

COD DE PROIECTARE SEISMICĂ
– PARTEA I –

PREVEDERI DE PROIECTARE
PENTRU CLĂDIRI

INDICATIV P 100-1/2013

CUPRINS

1. GENERALITĂȚI
 - 1.1. Obiect și domeniu de aplicare
 - 1.2. Definiții generale
 - 1.3. Unități de măsură
 - 1.4. Simboluri
 - 1.4.1. Simboluri folosite în capitolul 3
 - 1.4.2. Simboluri folosite în capitolul 4
 - 1.4.3. Simboluri folosite în capitolul 5
 - 1.4.4. Simboluri folosite în capitolul 6
 - 1.4.5. Simboluri folosite în capitolul 7
 - 1.4.6. Simboluri folosite în capitolul 8
 - 1.4.7. Simboluri folosite în capitolul 9
 - 1.4.8. Simboluri folosite în capitolul 10
 - 1.4.9. Simboluri folosite în capitolul 11
 - 1.5. Documente de referință
 - 1.6. Figuri și tabele

2. CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE
 - 2.1. Cerințe fundamentale
 - 2.2. Condiții pentru controlul îndeplinirii cerințelor
 - 2.2.1. Generalități
 - 2.2.2. Starea limită ultimă
 - 2.2.3. Starea limită de serviciu (de limitare a degradărilor)
 - 2.2.4. Măsuri suplimentare

3. ACȚIUNEA SEISMICĂ
 - 3.1. Reprezentarea acțiunii seismice pentru proiectare
 - 3.1.2. Descrieri alternative ale acțiunii seismice
 - 3.1.3. Accelerograme artificiale
 - 3.1.4. Accelerograme înregistrate
 - 3.1.5. Variabilitatea în spațiu a acțiunii seismice
 - 3.2. Spectrul de proiectare
 - 3.3. Combinarea acțiunii seismice cu alte tipuri de acțiuni

- 4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR
 - 4.1. Generalități
 - 4.2. Condiții de planificare a construcțiilor
 - 4.3. Condiții privind amplasarea construcțiilor
 - 4.4. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor
 - 4.4.1. Aspecte de bază ale concepției de proiectare
 - 4.4.2. Elemente structurale principale și secundare în preluarea forțelor seismice
 - 4.4.3. Condiții pentru evaluarea regularității structurale
 - 4.4.4. Condiții pentru alcătuirea planșeelor
 - 4.4.5. Clase de importanță și de expunere la cutremur și factori de importanță
 - 4.5. Calculul structurilor la acțiunea seismică
 - 4.5.1. Generalități
 - 4.5.2. Modelarea comportării structurale
 - 4.5.3. Metode de calcul structural
 - 4.5.4. Calculul deformațiilor
 - 4.6. Verificarea siguranței
 - 4.6.1. Generalități
 - 4.6.2. Starea limită ultimă
 - 4.6.3. Starea limită de serviciu
 - 4.7. Sinteza metodelor de proiectare

- 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON
 - 5.1. Generalități
 - 5.1.1. Obiect și domeniu de aplicare
 - 5.1.2. Definiții
 - 5.2. Principii de proiectare
 - 5.2.1. Capacitatea de disipare de energie. Clase de ductilitate
 - 5.2.2. Tipuri de structuri și factori de comportare
 - 5.2.3. Cerințe de proiectare
 - 5.3. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă
 - 5.3.1. Condiții referitoare la materiale
 - 5.3.2. Condiții geometrice
 - 5.3.3. Eforturi de proiectare
 - 5.3.4. Verificări la starea limită ultimă și prevederi de alcătuire

- 5.4. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie
 - 5.4.1. Condiții referitoare la materiale
 - 5.4.2. Condiții geometrice
 - 5.4.3. Eforturi de proiectare
 - 5.4.4. Verificări la starea limită ultimă și prevederi de alcătuire
 - 5.5. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate joasă
 - 5.5.1. Eforturi de proiectare
 - 5.5.2. Rezistența la încovoiere și la forța tăietoare
 - 5.5.3. Alcătuire și armare
 - 5.6. Elementele structurilor duale
 - 5.6.1. Structuri duale cu cadre predominante
 - 5.6.2. Structuri duale cu pereți dominanți
 - 5.7. Ancoraje și înnădiri
 - 5.7.1. Generalități
 - 5.7.2. Ancorarea armăturii
 - 5.7.3. Înnădirea armăturilor
 - 5.8. Fundații și infrastructuri
 - 5.8.1. Prevederi generale
 - 5.8.2. Măsuri de proiectare
 - 5.9. Efecte locale datorate interacțiunii cu pereții de umplură
 - 5.10. Proiectarea planșelor de beton
-
- 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN OȚEL
 - 6.1. Generalități
 - 6.1.1. Obiect și domeniu de aplicare
 - 6.1.2. Principii de proiectare
 - 6.1.3. Verificarea siguranței
 - 6.2. Condiții privind materialele
 - 6.3. Tipuri de structuri și factori de comportare
 - 6.3.1. Tipuri de structuri
 - 6.3.2. Factori de comportare
 - 6.4. Calculul structurii
 - 6.5. Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor
 - 6.5.1. Generalități
 - 6.5.2. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

- 6.5.3. Reguli de proiectare pentru elemente disipative supuse la compresiune și/sau încovoiere
- 6.5.4. Reguli de proiectare pentru elemente întinse
- 6.5.5. Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative
- 6.5.6. Reguli de proiectare pentru șuruburile de ancoraj
- 6.6. Cadre necontravântuite
- 6.6.1. Criterii de proiectare
- 6.6.2. Grinzi
- 6.6.3. Stâlpi
- 6.6.4. Îmbinările grindă-stâlp
- 6.6.5. Îmbinările de continuitate ale stâlpilor
- 6.7. Cadre contravântuite centric
- 6.7.1. Criterii de proiectare
- 6.7.2. Particularități de calcul
- 6.7.3. Calculul diagonalelor
- 6.7.4. Calculul grinzilor și stâlpilor
- 6.8. Cadre contravântuite excentric
- 6.8.1. Criterii de proiectare
- 6.8.2. Calculul barelor disipative
- 6.8.3. Elementele nedisipative
- 6.8.4. Îmbinările barelor disipative
- 6.9. Reguli de proiectare pentru structuri de tip pendul inversat
- 6.10. Reguli de proiectare pentru structurile din oțel cu nuclee sau pereți din beton armat și pentru structuri duale
- 6.10.1. Structuri cu nuclee sau pereți din beton armat
- 6.10.2. Structuri duale
- 6.11. Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat
- 6.11.1. Criterii de proiectare
- 6.11.2. Rezistența contravântuirii
- 6.11.3. Particularități de calcul
- 6.11.4. Calculul contravântuirilor
- 6.11.5. Grinzile și stâlpii
- 6.11.6. Îmbinările contravântuirilor
- 6.11.7. Îmbinările grindă-stâlp
- 6.12. Controlul execuției

- 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE
 - 7.1. Generalități
 - 7.1.1. Obiect și domeniu de aplicare
 - 7.1.2. Principii de proiectare
 - 7.2. Materiale
 - 7.2.1. Beton
 - 7.2.2. Armătura din oțel
 - 7.2.3. Oțelul structural (rigid)
 - 7.3. Tipuri de structuri și factori de comportare
 - 7.3.1. Tipuri de structuri
 - 7.3.2. Factori de comportare
 - 7.4. Acțiunea de diafragmă a planșelor compozite
 - 7.5. Proiectarea structurilor disipative compozite
 - 7.5.1. Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite
 - 7.6. Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite
 - 7.6.1. Prevederi generale
 - 7.6.2. Calculul structural al cadrelor compozite
 - 7.6.3. Suplețea pereților secțiunilor de oțel care alcătuiesc elementele compozite
 - 7.6.4. Transferul de eforturi și deformații între oțel și beton
 - 7.6.5. Grinzi compozite
 - 7.6.6. Stâlpi compoziți din beton armat cu armătură rigidă (cu secțiunea din oțel total înglobată în beton)
 - 7.6.7. Stâlpi compoziți din țevă umplută cu beton
 - 7.6.8. Elemente compozite cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton armat
 - 7.6.9. Nodurile cadrelor compozite disipative
 - 7.7. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice
 - 7.8. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri excentrice
 - 7.9. Proiectarea structurilor cu pereți compoziți
 - 7.9.1. Calculul structurilor cu pereți compoziți
 - 7.10. Proiectarea fundațiilor structurilor compozite
- 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE
 - 8.1. Generalități
 - 8.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

- 8.1.2. Documente normative de referință
- 8.1.3. Definiții
- 8.1.4. Simboluri
- 8.2. Materiale componente
 - 8.2.1. Cerințe speciale pentru elemente pentru zidărie.
 - 8.2.2. Cerințe speciale pentru mortar
 - 8.2.3. Țeserea zidăriei
 - 8.2.4. Cerințe privind rezistențele caracteristice minime ale zidăriei la compresiune, forfecare și încovoiere
 - 8.2.5. Betoane
 - 8.2.6. Armături
 - 8.2.7. Alte materiale pentru armarea zidăriei
- 8.3. Construcții cu pereți structurali din zidărie
 - 8.3.1. Tipuri de pereți structurali din zidărie
 - 8.3.2. Condiții de utilizare
 - 8.3.3. Regularitate și neregularitate geometrică și structurală
 - 8.3.4. Factori de comportare
- 8.4. Calculul seismic al clădirilor cu pereți structurali din zidărie
 - 8.4.1. Condiții generale
 - 8.4.2. Modele și metode de calcul pentru stabilirea forțelor seismice de proiectare
 - 8.4.3. Determinarea forțelor seismice de proiectare pentru pereții structurali
- 8.5. Principii și reguli generale de alcătuire specifice construcțiilor cu pereți structurali din zidărie
 - 8.5.1. Condiții generale
 - 8.5.2. Proiectarea suprastructurii
 - 8.5.3. Proiectarea infrastructurii
 - 8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie
- 8.6. Verificarea siguranței
 - 8.6.1. Cerința de rezistență în raport cu starea limită ultimă (ULS)
 - 8.6.2. Cerința de rigiditate
 - 8.6.3. Cerința de stabilitate
 - 8.6.4. Cerința de ductilitate
 - 8.6.5. Cerințe de rezistență în raport cu starea limită de serviciu (SLS)

8.7. Calculul valorilor de proiectare ale rezistențelor pereților structurali din zidărie

8.7.1. Prevederi generale de calcul.

8.7.2. Prevederi suplimentare pentru calculul pereților structurali la forță axială și încovoiere în planul peretelui

8.7.3. Prevederi suplimentare privind rezistența de proiectare a pereților structurali cuplați

8.8. Calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui

8.8.1. Condiții generale

8.8.2. Deformațiile laterale ale pereților structurali din zidărie

8.9. Proiectarea clădirilor simple din zidărie

8.9.1. Generalități

8.9.2. Materiale pentru zidărie

8.9.3. Condiții de regularitate geometrică și structurală

8.9.4. Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali pentru clădiri simple din zidărie

9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN

9.1. Generalități

9.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

9.1.2. Definiții

9.1.3. Concepția de proiectare

9.2. Condiții privind comportarea structurală disipativă

9.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

9.4.1. Reguli pentru elementele de îmbinare (conectori)

9.4.2. Reguli pentru îmbinări

9.4.3. Reguli pentru diafragmele orizontale

9.5. Verificări de siguranță

10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR

10.1. Generalități

10.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

10.1.2. Subsistemul componentelor nestructurale (CNS)

10.2. Cerințe generale de performanță seismică specifice CNS

10.3. Bazele calculului seismic al componentelor nestructurale

- 10.3.1. Principii și metode de evaluare a forței seismice de proiectare
- 10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS
- 10.4. Condiții generale pentru proiectarea seismică a componentelor nestructurale
 - 10.4.1. Legăturile CNS
 - 10.4.2. Interacțiunile CNS
- 10.5. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale (A)
 - 10.5.1. Condiții generale de proiectare seismică
 - 10.5.2. Proiectarea seismică a elementelor de construcție atașate anvelopei
 - 10.5.3. Proiectarea seismică a pereților nestructurali de închidere (A2) și de compartimentare (A3)
 - 10.5.4. Proiectarea seismică a tavanelor suspendate (A4)
 - 10.5.5. Proiectarea seismică a pardoselilor înălțate (A5)
 - 10.5.6. Proiectarea seismică a gardurilor de incintă (A6)
 - 10.5.7. Condiții de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din clădire
- 10.6. Proiectarea seismică a instalațiilor (B)
 - 10.6.1. Gruparea instalațiilor în categorii seismice
 - 10.6.2. Condiții generale de proiectare pentru sistemele de instalații
 - 10.6.3. Condiții de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente și/sau subansambluri de instalații
- 10.7. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice (C)
 - 10.7.1. Condiții generale de proiectare seismică
- 10.8. Măsurile specifice pentru protecția seismică a mobilierului din clădiri (D) 244
 - 10.8.1. Categoriile de clădiri și de mobilier/aparatură care necesită protecția la efectele acțiunii seismice
 - 10.8.2. Condiții generale de proiectare seismică
 - 10.8.3. Condiții pentru proiectarea seismică a rafturilor de depozitare din spații accesibile publicului
- 10.9. Verificarea siguranței CNS la efectele acțiunii seismice
 - 10.9.1. Generalități
 - 10.9.2. Încărcări de proiectare
 - 10.9.3. Deplasări de calcul
 - 10.9.4. Rezistența de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre

- 10.9.5. Reguli generale pentru verificarea siguranței CNS la acțiunea seismică
- 10.9.6. Modele de calcul
- 10.9.7. Verificarea condițiilor de stabilitate, de rezistență și de rigiditate
- 10.10. Asigurarea calității la proiectare și la execuție

- 11. IZOLAREA BAZEI
- 11.1. Obiect și domeniu de aplicare
- 11.2. Definiții
- 11.3. Cerințe fundamentale
- 11.4. Criterii de îndeplinire a cerințelor
- 11.5. Prevederi generale de proiectare
- 11.5.1. Prevederi generale referitoare la dispozitivele de izolare
- 11.5.2. Controlul mișcărilor nedorite
- 11.5.3. Controlul mișcărilor diferențiale ale terenului
- 11.5.4. Controlul deplasărilor relative față de terenul și construcțiile înconjurătoare
- 11.6. Acțiunea seismică
- 11.7. Factorul de comportare
- 11.8. Proprietățile sistemului de izolare
- 11.9. Calculul structural
- 11.9.1. Generalități
- 11.9.2. Calculul linear echivalent
- 11.9.3. Calculul liniar simplificat
- 11.9.4. Calculul liniar modal simplificat
- 11.9.5. Calculul dinamic
- 11.9.6. Elemente nestructurale
- 11.10. Verificări la starea limită ultimă

ANEXE

ANEXA A. ACȚIUNEA SEISMICĂ: DEFINIȚII ȘI PREVEDERI SUPLIMENTARE

- A.1. Definițiile perioadelor de control (colț) ale spectrelor de răspuns
- A.2. Perioada (frecvența) predominantă a vibrațiilor terenului
- A.3. Caracterizarea seismică a condițiilor de teren
- A.4. Instrumentarea seismică a clădirilor

A.5. Spectrul de răspuns elastic pentru diferite fracțiuni din amortizarea critică

A.6. Accelația seismică a terenului în România

ANEXA B. METODE SIMPLIFICATE DE DETERMINARE A PERIOADELOR ȘI FORMELOR PROPRII DE VIBRAȚIE

B.1. Metoda aproximativă Rayleigh

B.2. Formule simplificate pentru estimarea perioadei fundamentale

B.3. Observații generale

ANEXA C. CALCULUL MODAL CU CONSIDERAREA COMPORTĂRII SPAȚIALE A STRUCTURILOR

C.1. Generalități

C.2. Determinarea forțelor seismice, eforturilor și deplasărilor modale

C.3. Calculul eforturilor și deplasărilor din acțiunea seismică

ANEXA D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

D.1. Concepția procedurii

D.2. Evaluarea proprietăților de rezistență și de deformație ale elementelor structurale

D.3. Construirea curbei forță laterală – deplasarea la vârful construcției

D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF

D.5. Evaluarea cerințelor de deplasare

D.6. Controlul deplasărilor structurale

ANEXA E. VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURILOR

E.1. Verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu

E.2. Verificarea deformațiilor laterale la starea limită ultimă

E.3. Verificarea ductilității elementelor de beton armat la starea limită ultimă

E.4. Verificarea ductilității elementelor din oțel la starea limită ultimă

ANEXA F. ASPECTE SPECIFICE ALE ALCĂTUIRII ELEMENTELOR DIN OȚEL

F.1. Valori ale suprarezistenței sistemului structural pentru calculul simplificat

- F.2. Lungimi de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate
- F.3. Rigidizările barelor disipative
- F.4. Îmbinări grindă-stâlp cu secțiune redusă

ANEXA G. PROIECTAREA PLĂCII GRINZILOR ÎN ZONA STÂLPILOR CADRELOR COMPOZITE

- G.1. Generalități
- G.2. Reguli pentru prevenirea zdrobirii premature a betonului plăcii grinzii compozite
 - G.2.1. Grinda compozită transmite un moment negativ stâlpului marginal (exterior)
 - G.2.2. Grinda compozită transmite un moment pozitiv stâlpului marginal (exterior)
 - G.2.3. Grinzi compozite transmit momente de ambele semne stâlpului central (interior)

ANEXA H (informativă) - COMENTARII

- C 2. CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE
- C 3. ACȚIUNEA SEISMICĂ
- C 4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR
- C 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON
- C 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN OȚEL
- C 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE
- C 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE
- C 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN
- C 10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR
- C D. PROCEDU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR
- C E. PROCEDU DE VERIFICARE A DEPLASĂRII LATERALE A STRUCTURILOR

ANEXA I (informativă) - EXEMPLE DE PROIECTARE ȘI CALCUL

- E.4 PROIECTAREA CLĂDIRILOR
 - E 4.1 Structură metalică etajată cu două planuri de simetrie
 - E 4.2 Structură duală din beton armat neregulată în plan și în elevație.
- E.5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

- E.5.1. Structura în cadre de beton armat
- E.5.2. Structura cu pereți de beton armat
- E.6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE OȚEL
- E.6.1. Structură în cadre necontravântuite
- E.6.2. Structură în cadre contravântuite centric în V inversat
- E.6.3. Structură în cadre contravântuite excentric
- E.6.3. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE
- E.7. Calculul elementelor unei structuri compozite
- E.7.1. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU CONSTRUCȚII DE ZIDĂRIE
- E.8. Clădire de locuit cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu
- E.8.1. elemente ceramice
- E.8.2. Clădire tip « vilă » P+2E cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente de BCA
- E.8.3. Clădire de locuit P+3E cu pereți structurali din zidărie cu elemente ceramice
- E.8.4. Clădire tip « vilă » P+2E cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC) cu elemente BCA
- E.9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE LEMN
- E.9.1. Proiectarea unei structuri de tip hală de lemn
- E.10. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR
- E.10.1. Verificarea unui perete despărțitor din zidărie cu elemente ceramice
- E.10.2. Verificarea unui panou de zidărie înrămată într-un cadru de beton armat pentru acțiunea seismică în planul peretelui
- E.10.3. Verificarea unui perete de fațadă din zidărie de BCA înrămat în cadru de beton pentru acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui
- E.10.4. Verificarea unui perete de fațadă cu goluri de ferestre realizat din zidărie cu elemente ceramice
- E.10.5. Determinarea cerințelor de deplasare pentru un panou publicitar
- E.10.6. Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)
- E.10.7. Calculul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori de vibrații
- E.10.8. Calculul unei conducte de apă fierbinte

ANEXA J. RECOMANDĂRI DE PROIECTARE

1. GENERALITĂȚI

1.1. Obiect și domeniu de aplicare

(1) *Codul de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P 100-1/2013* (denumit în continuare P 100-1) se aplică la proiectarea seismică a clădirilor și construcțiilor cu structuri similare acestora (de exemplu, tribune, estacade și alte asemenea) amplasate pe teritoriul României.

(2) Prevederile codului P 100-1 sunt armonizate cu prevederile standardului național SR EN 1998-1.

(3) Proiectarea construcțiilor cu funcțiuni speciale (de exemplu, centrale nucleare, platforme maritime, poduri, baraje, diguri, coșuri de fum, turnuri de răcire și altele asemenea) nu face obiectul codului P 100-1.

(4) Codul cuprinde numai acele prevederi care, împreună cu prevederile codurilor destinate proiectării la alte tipuri de acțiuni a structurilor din diferite materiale (beton armat, oțel, zidărie, lemn), trebuie respectate în vederea asigurării protecției seismice a clădirilor și construcțiilor cu structuri similare acestora.

(5) Prevederile codului au în vedere, în cazul acțiunii cutremurului:

- protecția vieții și integrității fizice a persoanelor,
- menținerea fără întrerupere a desfășurării de activități și servicii esențiale pentru viața socială și economică,
- evitarea producerii de explozii sau degajări de substanțe periculoase;
- limitarea pagubelor materiale.

(6) Datorită caracterului imprevizibil, pronunțat aleator al cutremurelor, eficiența măsurilor de protecție seismică prezintă un anumit grad de incertitudine. Astfel, calitatea proiectelor și performanțelor structurilor trebuie evaluată prin măsura în care se respectă prevederile codului și nu prin prisma apariției, în cazul unei construcții individuale, a unor urmări mai deosebite.

(7) Condițiile stabilite prin prezentul cod au caracter minimal și nu sunt limitative.

(8) Prezenta reglementare tehnică este supusă actualizării periodice pe măsura evoluției progresului tehnic în domeniul proiectării clădirilor și construcțiilor cu structuri similare acestora la acțiunea seismică.

(9) Prevederile codului reflectă nivelul de cunoaștere la data elaborării acestuia în ceea ce privește acțiunea seismică, principiile și regulile de calcul și alcătuire ale construcțiilor, precum și performanțele și cerințele privind construcțiile și produsele pentru construcții utilizate.

(10) Pe măsură ce prin cercetări teoretice și programe experimentale efectuate în laboratoare acreditate / autorizate se vor obține noi date / informații suplimentare privind performanțele și ipotezele / modelele / metodele / valorile de calcul utilizate, acestea vor constitui baza fundamentării unor amendamente tehnice la prezentul cod cu respectarea, în condițiile legii, a procedurii de actualizare/revizuire a reglementărilor tehnice.

(11) Prevederile codului se adresează investitorilor, proiectanților, executanților de lucrări, specialiștilor cu activitate în domeniul construcțiilor atestați /autorizați în condițiile legii, precum și organismelor de verificare și control (verificarea și/sau expertizarea proiectelor, verificarea, controlul și/sau expertizarea lucrărilor).

(12) Structura codului P 100-1 este următoarea:

1. Generalități
2. Cerințe de performanță
3. Acțiunea seismică
4. Proiectarea clădirilor
5. Prevederi specifice construcțiilor de beton
6. Prevederi specifice construcțiilor din oțel
7. Prevederi specifice construcțiilor compozite
8. Prevederi specifice construcțiilor de zidărie
9. Prevederi specifice construcțiilor din lemn
10. Prevederi specifice componentelor nestructurale ale construcțiilor
11. Izolarea bazei

Anexa A - Acțiunea seismică. Definiții și prevederi suplimentare.

Anexa B - Metode simplificate de determinare a perioadelor și formelor proprii de vibrație

Anexa C - Calculul modal cu considerarea comportării spațiale a structurii

Anexa D - Procedeu de calcul static neliniar (biografic) al structurilor

Anexa E - Procedeu de verificare a deplasării laterale a structurilor

Anexa F - Aspecte specifice alcătuirii elementelor din oțel

Anexa G - Proiectarea plăcii grinziilor la rezemarea pe stâlpii cadrelor compozite

Anexa H - Comentarii

Anexa I - Exemple de proiectare și calcul

Anexa J - Recomandări de proiectare

1.2. Definiții generale

Definițiile noțiunilor de bază utilizate în cuprinsul codului P 100-1 sunt prezentate în continuare.

Aceste definiții se completează, atunci când este cazul, cu explicațiile termenilor specifici capitolelor 2 – 11.

Termenii de utilizare generală se definesc astfel:

Factor de comportare: Factor utilizat pentru a reduce forțele corespunzătoare răspunsului elastic ținând cont de răspunsul neliniar al structurii. Depinde de natura materialului structural, tipul de sistem structural și concepția de proiectare.

Metoda ierarhizării capacităților de rezistență (Metoda de proiectare la capacitate): Metodă de proiectare în care unele componente ale sistemului structural sunt proiectate și detaliate pentru a permite disiparea energiei seismice prin deformații inelastice, în timp ce toate celelalte elemente structurale sunt proiectate pentru a avea suficientă capacitate de rezistență pentru a nu depăși limitele comportării elastice și a permite dezvoltarea mecanismului de disipare de energie ales.

Zonă disipativă (zonă critică sau zonă potențial plastică): Parte a unei structuri, unde se așteaptă să se dezvolte deformații inelastice, înzestrată cu o capacitate ridicată de disipare a energiei.

Structură cu răspuns inelastic (disipativă): Structura sau parte a unei structuri, la care se așteaptă să se dezvolte deformații inelastice, înzestrată cu o capacitate ridicată de disipare a energiei.

Factor de importanță și de expunere la cutremur: Factor evaluat pe baza consecințelor cedării structurale.

Structură cu răspuns elastic (nedisipativă): Structură proiectată să reziste la acțiuni seismice fără considerarea comportării inelastice (neliniare).

Componente nestructurale: Elemente de construcție, instalații și echipamente care nu sunt luate în considerare la proiectarea seismică a ansamblului structurii din cauza rezistenței insuficiente sau a modului de legătură cu structura.

Elemente principale pentru preluarea forței seismice: Elemente componente ale sistemului structural supus la acțiuni seismice care sunt considerate în calculul structural și sunt proiectate și detaliate în concordanță cu reglementările tehnice de proiectare seismică.

Elemente secundare: Elemente care nu intră în componența sistemului structural de rezistență la acțiuni seismice și nu sunt proiectate și detaliate conform reglementărilor tehnice de proiectare seismică, dar care trebuie astfel alcătuite încât să permită transmiterea încărcărilor gravitaționale, atunci când structura este supusă la deplasările laterale impuse de cutremur.

Combinăția seismică de proiectare: Combinație factorizată a efectelor acțiunilor care include acțiunea seismică cu valoarea de proiectare

1.3. Unități de măsură

- (1) Se utilizează unitățile din Sistemul Internațional.
- (2) Pentru calcule sunt recomandate următoarele unități
 - Eforturi și încărcări: kN, kN/m, kN/m²
 - Masa: kg, t
 - Masa specifică (densitate): kg/m³, t/m³
 - Greutate specifică: kN/m³
 - Eforturi unitare și rezistențe: N/mm² (MPa), kN/m² (kPa)
 - Momente (încovoietoare, de torsiune, etc.): kNm
 - Accelații: m/s²
 - Accelația gravitațională: g (9.81 m/s²)

1.4. Simboluri

1.4.1. Simboluri folosite în capitolul 3

a_g	acelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta orizontală a mișcării terenului)
a_{vg}	acelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta verticală a mișcării terenului)
IMR	intervalul mediu de recurență de referință al acțiunii seismice
g	acelerația gravitațională
T_B, T_C, T_D	perioadele de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
$\beta(T)$	spectrul normalizat de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
β_0	factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale
T	perioada de vibrație a unui sistem cu un grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic
$S_e(T)$	spectrul de răspuns elastic de accelerații pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
$S_{De}(T)$	spectrul de răspuns elastic pentru deplasări
$\beta_v(T)$	spectrul normalizat de răspuns elastic pentru componenta verticală a accelerației terenului
T_{Bv}, T_{Cv}, T_{Dv}	perioadele de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componenta verticală a accelerației terenului
β_{0v}	factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației verticale
$S_{Ve}(T)$	spectrul de răspuns elastic de accelerații pentru componenta verticală a accelerației terenului
T_p	perioada predominantă de vibrație a terenului în amplasament
M	magnitudinea Gutenberg-Richter
M_w	magnitudinea moment
$S_d(T)$	spectrul de proiectare pentru accelerații
q	factorul de comportare
A_{E_k}	valoarea caracteristică a acțiunii seismice
A_{Ed}	valoarea de proiectare a acțiunii seismice
$\gamma_{I,e}$	factorul de importanță și de expunere la cutremur
EPA	acelerația efectivă de vârf a mișcării terenului
EPV	viteza efectivă de vârf a mișcării terenului
EPD	deplasarea efectivă de vârf a mișcării terenului
SA	spectrul de răspuns pentru accelerații absolute

SV	spectrul de răspuns pentru viteze relative
SD	spectrul de răspuns pentru deplasări relative
V_S	viteza undelor de forfecare
V_P	viteza undelor de compresiune
\bar{V}_S	viteza medie a undelor de forfecare ponderată cu grosimea stratelor profilului
h_i	grosimea stratului de teren i
V_{Si}	viteza undelor de forfecare pentru stratul de teren i
$T_{s,30}$	perioada de vibrație a pachetului de strate de teren de grosime $h=30\text{m}$ de la suprafața terenului
h	grosimea totală a pachetului de strate de teren din amplasament

1.4.2. Simboluri folosite în capitolul 4

e_{0x}, e_{0y}	distanța între centrul de rigiditate și centrul maselor măsurată în direcțiile de calcul selectate
r_x, r_y	rădăcina pătrată a raportului între rigiditatea la torsiune a structurii și rigiditatea laterală în direcțiile de calcul
$\gamma_{I,e}$	factorul de importanță și expunere la cutremur
d_s	deplasarea laterală ca efect al accelerației seismice
d_e	deplasarea elastică sub încărcări seismice de proiectare
ν	factorul de reducere a valorii deplasării aplicat la starea limită de serviciu
q	factorul de comportare
c	factor de amplificare al deplasării elastice în calculul deplasărilor la starea limită ultimă
E_d	valoarea de proiectare a efectului acțiunii seismice (a efortului sau deformației)
R_d	valoarea de proiectare a efortului capabil
θ	coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel
P_{tot}	încărcarea verticală totală la nivelul considerat și de la cele de deasupra, în ipoteza de calcul seismic
V_{tot}	forța tăietoare de nivel
h	înălțimea de nivel
E_{fd}	valoarea de calcul a efectului acțiunii seismice (efortului, deplasării)
$E_{F,G}$	efectul (efortul) încărcărilor neseismice asupra fundației

γ_{Rd}	factorul de suprarezistență
Δ	lățimea necesară a rostului între clădiri
e_{li}	excentricitatea accidentală a masei de la nivelul i față de poziția calculată a centrului maselor
L_i	dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția acțiunii seismice
$S_d(T_1)$	ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1
T_1	perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul care conține direcția orizontală considerată
m	masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i
λ	factorul de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia
F_i	forța seismică orizontală static echivalentă de la nivelul i
F_b	forța tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental
s_i	componenta formei fundamentale pe direcția gradului de libertate dinamică de translație la nivelul i
n	numărul de niveluri al clădirii
m_i	masa de nivel
z_i	înălțimea nivelului i față de baza construcției considerată în model
F_{ix}^j, F_{iy}^j	forțele seismice la nivelul i în direcția x , respectiv y , pentru subsistemul plan j
F_{ix}, F_{iy}	forțele seismice la nivelul i în direcția x , respectiv y , pentru modelul plan general
K_{ix}^j, K_{iy}^j	rigiditățile relative de nivel ale elementelor verticale care intră în componența subsistemului plan j asociate direcției x , respectiv y , calculate considerând numai deplasările de translație ale planșeului indeformabil
x_j, y_j	distanțe în direcția x , respectiv y , care definesc poziția subsistemului plan în raport cu centrul de rigiditate de la nivelul i
e_{ix}, e_{iy}	distanțe în direcția x , respectiv y , care definesc pozițiile deplasate ale forțelor seismice față de centrul de rigiditate
e_{0ix}, e_{0iy}	distanțe în direcția x , respectiv y , dintre centrele de masă și de rigiditate la nivelul i
e_{1ix}, e_{1iy}	excentricitățile accidentale în direcția x , respectiv y , la nivelul i
m_k	masa modală efectivă asociată modului propriu de vibrație k
T_k	perioada proprie în modul propriu de vibrație k

$s_{i,k}$	componenta vectorului propriu în modul de vibrație k pe direcția gradului de libertate dinamică i
E_E	efectul acțiunii seismice (efort , deplasare)
$E_{E,k}$	efectul acțiunii seismice în modul k de vibrație
E_{Edx}, E_{Edy}	valoarea de proiectare a efectului aplicării mișcării seismice pe direcția axelor orizontale x și y , alese pentru structură,
E_{Edz}	valoarea de proiectare a efectului aplicării mișcării seismice pe direcția axei verticale z
M_{li}	momentul de torsiune aplicat la nivelul i al structurii în jurul axei sale verticale

1.4.3. Simboluri folosite în capitolul 5

A_c	aria secțiunii transversale a unui element de beton
A_{S1}	armăturile de la partea inferioară a unei grinzi
A_{S2}	armăturile de la partea superioară a unei grinzi
A_{sh}	aria totală de etrieri orizontali într-un nod grindă-stâlp
A_{sv}	aria totală de armătură verticală într-un nod grindă-stâlp
A_{wh}	aria totală a secțiunii orizontale printr-un perete
H_w	înălțimea unui perete
M_{Ed}	valoarea de proiectare a momentului încovoietor
ΣM_{Rb}	suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale grinzilor care intră într-un nod, în secțiunile învecinate nodurilor, corespunzătoare direcției și sensului considerat al acțiunii seismice
ΣM_{Rc}	suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră într-un nod, în secțiunile învecinate nodurilor, corespunzătoare direcției și sensului considerat al acțiunii seismice
$M_{i,d}$	valoarea momentelor la capetele grinzilor sau stâlpilor utilizate pentru calculul forței tăietoare asociate plastificării
$M_{Rb,i}$	valoarea de proiectare a momentului capabil în grinzi la capătul i
$M_{Rc,i}$	valoarea de proiectare a momentului capabil în stâlpi la capătul i
N_{Ed}	valoarea de proiectare a forței axiale
V_c	valoarea de proiectare a forței tăietoare în stâlp
V'_{Ed}	forța tăietoare rezultată din calculul structurii în combinația seismică de proiectare
V_{Ed}	valoarea de proiectare a forței tăietoare în perete
$V_{Ed,max}$	forța tăietoare maximă asociată plastificării, ce acționează la capătul unei grinzi
$V_{Ed,min}$	forța tăietoare minimă asociată plastificării ce acționează la capătul unei grinzi
V_{jhd}	valoarea de proiectare a forței tăietoare în nod

b	lățimea unei grinzi măsurată la partea inferioară
b_{eff}	lățimea de placă a unei grinzi cu secțiunea în formă de „T” la fața stâlpului
b_c	dimensiunea secțiunii transversale a unui stâlp
b_j	lățimea de proiectare a nodului
b_o	lățimea miezului de beton confinat într-un stâlp sau în elementele marginale ale unui perete
b_w	lățimea inimii unei grinzi
b_{wo}	grosimea inimii unui perete
d	înălțimea efectivă (utilă) a secțiunii elementului
d_{bL}	diametrul barelor longitudinale
d_{bw}	diametrul unui etrier
f_{cd}	valoarea de proiectare a rezistenței la compresiune a betonului
f_{cm}	valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului
f_{ctm}	valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului
f_{yk}	valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului
f_{yd}	valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a oțelului
f_{ywd}	valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a armăturii transversale
h_f	grosimea plăcii la grinzi cu secțiune „T”
h_{jc}	distanța dintre planurile extreme de armături din stâlp într-un nod grindă-stâlp
h_{jw}	distanța dintre armăturile de jos și cele de sus
h_s	înălțimea de etaj
h_w	înălțimea secțiunii transversale a unei grinzi
l_{cl}	înălțimea liberă a unui stâlp
l_{cr}	lungimea zonei critice
l_w	lungimea secțiunii transversale a unui perete
q	factor de comportare
s	distanța dintre armăturile transversale
x_u	înălțimea zonei comprimate
α_l	factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării primei articulații plastice în sistem
α_u	factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării mecanismului cinematic global
γ_{Rd}	factor ce ține seama de efectul incertitudinilor legate de model în ceea ce privește valorile de proiectare ale eforturilor capabile utilizate la estimarea eforturilor de calcul, în acord cu principiul proiectării capacității de rezistență; ține seama de diferitele surse de suprazistență
v_d	efortul axial mediu normalizat reprezentând raportul dintre valoarea de proiectare a forței axiale, N_{Ed} , și $A_c f_{cd}$

ρ procentul de armare cu armătură întinsă

1.4.4. Simboluri folosite în capitolul 6

L deschiderea grinzii

M_{Ed} momentul încovoietor de proiectare din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$M_{Ed,E}$ momentul încovoietor din acțiunea seismică

$M_{Ed,G}$ momentul încovoietor din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$M_{pl,Rd}$ rezistența plastică de proiectare a secțiunii la moment încovoietor

N_{Ed} efortul axial de proiectare din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$N_{Ed,E}$ efortul axial din acțiunea seismică

$N_{Ed,G}$ efortul axial din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$N_{pl,Rd}$ rezistența plastică de proiectare a secțiunii la efort axial

R_d rezistența îmbinări, corespunzătoare modului de solicitare la care este supusă

R_{fy} rezistența plastică a elementului disipativ corespunzătoare modului de solicitare la care acesta este supus

V_{Ed} forța tăietoare de proiectare rezultată din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$V_{Ed,E}$ forța tăietoare din acțiunea seismică

$V_{Ed,G}$ forța tăietoare din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$V_{Ed,M}$ valoarea forței tăietoare asociată plasticizării unei grinzi la ambele capete

$V_{pl,Rd}$ rezistența plastică de proiectare a secțiunii la forță tăietoare

$V_{wp,Ed}$ forța tăietoare în panoul de inimă al stâlpului

$V_{wp,Rd}$ rezistența de proiectare la forță tăietoare a panoului inimii stâlpului

e lungimea unei bare disipative

f_y valoarea nominală a limitei de curgere a oțelului

$f_{y,max}$ valoarea maximă a limitei de curgere a oțelului

f_u valoarea nominală a rezistenței la rupere a oțelului

q factorul de comportare

t_w grosimea inimii secțiunii

t_f grosimea tălpii secțiunii

Ω_T valoarea suprarezistenței sistemului structural

α_l	factorul de multiplicare al forțelor seismice de proiectare corespunzător apariției primei articulații plastice în sistem
α_u	factorul de multiplicare al forțelor seismice de proiectare corespunzător formării unui număr de articulații plastice suficient de mare pentru a aduce structura în situația de mecanism cinematic
γ_M	factorul parțial de siguranță pentru material
γ_{ov}	raportul dintre limita de curgere reală, $f_{y,max}$ și limita de curgere nominală, f_y (suprarezistența de material)
θ	capacitatea de rotire totală a nodului grindă-stâlp
$\bar{\lambda}$	valoarea adimensională a zvelteței unui element
T_{Ed}	temperatura minimă de referință
μ	coeficientul de frecare
E	modulul de elasticitate al oțelului
N_{cr}	efortul critic de flambaj elastic
L_{cr}	lungimea de flambaj
I	momentul de inerție al secțiunii
$E_{d,G}$	solicitarea produsă de încărcările neseismice din gruparea care include acțiunea seismică;
$E_{d,E}$	solicitarea produsă de încărcările seismice;
P_{max}	capacitatea corectată la compresiune a contravântuirii cu flambaj împiedicat
T_{max}	capacitatea corectată la întindere a contravântuirii cu flambaj împiedicat
β	factorul de corecție a capacității la compresiune
ω	factorul de corecție datorat consolidării

1.4.5. Simboluri folosite în capitolul 7

A_w, A_c, A_s	aria de armătură , beton și respectiv oțel rigid
A_S și A_T	armături suplimentare amplasate în placă în zona stâlpului (A_S armătura longitudinală și A_T armătura transversală)
b_c	lățimea secțiunii stâlpului perpendiculară pe axa grinzii
b_{eff}	lățimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oțel compozită cu placa
b_{eff}^+	lățimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oțel compozită cu placa în zona de moment pozitiv
b_{eff}^-	lățimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oțel compozită cu placa în zona de moment negativ
b_{e1} și b_{e2}	lățimile efective parțiale ale plăcii situate deoparte și de alta a axei grinzii
b_f	lățimea tălpii elementului din oțel

b_o	dimensiunea minimă a miezului din beton măsurată între axele etrierilor
c	lățimea aripii tălpii elementului din oțel
d	înălțimea secțiunii din oțel, dimensiunea exterioară (maximă) a secțiunii țevii din oțel
d_{bL}	diametrul barelor longitudinale
d_{bw}	diametrul etrierilor de confinare
E	modulul de elasticitate ale oțelului
E_{cm}	modulul de elasticitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată
EI_1	rigiditatea la încovoiere a grinzii din oțel compozite cu placa pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lățimii efective de placa
EI_2	rigiditatea la încovoiere a grinzii din oțel compozite cu placa pentru zona de moment negativ cu considerarea armăturii din lățimea efectivă de placă
f_{cd}	rezistența de calcul a betonului
f_y	rezistența caracteristică a oțelului
f_{yd}	rezistența de proiectare a oțelului
f_{ydf}	rezistența de proiectare a oțelului tălpii
f_{ydL}	rezistența de proiectare a oțelului armăturilor longitudinale
f_{ydw}	rezistența de proiectare a oțelului armăturilor transversale
h	înălțimea secțiunii elementului compozit
h_b	înălțimea secțiunii grinzii compozite
h_c	înălțimea secțiunii stâlpului compozit
I_a	momentul de inerție al secțiunii de armătură
I_c	momentul de inerție al secțiunii brute din beton
I_{eq}	momentul de inerție echivalent al grinzii compozite
I_s	momentul de inerție al secțiunii brute din oțel
l	deschiderea grinzii
l_{cl}	înălțimea liberă a stâlpului.
l_{cr}	lungimea zonei critice a unui element compozit
l_e	lungimea de înglobare a riglei de cuplare din oțel în perete
M_{Ed}	momentul de proiectare
$M_{pl,Rd}$	momentul capabil
N_{Ed}	forța axială de proiectare
$N_{pl,Rd}$	forța axială capabilă la compresiune centrică
q	factorul de comportare
s	distanța între etrieri
t	grosimea peretelui țevii,

t_f	grosimea tălpii elementului din oțel
t_w	grosimea inimii elementului din oțel
V_{Ed}	forța tăietoare de proiectare
V_{Rd}	forța tăietoare capabilă a elementului compozit
$V_{wp,Sd}$	forța tăietoare de proiectare a nodului
$V_{wp,Rd}$	forța tăietoare capabilă a nodului compozit
x/h	înălțimea relativă a zonei comprimate din betonul grinzii compozite cu placa
α_l	factorul de multiplicare al încărcărilor seismice de cod (în condițiile păstrării constante a celorlalte încărcări de calcul) corespunzător formării primei articulații plastice în sistemul structural compozit.
α_u	factorul de multiplicare al încărcărilor seismice de cod (în condițiile păstrării constante a celorlalte încărcări de calcul) corespunzător formării mecanismului complet de disipare în structura compozită.
v_d	forța axială normalizată de proiectare a unui stâlp compozit

1.4.6. Simboluri folosite în capitolul 8

A_{asc}	aria armăturii din stâlpișorul comprimat
A_{sw}	aria armaturilor din rosturile orizontale pentru preluarea forței tăietoare
C^{***}	marca blocului de zidărie
D	lungimea diagonalei panoului de cadru
E_b	modulul de elasticitate al betonului
E_z	modulul de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei
E_{zc}	modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei confinate
$F_{Ed(zu)}$	forța axială din diagonala comprimată a panoului de umplură corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare;
$F_{Rd(zu)}$	rezistența de proiectare a panoului de umplură
$F_{Rd1(zu)}$	rezistența de rupere prin lunecare din forță tăietoare în rosturile orizontale apanoului de zidărie de umplură
$F_{Rd2(zu)}$	rezistența de rupere la strivire a diagonalei comprimate a panoului de zidărie de umplură
$F_{Rd3(zu)}$	rezistența de rupere prin fisurare în lungul diagonalei comprimate
G_z	modulul de elasticitate transversal al zidăriei simple
G_{zc}	modulul de elasticitate transversal al zidăriei confinate
I_b	momentul de inerție al secțiunii de beton a elementelor de confinare
I_{st}	valoarea medie a momentelor de inerție ale stâlpilor care mărginesc panoul
I_z	momentul de inerție al secțiunii de zidărie confinată
H_W	înălțimea peretelui

M^{**}	marca mortarului
$M_{cap}(sus), M_{cap}(jos)$	valorile rezistențelor de proiectare la încovoiere la extremitățile grinzii de cuplare, sus și jos
M_{Ed}	valoarea de proiectare a momentului încovoiator în planul peretelui
M_{Exd1}	valoarea de proiectare a momentului încovoiator în plan paralel cu rosturile orizontale
M_{Exd2}	valoarea de proiectare a momentului încovoiator în plan perpendicular pe rosturile orizontale
M_{Rd}	rezistența de proiectare la încovoiere în planul peretelui
M_{Rxd1}	rezistența de proiectare la încovoiere a peretelui în plan paralel cu rosturile orizontale
M_{Rxd2}	rezistența de proiectare la încovoiere a peretelui în plan perpendicular pe rosturile orizontale
N_{Ed}	valoarea de proiectare a forței axiale
N_{Rd}	rezistența de proiectare la forță axială
V_{Edu}	valoarea forței tăietoare asociată rezistenței la încovoiere a secțiunii de zidărie simplă, confinată sau cu inimă armată, determinată ținând seama de suprazistența armăturilor
V_{Ed}	valoarea de proiectare a forței tăietoare determinată prin calculul structurii în domeniul elastic liniar
V_g	forța tăietoare maximă în grinda de cuplare din încărcările verticale
V_{gc}	rezistența de proiectare la forță tăietoare a grinzilor de cuplare din pereții cu goluri
V_{Rd}	rezistența de proiectare la forță tăietoare
V_{Rda}	rezistența de proiectare la forță tăietoare a armăturilor orizontale din stratul median al peretelui cu inimă armată
V_{Rdb}	rezistența de proiectare la forță tăietoare a stratului median de beton sau mortar-beton al peretelui cu inimă armată
V_{Rdz}	rezistența de proiectare la forță tăietoare a zidăriei peretelui cu inimă armată
V_{Rd1}	rezistența de proiectare la forță tăietoare a panoului de zidărie confinată
V_{Rd2}	rezistența de proiectare la forfecare a armăturii din stâlpișorul comprimat
V_{Rd3}	rezistența de proiectare a armăturilor din rosturile orizontale ale zidăriei
a_g	valoarea de proiectare a accelerației terenului
g	acelerația gravitațională
b_z	grosimea totală a celor două straturi de cărămidă ale peretelui cu inima armată
d	diametrul barelor din elementele de beton armat
f_b	rezistența caracteristică la compresiune a corpurilor de zidărie normal pe fața rostului orizontal

f_{bh}	rezistența caracteristică la compresiune a corpurilor de zidărie paralel cu fața rostului orizontal, în planul peretelui
f_d	rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei
f_k	rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei
f_{kd1}	rezistența caracteristică a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale
f_{kd2}	rezistența caracteristică a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale
f_{kh}	rezistența unitară caracteristică la compresiune a zidăriei paralel cu fața rostului orizontal în planul peretelui
f_m	rezistența medie la compresiune a mortar-betonului din stratul median al pereților din zidărie cu inimă armată
f_{vd}	rezistența de proiectare la forfecare a zidăriei
f_{vd0}	rezistența de proiectare la forfecare sub efort de compresiune nul a zidăriei
f_{vk}	rezistența caracteristică la forfecare a zidăriei
f_{vk0}	rezistența caracteristică la forfecare sub efort de compresiune nul a zidăriei
f_{xd1}	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale
f_{xd2}	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale
f_{yd}	rezistența de proiectare a armăturii din stâlpișorul comprimat
h	înălțimea liberă a peretelui
h_{ef}	înălțimea efectivă a peretelui
h_{etaj}	înălțimea nivelului clădirii
h_{gol}	înălțimea golului din zidărie
h_p	înălțimea panoului de zidărie de umplură
l	deschiderea grinzii
l_o	lungimea de calcul a grinzii de cuplare (între fețele montanților)
l_w	lungimea peretelui
l_c	lungimea zonei comprimate a peretelui
l_{min}	lățimea minimă a spaletului de zidărie la o secțiune compusă
l_p	lungimea panoului de zidărie de umplură
n	numărul de niveluri al clădirii
$p\%$	densitatea pereților structurali raportată la aria planșeului
q	factorul de comportare
s	distanța între armăturile A_{sw}
t	grosimea peretelui de zidărie
t_{ef}	grosimea efectivă a peretelui

t_m	grosimea stratului median al peretelui din zidărie armată
t_p	grosimea panoului de zidărie de umplură
x	adâncimea zonei comprimate rezultată din ipoteza secțiunilor plane
x_{conv}	adâncimea convențională a blocului eforturilor de compresiune
x_{echiv}	adâncimea echivalentă a zonei comprimate
x_{max}	adâncimea maximă a zonei comprimate
γ_M	coeficientul parțial de siguranță pentru material
ε_m	deformația specifică liniară maximă
ε	deformație specifică liniară
ε_{uz}	deformația specifică ultimă a zidăriei
ε_{ub}	deformația specifică ultimă a betonului
σ	efort unitar normal
d	efortul unitar de compresiune determinat considerând încărcarea verticală uniform distribuită pe lungimea peretelui
θ	unghiul cu orizontala al diagonalei panoului de zidărie de umplură

1.4.7. Simboluri folosite în capitolul 9

d	diametrul tijelor, dornurilor sau buloanelor, după caz
q	factor de comportare
λ_M	coeficientul parțial de siguranță pentru material

1.4.8. Simboluri folosite în capitolul 10

E_{anc}	valoarea de proiectare a eforturilor secționale din elementele de ancoraj
$E_{Ed,CNS}$	valoarea de proiectare a eforturilor secționale în componentele nestructurale (CNS)
$E_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la eforturile secționale în CNS
F_{CNS}	forța seismică static echivalentă pentru CNS
H	înălțimea medie a acoperișului în raport cu baza construcției
K_z	coeficientul care reprezintă amplificarea accelerației seismice a terenului pe înălțimea construcției
L_a	lungimea de ancoraj a elementului de prindere
$M_{Ed,CNS}$	momentul încovoietor de proiectare pentru CNS și prinderi
$M_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la încovoiere pentru CNS și prinderi
$N_{Ed,CNS}$	forța axială de proiectare pentru CNS și prinderi
$N_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la forță axială pentru CNS și prinderi

R_{anc}	rezistența de proiectare la eforturile secționale din elementele de ancoraj
$V_{Ed,CNS}$	forța tăietoare de proiectare pentru CNS și prinderi
$V_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la forța tăietoare pentru CNS și prinderi
X	cota punctului superior de prindere al CNS de la nivelul x
Y	cota punctului inferior de prindere al CNS de la nivelul y
a_g	valoarea de proiectare a accelerației terenului
b_{st}	lățimea panoului de sticlă
c_{liber}	spațiul dintre sticlă și cadrul metalic
c_1	spațiul liber între marginile verticale ale sticlei și cadru
c_2	spațiul liber între marginile orizontale ale sticlei și cadru
D	diametrul barei de prindere
d_{aA}, d_{aB}	deplasările relative de nivel admisibile pentru construcțiile A și B
d_{ra} (sticlă)	deplasarea relativă de nivel care produce spargerea/căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină
$d_{r,CNS}$	deplasarea relativă de nivel de proiectare pentru CNS
d_{sxA}	deplasarea construcției A, la nivelul x
d_{syA}	deplasarea construcției A, la nivelul y
d_{syB}	deplasarea construcției B, la nivelul y
f_{xd1}	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale
f_{xd2}	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale
g	accelerația gravitațională
h_{etA}, h_{etB}	înălțimile de etaj la construcțiile A și B
h_{st}	înălțimea panoului de sticlă
m_{CNS}	masa maximă a CNS în exploatare
q_{CNS}	factor de comportare al CNS
z	cota punctului de prindere de structură a CNS
β_S	coeficientul de amplificare dinamică al CNS
γ_{CNS}	factorul de importanță și expunere la cutremur al CNS
$\gamma_{1,e}$	factorul de importanță și expunere la cutremur al construcției.

1.4.9. Simboluri folosite în capitolul 11

K_{eff}	rigiditatea efectivă a sistemului izolator în direcția principală considerată, la o deplasare egală cu deplasarea de proiectare d_{dc}
K_V	rigiditatea totală a sistemului izolator în direcție verticală
K_{xi}	rigiditatea efectivă pentru un element dat în direcția x

K_{yi}	rigiditatea efectivă pentru un element dat în direcția z
T_{eff}	perioada fundamentală efectivă a suprastructurii corespunzătoare translației orizontale, suprastructura fiind considerată un corp rigid
T_f	perioada fundamentală a suprastructurii considerată încastrată la bază
T_V	perioada fundamentală a suprastructurii în direcție verticală, suprastructura fiind considerată un corp rigid
M	masa suprastructurii
M_s	magnitudinea
d_{dc}	deplasarea de proiectare a centrului rigidității efective în direcția considerată
d_{db}	deplasarea totală de proiectare a unei unități izolatoare
$e_{tot,y}$	excentricitatea totală în direcția y
f_j	forțele orizontale la fiecare nivel j
r_y	raza de torsiune a sistemului izolator
(x_i, y_i)	coordonatele unei unități izolatoare în raport cu centrul rigidității efective
ξ_{eff}	valoarea amortizării efective

1.5. Documente de referință

Reglementări tehnice:

Nr. crt.	Acte legislative	Act normativ prin care se aprobă reglementarea tehnică/publicația
1.	Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor, indicativ CR 0 – 2012	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 1530/2012, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis, nr.647/11 septembrie 2012, cu completările ulterioare
2.	Normativ pentru producerea betonului și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat - Partea 1: Producerea betonului, indicativ NE 012/1-2007	Ordinul ministrului dezvoltării lucrărilor publice și locuinței nr.577/2008 din 29 aprilie 2008, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 374 din 16 mai 2008
3.	Normativ pentru producerea și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat-Partea 2: Executarea lucrărilor din beton, indicativ NE 012/2-2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 853/2010 din 22 noiembrie 2010, publicat în Monitorul Oficial, Partea I nr.853 din 20 decembrie 2010
4.	Specificație tehnică privind produse din oțel utilizate ca armături: cerințe și criterii de performanță, indicativ ST 009-2011	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 683/2012, publicat în Monitorul Oficial, Partea I, nr. 337 din 18 mai 2012

5.	Cod de proiectare seismică. Partea a III-a. Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente, indicativ P 100-3/2008	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și locuinței nr.704/2009 publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I nr.674 și nr.674 bis din 1 octombrie 2009, cu completările ulterioare
6.	Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat, indicativ CR 2-1-1.1/2013	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 2361/2013, publicat în Monitorul Oficial al României
7.	Cod de proiectare pentru structuri din zidărie, indicativ CR 6 – 2013	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr.2464/2013, publicat în Monitorul Oficial al României

Standarde de referință:

Nr. crt.	Standarde	Denumire
1	SR EN 1992-1-1:2004	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
2	SR EN 1992-1-1:2004/AC:2012	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
3	SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională
4	SR EN 1992-1-1:2004/NB/A91:2009	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională
5	SR EN 1998-5:2004	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice
6	SR EN 1998-5:2004/NA:2007	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice. Anexa națională
7	SR EN 1993-1-1:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
8	SR EN 1993-1-1:2006/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor din oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională

9	SR EN 1993-1-1:2006/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
10	SR EN 1993-1-3:2007	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece
11	SR EN 1993-1-3:2007/NB:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece. Anexa Națională
12	SR EN 1993-1-3:2007/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece
13	SR EN 1993-1-5:2007	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor
14	SR EN 1993-1-5:2007/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor. Anexa Națională
15	SR EN 1993-1-5:2007/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor
16	SR EN 1993-1-8:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor
17	SR EN 1993-1-8:2006/NB:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor. Anexă Națională
18	SR EN 1993-1-8:2006/AC:2010	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor
19	SR EN 1993-1-10:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oțelului
20	SR EN 1993-1-10:2006/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oțelului. Anexa națională
21	SR EN 1993-1-10:2006/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oțelului
22	SR EN 10025-1:2005	Produse laminate la cald din oțeluri pentru construcții. Partea 1: Condiții tehnice generale de livrare

23	SR EN 10025-2:2004	Produse laminate la cald din oțeluri de construcții. Partea 2: Condiții tehnice de livrare pentru oțeluri de construcții nealiat
24	SR EN 10025-2:2004/AC:2005	Produse laminate la cald din oțeluri de construcții. Partea 2: Condiții tehnice de livrare pentru oțeluri de construcții nealiat
25	SR EN 10210-1:2006	Profile cave finisate la cald pentru construcții, din oțeluri de construcție nealiat și cu granulație fină. Partea 1: Condiții tehnice de livrare
26	SR EN 1090-2+A1:2012	Executarea structurilor de oțel și structurilor de aluminiu. Partea 2: Cerințe tehnice pentru structurile de oțel
27	SR EN 15129:2010	Dispozitive antiseismice
28	SR EN ISO 6892-1:2010	Materiale metalice. Încercarea la tracțiune. Partea 1: Metoda de încercare la temperatura ambiantă
29	SR EN 1994-1-1:2004	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel și beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
30	SR EN 1994-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel și beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională
31	SR EN 1994-1-1:2004/AC:2009	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel și beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
32	SR EN 1995-1-1:2004	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalități - Reguli comune și reguli pentru clădiri
33	SR EN 1995-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalități - Reguli comune și reguli pentru clădiri. Anexa națională
34	SR EN 1995-1-1:2004/AC:2006	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalități - Reguli comune și reguli pentru clădiri
35	SR EN 1995-1-1:2004/A1:2008	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalități - Reguli comune și reguli pentru clădiri
36	STAS 256-79	Lemn pentru mină
37	STAS 3416-75	Lemn rotund pentru piloți
38	STAS 4342-85	Lemn rotund de foioase pentru construcții

39	STAS 1040-85	Lemn rotund de rășinoase pentru construcții. Manele și prăjini
40	STAS 3363-86	Cherestea de cireș, frasin, paltin, păr și ulm. Clase de calitate
41	STAS 6709-86	Cherestea de arțar, carpen, jugastru, mesteacăn și salcâm. Clase de calitate
42	SR EN 844-1:1998	Lemn rotund și cherestea. Terminologie. Partea 1: Termeni generali comuni pentru lemn rotund și cherestea
43	SR EN 1313-1:2010	Lemn rotund și cherestea. Abateri admisibile și dimensiuni preferențiale. Partea 1: Cherestea de rășinoase
44	SR EN 1611-1:2001	Cherestea. Clasificare după aspect a lemnului de rășinoase. Partea 1: Molid, brad, pin și Douglas European
45	SR EN 1611-1:2001/A1:2003	Cherestea. Clasificare după aspect a lemnului de rășinoase. Partea 1: Molid, brad, pin și Douglas European
46	SR EN 338:2010	Lemn pentru construcții. Clase de rezistență
47	SR EN 336:2004	Lemn pentru construcții. Dimensiuni, abateri admisibile
48	SR EN 335-2:2007	Durabilitatea lemnului și a materialelor derivate din lemn. Definiția claselor de utilizare. Partea 2: Aplicație la lemnul masiv
49	SR EN 1194:2002	Structuri de lemn. Lemn lamelat încleiat. Clase de rezistență și determinarea valorilor caracteristice
50	SR EN 1380:2009	Structuri de lemn. Metode de încercare. Cuie pentru îmbinări de rezistență, șuruburi, buloane și dornuri
51	SR EN 1381:2002	Structuri de lemn. Metode de încercare. Îmbinări de rezistență cu scoabe
52	SR EN 26891:2002	Structuri de lemn. Îmbinări cu elemente mecanice de fixare. Principii generale pentru determinarea caracteristicilor de rezistență și deformare
53	SR EN 1438:2001	Simboluri pentru lemn și pentru produsele pe bază de lemn
54	SR EN 14279+A1:2009	Lemn stratificat (LVL). Definiții, clasificare și specificații
55	SR EN 14545:2009	Structuri de lemn. Piese de fixare. Cerințe

56	SR EN 1996-1-1:2006	Eurocod 6: Proiectarea structurilor de zidărie. Partea 1-1: Reguli generale pentru construcții de zidărie armată și nearmată
57	SR EN 1996-1-1:2006/NB:2008	Eurocod 6: Proiectarea structurilor de zidărie. Partea 1-1: Reguli generale pentru construcții de zidărie armată și nearmată. Anexa națională
58	SR EN 1996-1-1:2006/AC:2010	Eurocod 6: Proiectarea structurilor de zidărie. Partea 1-1: Reguli generale pentru construcții de zidărie armată și nearmată
59	SR EN 771-1:2011	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 1: Elemente pentru zidărie de argilă arsă
60	SR EN 771-4:2011	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 4: Elemente pentru zidărie de beton celular autoclavizat
61	SR EN 1052-1:2001	Metode de încercare a zidăriei. Partea 1: Determinarea rezistenței la compresiune
62	SR EN 845-1+A1:2008	Specificație a componentelor auxiliare pentru zidărie. Partea 1: Agrafe, bride de fixare, etriere suport și console
63	SR EN 998-2:2011	Specificație a mortarelor pentru zidărie. Partea 2: Mortare pentru zidărie
64	SR EN 1998-1:2004	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri
65	SR EN 1998-1:2004/NA:2008	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri. Anexa națională
66	SR EN 1998-1:2004/AC:2010	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri

1.6. Figuri și tabele

Figura 3.1. România - Zonarea valorilor de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare ag cu IMR = 225 ani și 20% probabilitate de depășire în 50 de ani

Figura 3.2. Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colț), T_C a spectrului de răspuns

Figura 3.3. Spectre normalizate de răspuns elastic ale accelerațiilor absolute pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, în zonele caracterizate prin perioada de control (colț) $T_C=0,7s$ 1,0s și 1,6s

Figura 5.1. Diagrama înfășurătoare de momente de proiectare pentru pereți structurali

Figura 5.2. Diagrama înfășurătoare a forțelor tăietoare de proiectare pentru pereți structurali

Figura 5.3. Semnificația $V_{Ed,max}$ și $V_{Ed,min}$ și modul de dispunere a armăturii înclinate

Figura 5.4. Lungimea minimă pe care trebuie să se prevadă măsuri de confinare, l_c , stabilită prin calcul

Figura 5.5. Valori limită inferioare ale lungimii minime pe care trebuie să se prevadă măsuri de confinare

Figura 5.6. Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinzilor și stâlpilor (clasa DCH)

Figura 5.7. Ancorarea armăturilor de la partea inferioară în situația în care zona critică se formează la fața nodului sub acțiunea momentelor pozitive

Figura 5.8. Acțiunea de diagonală comprimată exercitată de panoul de zidărie

Figura 5.9. Condiții de comportare de tip stâlp scurt sau de tip grindă scurtă

Figura 6.1. Cadru cu contravântuiri în K

Figura 6.2. Îmbinare grindă – stâlp. Panoul de inimă a stâlpului.

Figura 6.3. Săgeta δ la mijlocul grinzii luată în considerare pentru calculul rotirii θ

Figura 6.4. Exemple de aplicare a prevederilor de la 6.7.1.(2)

Figura 6.5. Notații pentru bara disipativă cu secțiune dublu T

Figura 6.6. Configurații de cadre contravântuite excentric cu (a) momente egale la capetele barei disipative sau (b) momente inegale la capetele barei disipative.

Figura 6.7. Alcătuirea de principiu a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat.

Figura 6.8. Diagrama forță - deformație pentru contravântuire.

Figura 6.9. Schema subansamblului pentru încercarea experimentală

Figura 7.1. Definiția lățimilor efective b_e și b_{eff}

Figura 7.2. Dispunerea barelor suplimentare A_s , A_T și situații de calcul ale lățimii efective de placă

Figura 7.3. Armătura transversală a elementelor compozite parțial înglobate în beton

Figura 7.4. Sisteme structurale pentru pereții compoziți

Figura 7.5. Detalii pentru zonele de capăt ale pereților compoziți

Figura 7.6. Grinzi de cuplare de oțel ale pereților de beton armat și detalii de înglobare pentru clasa de ductilitate DCH

Figura 8.1. Dispunerea în plan a golurilor din pereții de zidărie

- Figura 8.2. Poziționarea golurilor de mari dimensiuni în planșee
- Figura 8.3. Modularea zidărilor în raport cu dimensiunile elementelor pentru zidărie
- Figura 8.4. Poziționarea stâlpișorilor din beton armat la structuri din zidărie confinată
- Figura 8.5. Întreruperea centurilor la casa scării
- Figura 8.6. Înnădirea barelor din centuri
- Figura 8.7. Armarea centurilor slăbite prin șlițuri
- Figura 8.8. Armarea zidăriei la intersecții de pereți
- Figura 10.1. Asigurarea stabilității coșurilor din zidărie
- Figura 10.2. Asigurarea stabilității elementelor majore din zidărie de la fațade
- Figura 10.3. Detalii de realizare a cornișelor din zidărie
- Figura 10.4. Exemple de cornișe cu deschidere mare
- Figura 10.5. Zidărie înrămată în cadre. Sisteme de diagonale comprimate
- Figura 10.6. Măsuri constructive pentru parapeți din zidărie
- Figura 10.7. Centuri și stâlpișori intermediari la pereți nestructurali
- Figura 10.8. Asigurarea stabilității pereților nestructurali cu înălțimea mai mică decât cea a etajului
- Figura 10.9. Alcătuirea generală a pardoselilor înălțate
- Figura 10.10. Încărcări pe pardoseli înălțate
- Figura 10.11. Scheme pentru calculul rezistenței panourilor de zidărie înrămată
- Figura A.1. Densitatea spectrală de putere normalizată pentru componenta NS a înregistrărilor cutremurelor vrâncene din 1977 și 1986 la stația INCERC (Estul municipiului București)
- Figura C.1. Grade de libertate dinamică la nivelul “*i*” în ipoteza planșeului indeformabil în planul său
- Figura C.2. Reducerea maselor în CM
- Figura C.3. Forțe seismice de nivel static echivalente în modul k de vibrație
- Figura D.1. Curba forță – deplasare obținută prin calcul static neliniar al structurii
- Figura E.1. Rotirea corzii
- Figura F.1. Raportul l_f/L dintre lungimea de flambaj și lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe
- Figura F.2. Raportul l_f/L dintre lungimea de flambaj și lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile
- Figura F.3. Factori de distribuție pentru stâlpii continui
- Figura F.4. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă scurtă
- Figura F.5. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă lungă

Figura F.6. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă intermediară

Figura F.7. Îmbinarea unei grinzi cu secțiune redusă

Tabelul 3.1 Perioadele de control (colț) T_B , T_C , T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mișcării seismice

Tabelul 4.1 Modul de considerare a regularității structurale asupra proiectării seismice

Tabelul 4.2 Valorile factorului de importanță-expunere pentru acțiunea seismică $\gamma_{I,e}$

Tabelul 5.1 Valorile maxime ale factorului de comportare q pentru acțiuni seismice orizontale

Tabelul 6.1 Concepte de proiectare, clase de ductilitate ale structurii și limita superioară a valorii de referință a factorilor de comportare

Tabelul 6.2 Grosimea maximă a pereților elementelor (în mm)

Tabelul 6.3 Limitele superioare ale valorilor factorilor de comportare q pentru structuri regulate în elevație

Tabelul 6.4 Cerințele clasei de secțiune a elementelor disipative în funcție de clasa de ductilitate a structurii și valoarea de referință a factorului de comportare q .

Tabelul 7.1 Clase de ductilitate și valori maxime ale factorilor de comportare corespunzători

Tabelul 7.2 Valori maxime ale factorilor de comportare pentru structuri compozite

Tabelul 7.3 Relația între factorul de comportare și limitele supleții pereților secțiunilor de oțel ale elementelor compozite

Tabelul 7.4 Valori maxime ale înălțimii relative a zonei comprimate de beton x/h_b pentru asigurarea ductilității grinzilor din oțel compozite cu placă de beton armat

Tabelul 7.5 Lățimea efectivă parțială a plăcii grinzilor compozite în zona nodurilor b_e

Tabelul 8.1 Proprietățile geometrice ale elementelor pentru zidărie

Tabelul 8.2 Valori minime necesare ale rezistenței caracteristice la compresiune f_k (N/mm^2) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III - IV

Tabelul 8.4 Valori minime ale rezistenței caracteristice inițiale la forfecare f_{vk0} (N/mm^2) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III - IV

Tabelul 8.5 Valori minime necesare ale rezistențelor caracteristice la încovoiere f_{xk1} și f_{xk2} (în N/mm^2) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III - IV

Tabelul 8.6 Valorile de proiectare ale proprietăților mecanice ale betoanelor pentru elemente de confinare pentru toate clasele de importanță

Tabelul 8.7 Proprietățile mecanice minime ale oțelurilor pentru armarea elementelor de confinare și a ZIA

Tabelul 8.8. Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali ($p\%$) pentru clădiri cu pereți structurali din ZNA.

Tabelul 8.9 Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) și densitatea minimă a pereților structurali ($p\%$) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie armată

Tabelul 8.10 Factori de comportare " q " pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie

Tabelul 8.11 Raportul ρ între ariile în plan ale golurilor de uși și ferestre și ariile plinurilor de zidărie

Tabelul 8.12 Procente de armare minime pentru pereți din ZIA

Tabelul 8.13 Coeficienți parțiali de siguranță γ_M pentru calculul pereților structurali din zidărie la starea limită ultimă (ULS) pentru gruparea seismică de încărcări

Tabelul 8.14 Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali pentru clădiri simple din zidărie cu elemente din argilă arsă din grupele 1 și 2

Tabelul 8.15 Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali pentru clădiri simple din zidărie cu elemente din argilă arsă din grupa 2S și din BCA

Tabelul 9.1 Tipuri de structuri și valori ale factorului de comportare q în funcție de clasa de ductilitate cerută

Tabelul 9.2 Factori de comportare q pentru structuri de lemn

Tabelul 9.3 Factori de comportare modificali q pentru structuri

Tabelul 10.1 Valorile factorilor β_{CNS} și q_{CNS} pentru părți/elemente de construcție

Tabelul 10.3 Valorile factorilor $k_{1,pan} \div k_{4,pan}$

Tabelul 10.4. Valorile factorului $k_{5,pan}$

Tabelul A1 Valorile accelerației terenului pentru proiectare, a_g și valorile perioadei de control (colț), T_C , pentru localitățile urbane din România

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tabelul E.3 Valori admisibile ale rotirilor, θ_u^{ULS}

Tabelul F.1 Valori ale suprarezistenței sistemului structural Ω_T

Tabelul F.2 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe

Tabelul F.3 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile

Tabelul F.4 Rigiditatea unei grinzi dintr-o structură cu planșee de beton armat

Tabelul F.5 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe

Tabelul F.6 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile

2. CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE

2.1. Cerințe fundamentale

(1) Proiectarea la cutremur urmărește satisfacerea, cu un grad adecvat de siguranță, a următoarelor cerințe fundamentale (niveluri de performanță):

(i) cerința de siguranță a vieții

Structura va fi proiectată pentru a răspunde acțiunii seismice cu valoarea de proiectare, stabilită conform capitolului 3, cu o marjă suficientă de siguranță față de nivelul de deformare la care intervine prăbușirea locală sau generală, astfel încât viețile oamenilor să fie protejate. Valoarea de proiectare a acțiunii seismice, considerată pentru cerința de siguranța vieții și stabilită pe baza prevederilor capitolului 3, corespunde unui interval mediu de recurență de 225 ani (probabilitate de depășire de 20% în 50 de ani).

Nota: Construcțiile cu alcătuire regulată și corect detaliate care satisfac criteriile prezentului cod pot prelua, fără rupere, deplasări cu cca. 50% mai mari decât cele corespunzătoare accelerației de proiectare a terenului pentru cerința de siguranță a vieții.

(ii) cerința de limitare a degradărilor.

Structura va fi proiectată pentru a răspunde acțiunilor seismice cu probabilitate mai mare de apariție decât acțiunea seismică de proiectare, fără degradări sau scoateri din funcțiune, ale căror costuri să fie exagerat de mari în comparație cu costul structurii. Acțiunea seismică considerată pentru cerința de limitare a degradărilor corespunde unui interval mediu de recurență de 40 ani (probabilitate de depășire de 20% în 10 de ani).

2.2. Condiții pentru controlul îndeplinirii cerințelor

2.2.1. Generalități

(1) Proiectarea structurilor corespunzătoare nivelului de protecție seismică oferit de aplicarea prezentului cod, pentru construcțiile care fac obiectul capitolelor 5 – 8, cu excepția cazurilor menționate explicit, are în vedere un răspuns seismic cu incursiuni în domeniul postelastice de deformare, cu degradări specifice.

(2) Îndeplinirea cerințelor fundamentale stabilite la pct. 2.1 se controlează prin verificările a două categorii de stări limită:

(i) *Starea limită ultimă*, ULS, asociată cu ruperea elementelor structurale și alte forme de cedare care pot pune în pericol siguranța vieții oamenilor

(ii) *Starea limită de serviciu*, SLS, care are în vedere dezvoltarea degradărilor până la un nivel, dincolo de care cerințele specifice de exploatare nu mai sunt îndeplinite.

(3) Pe lângă verificările explicite ale stărilor limită se vor lua și alte măsuri specifice pentru a reduce incertitudinile referitoare la buna comportare la cutremur a construcțiilor (pct. 2.2.4).

2.2.2. Starea limită ultimă

(1) Sistemul structural va fi înzestrat cu capacitatea de rezistență specificată în părțile relevante ale codului. Acest nivel de rezistență implică respectarea tuturor condițiilor date în cod pentru obținerea capacității necesare de disipare de energie (ductilitate) în zonele proiectate special pentru a disipa energia seismică, numite *zone disipative* sau *zone critice*.

(2) În proiectare se pot avea în vedere și măsuri de ductilizare structurală mai reduse, cu sporirea corespunzătoare a valorilor de proiectare ale forțelor seismice, în conformitate cu prevederile codului.

(3) Structura clădirii va fi verificată la stabilitatea de ansamblu sub acțiunea seismică de proiectare. Se vor avea în vedere atât stabilitatea la răsturnare, cât și stabilitatea la lunecare.

(4) Calculul structural va lua în considerare, atunci când sunt semnificative, efectele de ordinul 2.

(5) Se vor limita deplasările laterale sub acțiunea seismică asociată stării limită ultime astfel încât:

(i) să se asigure o marjă de siguranță suficientă a deformației laterale a structurii față de cea corespunzătoare prăbușirii; în felul acesta condiția de limitare a deformațiilor structurale exprimă o condiție de limitare a cerințelor de ductilitate

(ii) să se evite riscul pe care-l poate prezenta pentru persoane prăbușirea componentelor nestructurale; în acest scop prinderile componentelor nestructurale de structură trebuie să asigure stabilitatea acestora sub acțiunea seismică de proiectare.

2.2.3. Starea limită de serviciu (de limitare a degradărilor)

(1) Se va verifica dacă deplasările relative de nivel sub acțiuni seismice asociate stării limită de serviciu sunt mai mici decât cele care asigură protecția elementelor nestructurale, echipamentelor, obiectelor de valoare, etc.

2.2.4. Măsuri suplimentare

(1) Se vor alege, pe cât posibil, amplasamente favorabile în mediul natural și în mediul construit, cu riscuri seismice minime.

Se vor evita, ca regulă generală, amplasamente cu proprietăți geologice și geotehnice care pot avea influențe negative majore asupra cerințelor și răspunsului seismic structural

(2) Proiectarea va urmări realizarea unei conformări generale favorabile pentru comportarea seismică a construcției. Aceasta implică:

- alegerea unor forme favorabile în plan și pe verticală pentru construcție și pentru structura ei de rezistență (vezi 4.4.3)
- dispunerea și conformarea corectă a elementelor structurale și a structurii în ansamblul ei, a componentelor de construcție nestructurale, precum și a echipamentelor și instalațiilor montate/adăpostite în construcție
- evitarea interacțiunilor necontrolate, cu eventuale efecte defavorabile, între clădirile alăturate, între elementele structurale și nestructurale (de exemplu,

între elementele structurilor de tip cadru și pereții de umplutură, între construcție și materialul depozitat etc).

(3) Construcția va fi înzestrată cu rigiditate laterală suficientă pentru limitarea cerințelor seismice de deplasare.

(4) Proiectarea va avea ca obiectiv esențial, impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare de energie (mecanism de plastificare) la acțiunea cutremurului de proiectare.

Acest deziderat presupune următoarele:

- dirijarea zonelor susceptibile de a fi solicitate în domeniul postelastice (a zonelor “critice” sau “disipative”) cu prioritate în elementele care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare postelastice substanțială, elemente a căror rupere nu pune în pericol stabilitatea generală a construcției;
- dirijarea zonelor disipative astfel încât capacitatea de deformare postelastice să fie cât mai mare, iar cerințele de ductilitate să fie cât mai mici; se va urmări evitarea concentrării deformațiilor plastice în puține zone, situație care antrenează cerințe ridicate de ductilitate;
- alcătuirea zonelor disipative astfel încât să fie înzestrate cu capacități suficiente de deformare postelastice și o comportare histeretică cât mai stabilă;
- evitarea ruperilor premature cu caracter neductil, prin modul de dimensionare și prin alcătuirea constructivă adecvată a elementelor.

(5) Fundațiile și terenul de fundare vor prelua, de regulă, eforturile transmise de suprastructură, fără deformații permanente substanțiale. La evaluarea reacțiunilor se vor considera valorile efective ale rezistențelor dezvoltate în elementele structurale (asociate mecanismului structural de disipare de energie).

Rigiditatea fundațiilor va fi suficientă pentru a transmite la teren, cât mai uniform, eforturile primite la baza suprastructurii.

(6) Calculul structural va fi bazat pe un model adecvat al structurii care, atunci când este necesar, va lua în considerare interacțiunea cu terenul de fundare, cu elementele nestructurale sau cu clădirile învecinate.

Metodele de calcul vor fi diferențiate din punct de vedere al complexității și instrumentelor folosite, în funcție de importanța construcției, caracteristicile structurii, regimul de înălțime, zona seismică de calcul și de incertitudinile, mai mari sau mai mici, legate de caracteristicile acțiunii și răspunsului seismic.

(7) La execuția construcțiilor se vor pune în operă materiale cu proprietățile celor prevăzute în proiect având calitate atestată conform prevederilor legale.

Se vor aplica tehnologii de execuție în măsură să asigure realizarea în siguranță a parametrilor structurali prevăzuți prin proiect.

(8) La proiectarea construcțiilor care pun probleme tehnice și/sau economice deosebite (construcții de importanță majoră, construcții cu grad mare de repetabilitate, construcții cu dimensiuni și/sau cu caracteristici deosebite etc.) se vor elabora studii teoretice și experimentale vizând, după necesități, aprofundarea unor aspecte cum sunt:

- influența condițiilor locale ale amplasamentului asupra cerințelor seismice și asupra răspunsului structural;

- stabilirea caracteristicilor de rezistență și de deformabilitate, în diferite stadii de comportare, ale elementelor structurale și ale structurii în ansamblu prin cercetări experimentale pe modele de scară redusă sau pe prototipuri în mărime naturală;
- dezvoltarea și aplicarea unor metode avansate de calcul în măsură să reflecte cât mai fidel comportarea structurii, evidențiind evoluția stărilor de solicitare pe durata cutremurului.

Totodată, pentru identificarea condițiilor de teren la acțiunea cutremurelor se vor efectua studii specifice la amplasament iar pentru urmărirea comportării în timp a construcțiilor se vor instrumenta construcțiile cu aparatură de înregistrare a parametrilor acțiunii seismice și a răspunsului seismic al acestora (vezi Anexa A).

(9) În exploatarea construcțiilor se vor adopta măsuri de funcționare și de întreținere, care să asigure păstrarea nediminuată a capacității de rezistență a structurii.

Starea construcției va fi urmărită continuu în timp pentru a detecta prompt eventualele degradări și a elimina cauzele acestora.

3. ACȚIUNEA SEISMICĂ

3.1. Reprezentarea acțiunii seismice pentru proiectare

(1) Pentru proiectarea construcțiilor noi la acțiunea seismică, teritoriul României este împărțit în zone de hazard seismic. Nivelul de hazard seismic în fiecare zonă se consideră, simplificat, a fi constant. Nivelul de hazard seismic indicat în prezentul cod este un nivel minim pentru proiectare.

(2) Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a accelerației seismice orizontale a terenului, a_g determinată pentru un interval mediu de recurență (IMR) de referință, valoare numită în continuare “acclerația terenului pentru proiectare”.

Mărimea a_g astfel definită este valoarea caracteristică a accelerației seismice orizontale a terenului pentru determinarea valorii caracteristice a acțiunii seismice, A_{Ek} .

Convențional, în prezentul cod, valoarea de proiectare a acțiunii seismice A_{Ed} este egală cu valoarea caracteristică a acțiunii seismice A_{Ek} înmulțită cu factorul de importanță și expunere a construcției $\gamma_{I,e}$:

$$A_{Ed} = \gamma_{I,e} \cdot A_{Ek} \quad (3.1)$$

Observație: $A_{Ed} = F_b$ (vezi 4.5.3.2.2).

(3) Valorile accelerației terenului pentru proiectare, a_g sunt indicate în Figura 3.1 și Tabelul A1. Valorile a_g corespund unui interval mediu de recurență $IMR=225$ ani (probabilitate de depășire de 20% în 50 de ani). Mărirea nivelului de hazard seismic față de versiunea anterioară a codului este justificată de următoarele considerente:

- (i) mărirea nivelului de siguranță al utilizatorilor clădirilor și a valorilor adăpostite,
- (ii) reducerea pierderilor seismice așteptate pe durata de viață proiectată a clădirilor
- (iii) procesul de aliniere la nivelul de hazard seismic recomandat de SR EN 1998-1.

Notă: În reprezentarea din Figura 3.1 și în Tabelul A.1 valoarea accelerației gravitaționale, g , se consideră $9,81 \text{ m/s}^2$.

(4) În prezentul cod, mișcarea seismică într-un punct pe suprafața terenului este reprezentată prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații absolute.

(5) Acțiunea seismică orizontală pentru proiectarea clădirilor este descrisă prin două componente ortogonale ale mișcării seismice considerate independente între ele; în proiectare, spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor absolute se consideră același pentru cele 2 componente.

(6) Spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru componentele orizontale ale mișcării terenului în amplasament, $S_e(T)$ (în m/s^2), este definit astfel:

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \quad (3.2)$$

unde valoarea a_g este în m/s^2 , iar $\beta(T)$ este spectrul normalizat de răspuns elastic al accelerațiilor absolute.

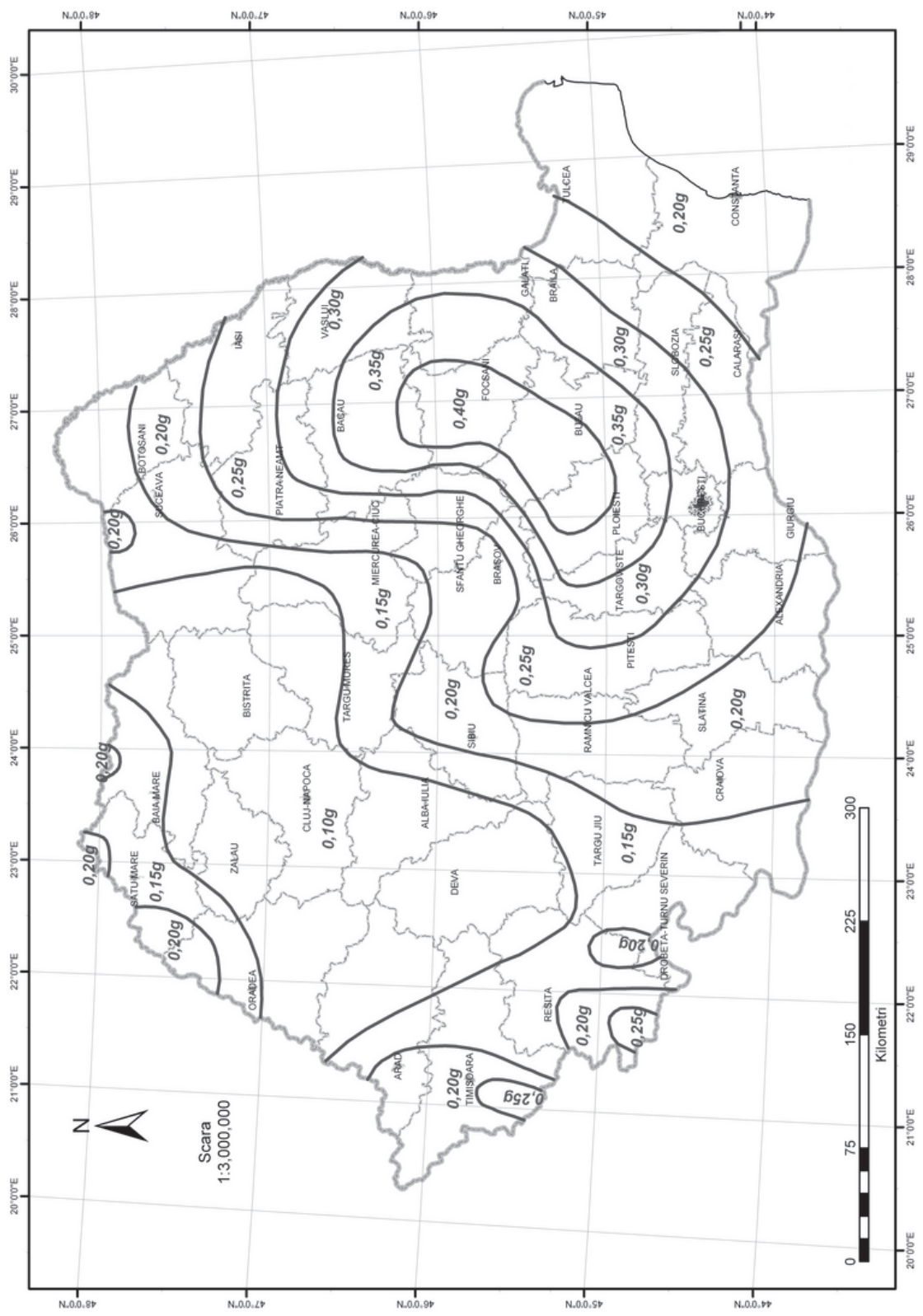


Figura 3.1. România - Zonarea valorilor de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare a_g cu $IMR = 225$ ani și 20% probabilitate de depășire în 50 de ani

(7) Spectrele normalizate de răspuns elastic ale accelerațiilor absolute pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, $\beta(T)$, pentru valoarea convențională a fracțiunii din amortizarea critică $\xi=0,05$ și în funcție de perioadele de control (colț) T_B , T_C și T_D sunt date de următoarele relații:

$$0 \leq T \leq T_B \quad \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \quad (3.3)$$

$$T_B < T \leq T_C \quad \beta(T) = \beta_0 \quad (3.4)$$

$$T_C < T \leq T_D \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (3.5)$$

$$T_D < T \leq 5s \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (3.6)$$

unde:

T perioada de vibrație a unui sistem cu un grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic

β_0 factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către un sistem cu un grad de libertate dinamică, a cărui valoare este $\beta_0 = 2,5$;

T_B și T_C sunt limitele domeniului de perioade în care accelerația spectrală are valorile maxime și este modelată simplificat printr-un palier de valoare constantă.

Perioada de control (colț) T_C a spectrului de răspuns reprezintă granița dintre zona (palierul) de valori maxime în spectrul de accelerații absolute și zona (palierul) de valori maxime în spectrul de viteze relative (vezi Anexa A). T_C se exprimă în secunde.

Perioada de control (colț) T_B este exprimată simplificat în funcție de T_C astfel: $T_B = 0,2T_C$.

Perioada de control (colț) T_D a spectrului de răspuns reprezintă granița dintre zona (palierul) de valori maxime în spectrul de viteze relative și zona (palierul) de valori maxime în spectrul de deplasări relative (vezi Anexa A).

Valorile perioadelor de control (colț), T_B , T_C și T_D sunt indicate, în Tabelul 3.1 și Figura 3.2 (numai perioada de control T_C).

Tabelul 3.1 Perioadele de control (colț) T_B , T_C , T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mișcării seismice

T_C	0,70s	1,00s	1,60s
T_B	0,14s	0,20s	0,32s
T_D	3,00s	3,00s	2,00s

Valorile T_B și T_C sunt aceleași pentru spectrele de răspuns elastic și pentru spectrele normalizate de răspuns elastic.

Spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru o valoare a fracțiunii din amortizarea critică $\xi \neq 0,05$ se determină cu relația (A.5.1).

(8) Condițiile locale de teren sunt descrise simplificat prin valorile perioadei de control (colț) T_C a spectrului de răspuns pentru zona amplasamentului considerat. Aceste valori caracterizează sintetic compoziția de frecvențe a mișcărilor seismice.

În condițiile seismice și de teren din România, pe baza datelor instrumentale existente, zonarea pentru proiectare a teritoriului în termeni de perioadă de control (colț), T_C , a spectrului de răspuns este prezentată în Figura 3.2.

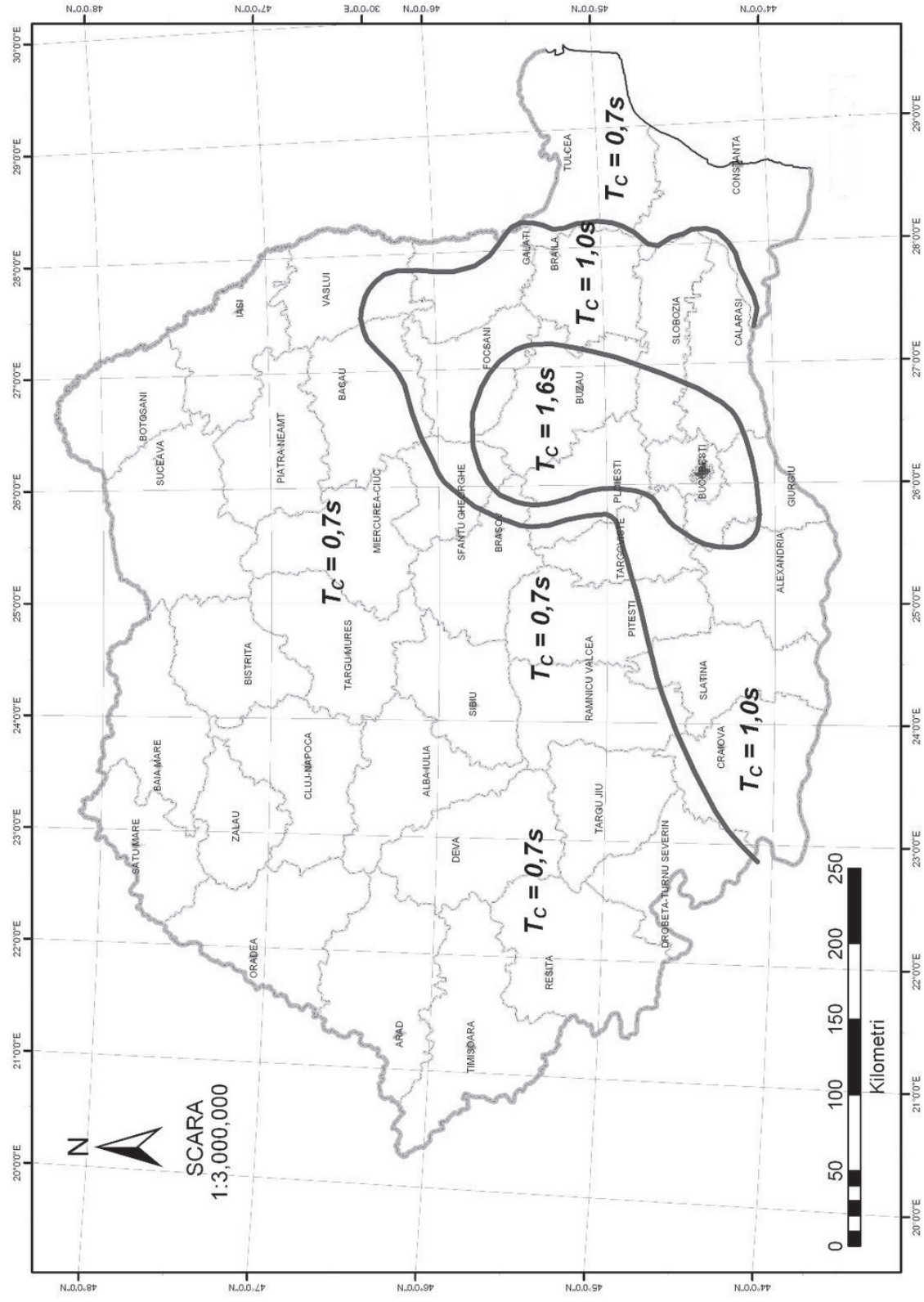


Figura 3.2. Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colt), T_c a spectrului de răspuns

(9) Spectrele normalizate de răspuns elastic ale accelerațiilor absolute pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=5\%$ în condițiile seismice și de teren din România, $\beta(T)$ sunt reprezentate în Figura 3.3 pe baza valorilor T_B , T_C și T_D din Tabelul 3.1.

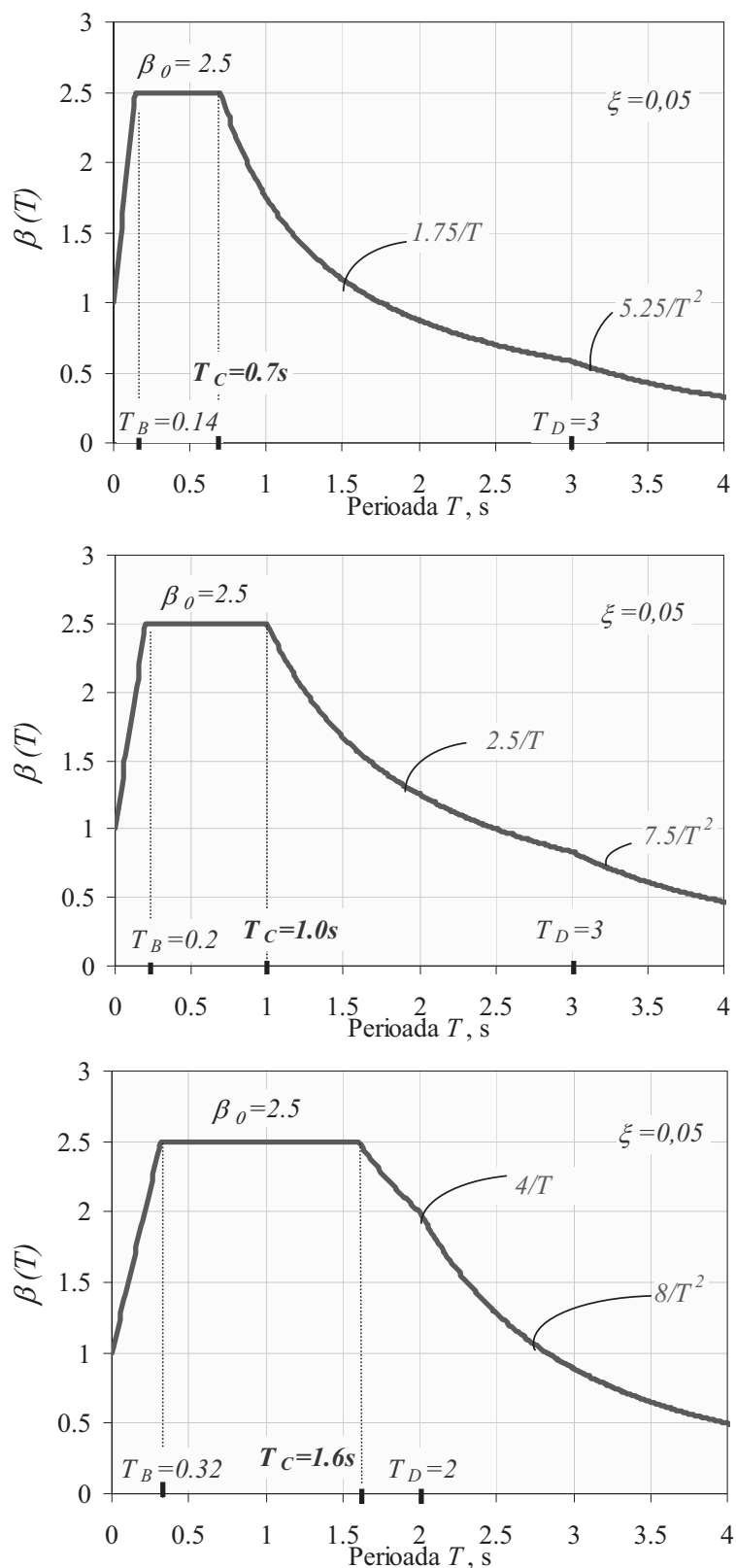


Figura 3.3. Spectre normalizate de răspuns elastic ale accelerațiilor absolute pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, în zonele caracterizate prin perioada de control (colț) $T_C=0,7$ s 1,0s și 1,6s

(10) Spectrul de răspuns elastic al deplasărilor relative pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, $S_{De}(T)$ (în metri), se obține prin transformarea directă a spectrului de răspuns elastic pentru accelerații absolute, $S_e(T)$ cu următoarea relație:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(11) Acțiunea seismică verticală pentru proiectarea clădirilor este reprezentată prin spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru componenta verticală a mișcării terenului în amplasament S_{ve} (în m/s^2) dat de următoarea relație:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \beta_v(T). \quad (3.8)$$

unde a_{vg} este valoarea de vârf a accelerației pentru componenta verticală a mișcării terenului, în m/s^2 și $\beta_v(T)$ este spectrul normalizat de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru componenta verticală a mișcării terenului.

(12) Valoarea de vârf a accelerației pentru componenta verticală a mișcării terenului a_{vg} se evaluează ca fiind:

$$a_{vg} = 0,7 a_g \quad (3.9)$$

(13) Spectrul normalizat de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru componenta verticală a mișcării terenului, $\beta_v(T)$ este dat de următoarele relații:

$$0 \leq T \leq T_{Bv} \quad \beta_v(T) = 1 + \frac{(\beta_{0v} - 1)}{T_{Bv}} T \quad (3.10)$$

$$T_{Bv} < T \leq T_{Cv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \quad (3.11)$$

$$T_{Cv} < T \leq T_{Dv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv}}{T} \quad (3.12)$$

$$T_{Dv} < T \leq 5s \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \quad (3.13)$$

unde $\beta_{0v} = 2,75$ este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației verticale a mișcării terenului pentru valoarea convențională a fracțiunii din amortizarea critică $\xi=0,05$ iar T_{Bv} , T_{Cv} , T_{Dv} sunt perioadele de control (colț) ale spectrului de răspuns al componentei verticale.

Perioadele de control (colț) ale spectrului normalizat de răspuns pentru componenta verticală a mișcării seismice se evaluează simplificat astfel:

$$T_{Bv} = 0,1 T_{Cv} \quad (3.14)$$

$$T_{Cv} = 0,45 T_C \quad (3.15)$$

$$T_{Dv} = T_D \quad (3.16)$$

(14) Prezentul cod nu recomandă proiectarea de structuri potențial înalte cvasirezonaante cu perioada predominantă a vibrației terenului din amplasament T_p . Definiția perioadei predominante a vibrațiilor terenului este dată în Anexa A.

(15) Pentru construcțiile și structurile din clasa I de importanță-expunere și pentru clădirile încadrate în clasa II de importanță-expunere care au înălțimea totală supraterană cuprinsă mai mare de 45m a căror perioadă proprie de vibrație în modul fundamental este $T_I \leq T_C$ și se situează în intervalul $(0,9T_p \div 1,1T_p)$, centrat pe perioada predominantă de vibrație

a terenului în amplasament T_p , se vor efectua studii specifice pentru caracterizarea seismică a condițiilor de teren în amplasament (vezi A.3) iar valoarea factorului de amplificare dinamică maximă β_o se va majora pentru acest interval de perioade pe baza rezultatelor obținute din investigațiile analitice și instrumentale. Orientativ, valoarea factorului de amplificare dinamică maximă β_o se recomandă a fi majorată cu 20%. Valoarea factorului β_o rezultată din aceste studii nu va fi inferioară valorilor minime prescrise de codul P100-1.

(16) Pentru municipiul București, în cazul utilizării pentru calculul structural a metodei forțelor laterale statice echivalente, pentru construcțiile și structurile a căror perioadă proprie de vibrație în modul fundamental T_1 se situează în intervalul 1,4s ÷ 1,6s, valoarea factorului de amplificare dinamică maximă β_o se înmulțește cu 1,2.

3.1.2. Descrieri alternative ale acțiunii seismice

În calculul dinamic al structurilor mișcarea seismică a terenului este descrisă prin variația în timp a accelerației.

Atunci când este necesar un model de calcul spațial, mișcarea seismică este reprezentată prin trei accelerograme corespunzătoare celor trei direcții ortogonale (două orizontale și una verticală), acționând simultan. Pe cele două direcții orizontale se folosesc simultan accelerograme diferite.

3.1.3. Accelerograme artificiale

Accelerogramele artificiale sunt accelerogramele generate pe baza unui spectru de răspuns elastic al accelerațiilor absolute în amplasament, $S_e(T)$.

Spectrul de răspuns elastic al accelerogramelor artificiale trebuie să fie apropiat de spectrul țintă de răspuns elastic al accelerațiilor absolute în amplasament. Astfel, pe baza spectrului de răspuns elastic al accelerațiilor absolute în amplasament $S_e(T)$ trebuie generat un set de accelerograme artificiale care să respecte următoarele condiții:

- a) Numărul minim de accelerograme să fie 3 (trei);
- b) Media aritmetică a valorilor accelerațiilor de vârf ale accelerogramelor generate să nu fie mai mică decât valoarea a_g pentru amplasamentul respectiv;
- c) Valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetica a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns ale accelerațiilor absolute corespunzând tuturor accelerogramelor artificiale generate trebuie să nu fie mai mici cu mai mult de 10% din valoarea corespunzătoare a spectrului elastic de răspuns în amplasament $S_e(T)$, pentru domeniul de perioade cuprins între $0,2T_1$ și $2T_1$, unde T_1 este perioada fundamentală de vibrație a structurii definită la capitolul 4.

3.1.4. Accelerograme înregistrate

Accelerogramele înregistrate pot fi utilizate dacă au valori de vârf ale accelerației asemănătoare valorilor a_g pentru proiectarea în amplasament și dacă au un conținut de frecvențe compatibil cu condițiile locale de teren și magnitudinea cutremurului. Vor fi utilizate cel puțin 3 (trei) accelerograme distincte.

Ținând seama de mobilitatea cu magnitudinea a compoziției spectrale a mișcărilor seismice înregistrate în România se recomandă, în general, factori de scalare a accelerațiilor cu valori sub 2,0.

Valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetică a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns al accelerațiilor absolute corespunzând accelerogramelor înregistrate trebuie să nu difere cu mai mult de 10% din valoarea corespunzătoare a spectrului elastic de răspuns în amplasament $S_e(T)$, pentru domeniul de perioade cuprins între $0,2T_I$ și $2T_I$, unde T_I este perioada fundamentală a vibrațiilor structurii în direcția pe care este aplicată accelerograma.

3.1.5. Variabilitatea în spațiu a acțiunii seismice

Pentru structurile cu caracteristici speciale, cum ar fi cele în cazul cărora nu se poate aplica ipoteza mișcării seismice sincrone a reazemelor structurii, se recomandă utilizarea de modele spațiale ale acțiunii seismice care să ia în considerare variabilitatea mișcării terenului de la un punct la altul.

3.2. Spectrul de proiectare

(1) Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării terenului $S_d(T)$ (ordonată în m/s^2) este spectrul de răspuns inelastic al accelerațiilor absolute definit cu relațiile (3.17) și (3.18):

$$0 < T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T \right] \quad (3.17)$$

$$T > T_B \quad S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \geq 0,2 \cdot a_g \quad (3.18)$$

unde:

q este factorul de comportare al structurii denumit și factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic.

Valorile factorului q se definesc în capitole specifice din cod, în funcție de materialul și tipul structurii și de capacitatea acesteia de disipare a energiei induse de mișcarea seismică.

(2) Spectrul de proiectare pentru componenta verticală a mișcării seismice se obține în mod asemănător celui pentru componentele orizontale. Valoarea factorului de comportare în acest caz se consideră simplificat $q=1,5$ pentru toate materialele și sistemele structurale, cu excepția cazurilor în care valori mai mari pot fi justificate prin analize speciale.

3.3. Combinarea acțiunii seismice cu alte tipuri de acțiuni

Pentru proiectarea la starea limită ultimă a construcțiilor amplasate în zone seismice, valoarea pentru proiectare a efectelor combinate ale acțiunilor se determină din grupările de efecte ale încărcărilor conform codului CR 0.

4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR

4.1. Generalități

(1) Acest capitol conține reguli generale pentru alegerea amplasamentelor și alcătuirea de ansamblu a clădirilor. De asemenea, sunt date indicații generale pentru alegerea modelelor și metodelor de calcul structural la acțiuni seismice, și pentru verificarea îndeplinirii cerințelor seismice pentru structuri și elemente structurale.

Prevederile capitolului 4 sunt corelate cu cele din capitolele 5–10 în care sunt detaliate aspectele de proiectare specifice construcțiilor din diferite materiale și componente nestructurale.

4.2. Condiții de planificare a construcțiilor

(1) Încadrarea noilor construcții în mediul natural și în mediul construit se va face în așa fel încât să se evite sporirea riscurilor implicate de efectele potențiale, directe sau indirecte, ale unor viitoare cutremure puternice. În acest scop se recomandă să se limiteze densitatea de construire, precum și numărul de persoane care pot ocupa pe perioade lungi de timp construcțiile de tip curent, cum sunt clădirile de locuit. Aceasta înseamnă, de regulă, limitarea înălțimii acestor construcții, măsură care poate avea și efecte economice favorabile. De asemenea, se vor asigura căi multiple de acces și de comunicare pentru eventuala necesitate a evacuării de urgență în scopul limitării efectelor unor cutremure puternice.

(2) Se va limita durata situațiilor provizorii care pot apărea în timpul executării construcțiilor, interval de timp în care gradul de protecție structurală este mai redus și riscul apariției unor efecte grave sporește în eventualitatea unor acțiuni seismice de intensitate ridicată.

(3) Activitatea de realizare a construcțiilor noi se va corela cu activitatea de înlocuire sau de consolidare în timp util a fondului construit, vulnerabil seismic.

4.3. Condiții privind amplasarea construcțiilor

(1) Amplasamentele construcțiilor se vor alege, de regulă, în zone în care structura geologică și alcătuirea straturilor superficiale de teren permite realizarea protecției seismice în condiții economice, fără măsuri costisitoare.

(2) Se va evita, ca regulă generală, amplasarea construcțiilor pe maluri, râpe sau alte terenuri care prezintă risc de alunecare sau surpare. În cazul în care amplasamentele de acest fel nu se pot evita, se vor lua măsurile necesare pentru stabilizarea terenurilor.

(3) În cazurile în care amplasarea construcțiilor pe terenuri cu proprietăți mecanice inferioare (nisipuri cu grad mare de afânare, refulante sau lichifiabile, mълuri, umpluturi neconsolidate, etc.) nu poate fi evitată, se vor lua măsurile necesare pentru consolidarea terenurilor, astfel încât acestea să poată asigura o bună comportare seismică a construcțiilor.

(4) Pentru construcțiile a căror eventuală avariere poate avea urmări de o gravitate deosebită, se vor preciza, în funcție de specificul construcțiilor și al proceselor tehnologice, criterii specifice de excludere a anumitor categorii de amplasamente.

4.4. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor

4.4.1. Aspecte de bază ale concepției de proiectare

(1) Proiectarea seismică urmărește realizarea unei construcții sigure în raport cu hazardul seismic asociat amplasamentului, care să îndeplinească, în condiții acceptabile de cost, cerințele fundamentale enunțate la 2.1.

(2) Aspectele conceptuale de bază se referă la:

- simplitatea structurii
- redundanța structurii
- geometria structurii și a clădirii, în întregul ei, cu considerarea modului de distribuire a elementelor structurale, nestructurale și a maselor
- rezistența și rigiditatea laterală, în orice direcție
- realizarea planșeelor ca diafragme orizontale
- realizarea unor fundații adecvate

Realizarea unei structuri simple, compacte, pe cât posibil, simetrice, reprezintă obiectivul cel mai important al proiectării, deoarece modelarea, calculul, dimensionarea, detalierea și execuția structurilor simple sunt supuse la incertitudini mult mai mici și, ca urmare, se poate impune construcției, cu un grad înalt de încredere, comportarea seismică dorită.

4.4.1.1. Simplitate structurală

(1) Simplitatea structurală presupune existența unui sistem structural continuu și suficient de puternic care să asigure un traseu clar, cât mai direct și neîntrerupt al forțelor seismice, indiferent de direcția acestora, până la terenul de fundare. Forțele seismice care iau naștere în toate elementele clădirii sunt preluate de planșeele - diafragme orizontale și transmise structurii verticale, iar de la aceasta sunt transferate la fundații și teren. Proiectarea trebuie să asigure că nu există discontinuități în acest drum de transmitere a forțelor seismice.

Notă: De exemplu, nu este permisă introducerea unui gol mare în planșeu sau absența în planșeu a armăturilor de colectare a forțelor de inerție, pentru a le transmite la structura verticală.

4.4.1.2. Redundanța structurală

(1) Proiectarea seismică va urmări să înzestreze structura clădirii cu redundanța adecvată. Prin aceasta se asigură că:

- ruperea unui singur element, sau a unei singure legături structurale, nu expune structura la pierderea stabilității
- se realizează un mecanism de plastificare cu suficiente zone plastice, care să permită exploatarea rezervelor de rezistență ale structurii și o disipare avantajoasă a energiei seismice.

Notă: Pentru a fi redundantă, o structură cu multiple legături interioare (multiplu static nedeterminată) trebuie să aibă toate legăturile dimensionate adecvat. Astfel, de exemplu, o structură etajată de beton armat nu poate fi considerată redundantă dacă lungimile de înmădire prin suprapunere ale armăturilor din stâlpi și grinzi sunt mai mici decât este necesar sau dacă nodurile sunt slabe.

4.4.1.3. Geometria (configurația) structurii

- (1) Proiectarea seismică va urmări realizarea unei structuri cât mai regulate, distribuite cât mai uniform în plan, permițând o transmitere directă și pe un drum scurt a forțelor de inerție aferente maselor distribuite în clădire
- (2) Structura trebuie să prezinte, pe cât posibil, și uniformitate pe verticala construcției, urmărindu-se să se elimine apariția unor zone sensibile, în care concentrarea unor eforturi sau deformații plastice excesive ar putea produce ruperi premature
- (3) Prin alegerea unei forme avantajoase a construcției, printr-o distribuție adecvată a maselor, a rigidității și a capacității de rezistență laterale a structurii se va urmări reducerea în cât mai mare măsură a excentricităților care pot favoriza torsiunea de ansamblu.

4.4.1.4. Rigiditate și rezistență la translație pe două direcții

- (1) Întrucât acțiunea orizontală a cutremurelor se manifestă bidirecțional, elementele structurale vor fi dispuse în plan într-un sistem ortogonal, în măsură să ofere caracteristici de rezistență și de rigiditate suficiente în două direcții. Sistemele structurale pot fi diferite în cele două direcții.
- (2) Rigiditatea laterală va fi suficientă pentru limitarea deplasărilor orizontale, astfel încât efectele de ordinul 2 și degradările construcției să poată fi controlate.
- (3) La clădirile etajate se recomandă utilizarea soluțiilor cu rigiditate laterală sporită, prin prevederea unor pereți structurali pe toată înălțimea clădirilor, în toate cazurile în care necesitatea funcțională a unor spații libere sau forma construcției nu împiedică introducerea lor. De asemenea, la alegerea sistemului structural pe criterii de rigiditate, se vor avea în vedere și modul de realizare a pereților de compartimentare și de închidere, modul de realizare a legăturii între componentele nestructurale și elementele structurii de rezistență, precum și măsura în care primele împiedică deformațiile libere ale ultimelor.

4.4.1.5. Rigiditate și rezistență la torsiune

- (1) Structura trebuie să fie înzestrată cu suficientă rigiditate și rezistență la torsiune pentru a limita manifestarea unor mișcări de răsucire în ansamblu a construcției, care ar putea spori periculos eforturile și deplasările orizontale ale clădirilor. Soluția cea mai eficientă pentru aceasta este dispunerea adecvată a unor elemente suficient de rigide și rezistente pe perimetrul construcției (cel puțin două în fiecare direcție).

4.4.1.6. Acțiunea de diafragmă a planșeelor

- (1) Într-o construcție corect alcătuită pentru preluarea încărcărilor seismice, planșeele joacă un rol esențial prin:
 - colectarea forțelor de inerție și transmiterea lor la elementele verticale ale structurii
 - acțiunea de diafragmă orizontală, care asigură angajarea solidară, coordonată, a elementelor verticale în preluarea forțelor seismice orizontale

Alcătuirea diaframelor, indiferent de materialul din care sunt realizate, trebuie să asigure într-un grad înalt îndeplinirea rolurilor de mai sus.

(2) Proiectarea planșelor cu alcătuiți neregulate (cu forme neregulate și cu goluri relativ mari, etc.) și proiectarea planșelor în structuri neregulate (cu lipsă de uniformitate în plan și pe verticală) se va baza pe modelele de calcul în măsură să evedențieze suficient de fidel comportarea acestor elemente la cutremur.

(3) Comportarea planșelor de la fiecare nivel ca diafragme practic infinit rigide și rezistente pentru forțe aplicate în planul lor permite adoptarea unor modele de calcul structural simplificate, caracterizate de manifestarea a numai 3 deplasări la fiecare nivel (2 translații în plan orizontal și o rotație față de axa verticală)

4.4.1.7. Realizarea unei fundații (infrastructuri) adecvate

(1) Alcătuirea fundațiilor construcției și a legăturii acesteia cu suprastructura trebuie să asigure condiția ca întreaga clădire să fie supusă unei excitații seismice cât mai uniforme

(2) În cazul structurilor alcătuite dintr-un număr de pereți structurali cu rigiditate și capacități de rezistență diferite, infrastructurile de tip cutie rigidă și rezistentă și cele de tip radier cu grosime mare, plin sau casetat, sunt, în general, recomandabile.

(3) În cazul adoptării unor elemente de fundare individuale (fundare directă sau la adâncime, prin piloți), este recomandabilă utilizarea unei plăci de fundație (radier) sau prevederea unor grinzi de legătură între aceste elemente, în ambele direcții.

(4) Se recomandă să se evite construcțiile la care, pentru anumite direcții de acțiune seismică, pot apărea suprasolicitări ale unor elemente verticale și solicitarea dezavantajoasă a infrastructurilor.

(5) La proiectarea fundațiilor, forțele transmise de suprastructură sunt cele care corespund mecanismului structural de disipare de energie, dacă proiectarea construcției se bazează conceptual pe răspunsul structural în domeniul nelinier.

(6) Alte condiții și criterii pentru realizarea sistemului de fundare sunt date în reglementările tehnice privind proiectarea structurilor de fundare directă.

4.4.1.8. Condiții referitoare la masele construcțiilor

(1) În vederea reducerii efectelor nefavorabile datorate poziționării neregulate a maselor, se va urmări dispunerea cât mai uniformă a încărcărilor gravitaționale pe planșee, atât în plan, cât și pe verticală.

(2) În vederea reducerii forțelor de inerție seismice care acționează asupra construcțiilor se va urmări realizarea de construcții cu mase cât mai mici. În acest scop:

- la realizarea componentelor nestructurale (învelitori, termoizolații, șape, pereți de compartimentare și de închidere, parapete de balcoane, etc.) se vor utiliza cu prioritate materiale ușoare. De asemenea, se va căuta să se reducă grosimea tencuielilor și a șapelor de egalizare, a straturilor pentru realizarea pantelor și să se micșoreze greutatea elementelor ornamentale la clădirile la care acestea sunt necesare

- la construcțiile cu regim ridicat de înălțime și/sau cu mase mari se recomandă utilizarea betoanelor de înaltă rezistență în elementele structurale, în special în stâlpi și în pereții structurali

- la acoperișurile halelor parter cu deschideri mari (inclusiv elementele luminatoarelor și ale defletoarelor) se vor aplica cu prioritate soluții din materiale ușoare

- în cazul clădirilor cu funcțiuni diferite pe înălțime, se recomandă ca activitățile (funcțiunile) care implică încărcări utile mari să fie plasate la nivelurile inferioare.

4.4.2. Elemente structurale principale și secundare în preluarea forțelor seismice

(1) Unele elemente structurale pot să nu fie considerate ca făcând parte din sistemul structural care preia forțele seismice și să fie proiectate ca elemente seismice secundare. Rezistența și rigiditatea acestor elemente la forțe laterale va fi neglijată și nu este necesar ca ele să satisfacă prevederile speciale date în capitolele 5 – 9.

În schimb, aceste elemente și legăturile lor cu structura seismică de bază vor fi alcătuite astfel încât să preia încărcările gravitaționale aferente și în situația deformării laterale produsă de acțiunea seismică cea mai nefavorabilă.

(2) Elementele secundare vor satisface condițiile din reglementările tehnice pentru structuri realizate din diferite materiale.

(3) Rigiditatea laterală a elementelor secundare, a căror contribuție la preluarea forțelor seismice este neglijată, nu va fi mai mare de 15% din rigiditatea laterală a structurii.

(4) Elementele care nu sunt considerate secundare se proiectează ca elemente seismice principale, făcând parte din sistemul care preia forțele laterale. Modelarea lor pentru calcul trebuie să satisfacă prevederile capitolului 4, iar dimensionarea și detalierea acestora vor respecta prevederile specifice din capitolele 5 – 9.

4.4.3. Condiții pentru evaluarea regularității structurale

4.4.3.1. Aspecte generale

(1) În vederea proiectării seismice construcțiile se clasifică în construcții cu structuri regulate sau neregulate.

(2) Condițiile pentru caracterizarea construcțiilor ca regulate sunt date în 4.4.3.2 și 4.4.3.3. Aceste criterii trebuie considerate drept condiții necesare care trebuie respectate.

(3) În funcție de tipul construcției, regulate sau neregulate, se aleg diferențiat:

- modelul structural, care poate fi plan sau spațial

- metoda de calcul structural, care poate fi procedeul simplificat al forței laterale echivalente (evaluate direct pe baza spectrului de răspuns) sau procedeul de calcul modal

- valoarea factorului de comportare, q , care are valori mai mici în cazul structurilor neregulate, care se alege în conformitate cu indicațiile din tabelul 4.1 și 4.4.3.1(5).

(4) Valorile de referință ale factorilor de comportare sunt date în capitolele 5–9.

(5) Reducerea valorilor factorilor de comportare pentru a lua în considerare incertitudinile privind comportarea seismică a structurilor neregulate se va stabili în funcție de tipul acestei neregularități, conform tabelului 4.1. În cazul construcțiilor cu neregularitate în elevație factorul de comportare, q , se reduce cu 20%. Construcțiile cu neregularitate în plan, care nu satisfac condițiile de la 4.4.3.2, se încadrează în categoria sistemelor flexibile la torsiune.

Tabelul 4.1 Modul de considerare a regularității structurale asupra proiectării seismice

Caz	Regularitate		Simplificare de calcul admisă		Factor de comportare
	În plan	În elevație	Model	Calcul elastic - liniar	Calcul elastic liniar
1	Da	Da	Plan	* Forța laterală echivalentă	Valoarea de referință
2	Da	Nu	Plan	Modal	Valoare redusă
3	Nu	Da	Spațial	Modal	Valoarea de referință
4	Nu	Nu	Spațial	Modal	Valoare redusă

* Numai dacă construcția are o înălțime până la 30 m și o perioadă a oscilațiilor proprii $T < 1,50$ s.

Notă: Indicațiile din tabelul 4.1 referitoare la alegerea modelului și a metodei de calcul structural corespund nivelului de calcul minimal admis

4.4.3.2. Criterii pentru regularitatea structurală în plan

(1) Construcția trebuie să fie aproximativ simetrică în plan în raport cu 2 direcții ortogonale, din punct de vedere al distribuției rigidității laterale, al capacităților de rezistență și al maselor.

(2) Construcția are formă compactă, cu contururi regulate. Dacă construcția prezintă retrageri în plan la un anumit nivel (marginii retrase sau colțuri întrânde), clădirea se consideră că prezintă suficientă regularitate dacă aceste retrageri nu afectează rigiditatea în plan a planșeului și dacă pentru fiecare retragere, aria cuprinsă între conturul planșeului și înfășurătoarea poligonală convexă (circumscrișă) a planșeului nu depășește 10% din aria planșeului.

Dacă forma în plan este neregulată, cu discontinuități care pot produce eforturi suplimentare semnificative, se recomandă tronsonarea construcției prin rosturi seismice, astfel ca pentru fiecare tronson în parte să se ajungă la o formă regulată cu distribuții avantajoase ale volumelor, maselor și rigidităților.

(3) La clădirile etajate, la nivelurile unde se realizează reduceri de gabarit, acestea se vor realiza pe verticala elementelor portante (stâlpi, pereți).

Se vor evita, de regulă, rezemările stâlpi pe grinzi, acestea fiind acceptate numai în cazul stâlpilor cu încărcări mici de la ultimele 1 – 2 niveluri ale clădirilor etajate.

(4) Rigiditatea planșeelor în planul lor să fie suficient de mare în comparație cu rigiditatea laterală a elementelor structurale verticale, astfel încât deformația planșeelor să aibă un efect neglijabil asupra distribuției forțelor orizontale între elementele structurale verticale.

(5) O construcție poate fi considerată regulată, cu o sensibilitate moderată la torsiune de ansamblu, dacă deplasarea maximă înregistrată pe perimetrul construcției în combinația seismică de proiectare, în direcția forței, nu depășește cu mai mult de 35% media deplasărilor maxime și minime.

Se recomandă ca prin alcătuirea structurii de rezistență și prin modul de distribuire a maselor să se evite cuplarea modurilor de vibrație torsiune cu cele de translație, prin reducerea sensibilă a vibrațiilor la torsiune față de cele de translație.

4.4.3.3. Criterii pentru regularitatea pe verticală

- (1) Sistemul structural se dezvoltă monoton pe verticală, fără variații semnificative de la nivelul fundației până la vârful clădirii. Se acceptă retrageri graduale pe înălțimea clădirii dacă acestea nu depășesc, la oricare nivel, 20% din dimensiunea de la nivelul imediat inferior.
- (2) Structura nu prezintă, la nici un nivel, reduceri de rigiditate laterală mai mari de 30% din rigiditatea nivelului imediat superior sau imediat inferior (structura nu are niveluri flexibile).
- (3) Structura nu prezintă, la nici un nivel, o rezistență laterală mai mică cu mai mult de 20% decât cea a nivelului situat imediat deasupra sau dedesubt (structura nu are niveluri slabe din punct de vedere al rezistenței laterale).
- (4) Dacă dimensiunile elementelor structurale se reduc de la bază către vârful structurii, variația rigidității și a rezistenței laterale trebuie să fie uniformă, fără reduceri bruște de la un nivel inferior la un nivel superior.
- (5) Masele aplicate pe construcție sunt distribuite uniform. Aceasta înseamnă că la nici un nivel masa aferentă nu este mai mare cu mai mult de 50% decât masele aplicate la nivelurile adiacente. Se exceptează de la această regulă situația în care masele suplimentare sunt concentrate la baza structurii.
- (6) Structura nu prezintă discontinuități pe verticală care să devieze traseul forțelor către fundații. Prevederea se referă atât la devierile în același plan al structurii, cât și la devierile dintr-un plan în alt plan vertical al construcției.

4.4.4. Condiții pentru alcătuirea planșelor

4.4.4.1. Generalități

- (1) Diafragmele orizontale acționează ca grinzi orizontale, cu proporții de grinzi pereți, rezemate în planurile unde se dezvoltă subsistemele structurale verticale (cadre, pereți). Încărcările lor sunt constituite din forțele de inerție orizontale asociate greutateii tuturor elementelor structurale și componentelor nestructurale, echipamentelor și, respectiv, fracțiunii cvasipermanente a acțiunilor variabile, conform prevederilor de la capitolul 3.
- (2) Diafragmele se modelează în calcul ca grinzi pereți sau ca grinzi cu zăbrele.
- (3) Diafragmele trebuie să fie capabile să posede suficientă capacitate de rezistență, astfel încât să transmită efectele acțiunii seismice la elementele structurii laterale la care sunt conectate, lucrând preponderent în domeniul elastic.
- (4) Aspectele specifice ale proiectării planșelor se referă la
 - preluarea eforturilor de întindere din încovoiere
 - transmiterea reacțiunilor la rezeme, pereți sau grinzi de cadru, prin legătura dintre aceste elemente și placa planșei
 - colectarea încărcărilor aplicate în masa planșei, în vederea transmiterii lor la elementele verticale
 - preluarea forțelor aplicate în planul planșelor prin mecanismele specifice grinzilor pereți (prin acțiune de arc sau grindă cu zăbrele), inclusiv cu armături transversale de suspendare de zona comprimată a încărcărilor seismice distribuite în masa planșei.

4.4.4.2. Proiectarea la încovoiere

(1) Întinderile din încovoiere vor fi preluate de elementele de bordare ale planșeului (și ale panourilor de placă). Aceste elemente, constituite de centurile de la nivelul pereților, grinzile (de beton armat, oțel, lemn, după caz) sau armăturile de oțel montate în rosturile zidăriei, vor îndeplini 2 condiții:

- să fie continue
- să fie conectate adecvat la placa (elementele) planșeului.

Dacă sunt continue, elementele de oțel din placă paralele cu marginea planșeului pot îndeplini, de asemenea, acest rol.

(2) La evaluarea eforturilor din planșeu se va ține seama de efectele flexibilității (rigidității) relative a elementelor verticale. Astfel, atunci când planșeele nu pot fi considerate practic infinit rigide, în raport cu componentele structurii laterale, precum și atunci când rigiditatea planșeelor are valori diferite la diferitele niveluri ale clădirii, se va ține seama de efectul deformabilității lor asupra distribuției forțelor laterale pe orizontala și verticala clădirii.

(3) La colțurile intrânde ale planșeelor de beton armat cu formă neregulată se vor prevedea armături adecvate în vederea limitării dezvoltării, ca lungime și deschidere, a fisurilor periculoase care pot apărea în aceste zone.

În aceste zone, ca și la reducerea locală a dimensiunilor în plan ale planșeului, armătura de bordare trebuie continuată suficient de departe de colț, pentru a asigura angajarea armăturilor curente ale planșeului.

Măsuri cu rol similar vor fi luate și la planșee realizate din alte materiale.

4.4.4.3. Conectarea planșeelor la elementele structurii laterale

(1) Conectarea planșeelor cu elementele structurii laterale se va dimensiona și alcătui astfel încât să fie în măsură să transmită reacțiunile (forțele de forfecare) rezultate din acțiunea de diafragmă orizontală. Atunci când aceste forțe sunt excesive, se poate recurge la îngroșarea locală a planșeului.

(2) Această legătură se realizează funcție de modul concret de alcătuire al planșeului, în corelare cu sistemele de cofrare și tehnologia de execuție, prin:

- armături perpendiculare pe interfața placă-perete (grindă), adecvat ancorate, la planșeele de beton armat
- legături sudate, buloane, la planșeele metalice
- scoabe, solidarizare prin cuie, buloane, la planșeele din lemn

(3) Elementele de conectare pot servi și pentru ancorarea (rezemarea) unor pereți de zidărie sau beton, la forțe normale pe planul acestora.

4.4.4.4. Colectarea forțelor orizontale

(1) Comportarea planșeelor ca grinzi pereți impune prevederea unor armături de suspendare necesare pentru preluarea eforturilor de întindere din planul plăcii, rezultate din aplicarea distribuită a forțelor seismice orizontale în planșeu.

(2) În vederea reducerii eforturilor tangențiale la interfața dintre planșeu și elementele structurii laterale, se recomandă prevederea unor “colectori”, elemente

situate în grosimea planșeului care transmit prin suspendare directă încărcările masice. Asemenea elemente de colectare/ suspendare sunt de regulă necesare în situațiile în care contactul între placă și structura verticală este întrerupt pe zone extinse, la marginea clădirii sau în vecinătatea unor goluri mari.

4.4.4.5. Măsuri specifice în planșee cu goluri mari

(1) Se va evita prevederea golurilor de circulație pe verticală, a golurilor mari pentru instalații, în zonele în care dimensiunile (lățimea) diafragmei sunt reduse semnificativ, pentru a evita fracturarea planșeelor astfel slăbite.

(2) În jurul golurilor de dimensiuni mari se vor prevedea elemente de bordare similare cu cele dispuse la marginea planșeului.

În asemenea cazuri, armarea planșeului pentru forțe din planul acestuia trebuie determinată pe scheme de calcul care să ia în considerare slăbirile produse de goluri.

(3) La dispunerea golurilor în planșeu (funcționale, de instalații etc) se vor analiza eventualele efecte ale discontinuităților astfel create asupra modului în care sunt transmise forțele orizontale de la planșeu la elementele structurii laterale și, implicit, asupra modelului de calcul structural.

Prezența golurilor suprapuse pe mai multe niveluri poate expune elementele verticale riscului de pierdere a stabilității sau la ruperi sub forțe normale pe planul lor.

4.4.5. Clase de importanță și de expunere la cutremur și factori de importanță

(1) Nivelul de asigurare al construcțiilor se diferențiază funcție de clasa de importanță și de expunere la cutremur din care acestea fac parte. Importanța construcțiilor depinde de consecințele prăbușirii asupra vieții oamenilor, de importanța lor pentru siguranța publică și protecția civilă în perioada imediată de după cutremur și de consecințele sociale și economice ale prăbușirii sau avarierii grave.

(2) Clasa de importanță și de expunere la cutremur este caracterizată de valoarea factorului de importanță și de expunere, $\gamma_{I,e}$, conform 2.1(2), denumit în continuare „factor de importanță”.

(3) În conformitate cu prevederile din codul CR 0, Anexa A1, Tabelul A1.1, construcțiile sunt împărțite în clase de importanță-expunere în funcție de consecințele umane și consecințele economice ce pot fi provocate de un hazard natural sau/și antropoc major, precum și de rolul acestora în activitățile de răspuns post-hazard ale societății.

(4) Valorile factorului de importanță pentru acțiunea seismică γ_e , asociat fiecărei clase de importanță-expunere, sunt indicate în Tabelul 4.2.

(5) Factorul de importanță $\gamma_{I,e}=1,0$ este asociat cu evenimente seismice având interval de recurență de referință conform 2.1.

Tabelul 4.2. Valorile factorului de importanță – expunere pentru acțiunea seismică $\gamma_{1,e}$

Clasa de importanță-expunere	Tipuri de clădiri	$\gamma_{1,e}$
Clasa I	<p><i>Clădiri având funcțiuni esențiale, pentru care păstrarea integrității pe durata cutremurelor este vitală pentru protecția civilă, cum sunt:</i></p> <p>(a) Spitale și alte clădiri din sistemul de sănătate, care sunt dotate cu servicii de urgență/ambulanță și secții de chirurgie</p> <p>(b) Stații de pompieri, sedii ale poliției și jandarmeriei, parcaje supraterane multietajate și garaje pentru vehicule ale serviciilor de urgență de diferite tipuri</p> <p>(c) Stații de producere și distribuție a energiei și/sau care asigură servicii esențiale pentru celelalte categorii de clădiri menționate aici</p> <p>(d) Clădiri care conțin gaze toxice, explozivi și/sau alte substanțe periculoase</p> <p>(e) Centre de comunicații și/sau de coordonare a situațiilor de urgență</p> <p>(f) Adăposturi pentru situații de urgență</p> <p>(g) Clădiri cu funcțiuni esențiale pentru administrația publică</p> <p>(h) Clădiri cu funcțiuni esențiale pentru ordinea publică, gestionarea situațiilor de urgență, apărarea și securitatea națională</p> <p>(i) Clădiri care adăpostesc rezervoare de apă și/sau stații de pompare esențiale pentru situații de urgență</p> <p>(j) Clădiri având înălțimea totală supraterană mai mare de 45m și alte clădiri de aceeași natură</p>	1,4
Clasa II	<p><i>Clădiri care prezintă un pericol major pentru siguranța publică în cazul prăbușirii sau avarierii grave, cum sunt:</i></p> <p>(a) Spitale și alte clădiri din sistemul de sănătate, altele decât cele din clasa I, cu o capacitate de peste 100 persoane în aria totală expusă</p> <p>(b) Școli, licee, universități sau alte clădiri din sistemul de educație, cu o capacitate de peste 250 persoane în aria totală expusă</p> <p>(c) Aziluri de bătrâni, creșe, grădinițe sau alte spații similare de îngrijire a persoanelor</p> <p>(d) Clădiri multietajate de locuit, de birouri și/sau cu funcțiuni comerciale, cu o capacitate de peste 300 de persoane în aria totală expusă</p> <p>(e) Săli de conferințe, spectacole sau expoziții, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă, tribune de stadioane sau săli de sport</p>	1,2

	<p>(f) Clădiri din patrimoniul cultural național, muzee ș.a.</p> <p>(g) Clădiri parter, inclusiv de tip mall, cu mai mult de 1000 de persoane în aria totală expusă</p> <p>(h) Parcaje supraterrane multietajate cu o capacitate mai mare de 500 autovehicule, altele decât cele din clasa I</p> <p>(i) Penitenciare</p> <p>(j) Clădiri a căror întrerupere a funcționii poate avea un impact major asupra populației, cum sunt: clădiri care deservește direct centrale electrice, stații de tratare, epurare, pompare a apei, stații de producere și distribuție a energiei, centre de telecomunicații, altele decât cele din clasa I</p> <p>(k) Clădiri având înălțimea totală supraterrană cuprinsă între 28 și 45m</p> <p>și alte clădiri de aceeași natură</p>	
<i>Clasa III</i>	<i>Clădiri de tip curent, care nu aparțin celorlalte clase</i>	1,0
<i>Clasa IV</i>	<i>Clădiri de mică importanță pentru siguranța publică, cu grad redus de ocupare și/sau de mică importanță economică, construcții agricole, construcții temporare etc.</i>	0,8

Nota 1: În cazul clădirilor de locuit și de birouri, gradul de ocupare al ariei totale expuse se referă la un singur tronson în ansamblurile de clădiri similare.

Nota 2: Numărul de persoane din aria totală expusă se referă la capacitatea proiectată a clădirii.

Nota 3: Prevederi privind factorii de importanță utilizați la proiectarea componentelor nestructurale se dau în capitolului 10.

(6) Corecția aplicată prin intermediul factorilor de importanță este echivalentă cu considerarea, pentru construcțiile de importanță deosebită, a unui hazard seismic superior celui definit la capitolul 2.

4.5. Calculul structurilor la acțiunea seismică

4.5.1. Generalități

(1) Secțiunea cuprinde prevederi pentru evaluarea forțelor seismice și pentru calculul efectelor structurale (eforturi și deplasări) generate de aceste forțe. În calculele ingineresti, se vor considera, în funcție de modul de manifestare a acțiunii seismice:

- forțe seismice de inerție generate de mișcarea structurii produsă de accelerațiile seismice de la interfața teren-construcție;
- forțe seismice transmise de sistemele de rezemare și de conectare cu structura suport a componentelor nestructurale, echipamentelor și instalațiilor.

4.5.2. Modelarea comportării structurale

(1) Pentru determinarea efectelor structurale se utilizează modele de calcul care descriu comportarea structurii la acțiunea seismică. Modelul structural trebuie să reprezinte adecvat configurația generală (geometrie, legături, material), distribuția caracteristicilor inerțiale (mase de nivel, momentele de inerție ale maselor de nivel raportate la centrul maselor de nivel), a caracteristicilor de rigiditate și de amortizare, conducând la determinarea corectă a modurilor proprii de vibrație semnificative, a forțelor seismice și a caracteristicilor de răspuns seismic. În cazul metodelor de calcul neliniar, modelele trebuie să reprezinte corect capacitățile de rezistență și de deformare ale elementelor în domeniul postelastice.

(2) Structura se schematizează prin sisteme rezistente la acțiuni verticale și laterale, conectate, sau nu, prin planșee (diafragme horizontale).

(3) Pentru construcțiile care satisfac criteriile de regularitate în plan și de uniformitate pe verticală, calculul seismic liniar se poate realiza considerând două modele plane, definite de elementele verticale și de legăturile dintre acestea, orientate după direcțiile principale ortogonale ale ansamblului structural.

(4) În modelarea deformabilității structurilor trebuie considerată și comportarea conexiunilor dintre grinzi, stâlpi și/sau pereți structurali.

Se vor include în model și elementele fără rol structural dar care interacționează cu structura influențând răspunsul seismic al ansamblului structural,

Notă: În acest caz se află, de exemplu, pereții de compartimentare care sporesc semnificativ rigiditatea laterală și rezistența structurilor în cadre.

(5) Pentru reducerea dimensiunii modelului, masa distribuită continuu este concentrată în puncte caracteristice, modelul dinamic obținut având un număr finit de grade de libertate dinamică. Forțele seismice asociate mișcării structurii sunt acțiuni concentrate aplicate în punctele de concentrare a maselor.

(6) La construcțiile etajate, cu planșee din beton armat indeformabile în planul lor, masele și momentele de inerție ale maselor de la fiecare etaj se concentrează la nivelul planșeului, în centrul maselor. Rezultă trei grade de libertate dinamică (două translații orizontale și o rotație în jurul axei verticale) pentru fiecare nivel. În cazul planșeelor flexibile în planul lor (de exemplu, planșee din beton armat cu dimensiuni mari și goluri importante), acestea vor fi incluse în modelul structural, cu valori corespunzătoare ale rigidității și grade suplimentare de libertate dinamică. În cazul în care între elementele de rezistență nu sunt realizate legături care se pot considera indeformabile, masele se vor aplica în nodurile de intersecție ale elementelor de rezistență ale structurii.

(7) Masele se calculează din încărcările gravitaționale ce rezultă din combinațiile de încărcări specifice acțiunii seismice conform secțiunii 3.3.

(8) Pentru structurile complexe cu modele de dimensiuni mari se admite utilizarea unor modele dinamice condensate cu dimensiuni reduse. Caracteristicile dinamice și de rezistență echivalente se determină prin tehnici standard de condensare dinamică sau statică.

(9) Pentru structurile clădirilor alcătuite din beton armat, din beton cu armătură rigidă sau din zidărie, la evaluarea rigidităților elementelor de rezistență se vor considera efectele fisurării betonului, respectiv mortarului. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de

beton armat se poate considera egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate.

(10) Deformabilitatea fundației și/sau deformabilitatea terenului trebuie considerate, dacă acestea au o influență semnificativă asupra răspunsului structural.

4.5.2.1. Efecte de torsiune accidentală

(1) În cazul construcțiilor cu planșee indeformabile în planul lor, efectele generate de incertitudinile asociate distribuției maselor de nivel și/sau a variației spațiale a mișcării seismice a terenului se consideră prin introducerea unei excentricități accidentale adiționale. Aceasta se consideră pentru fiecare direcție de calcul și pentru fiecare nivel și se raportează la centrul maselor. Excentricitatea accidentală se calculează cu expresia:

$$e_{ai} = \pm 0,05L_i \quad (4.1)$$

unde

e_{ai} excentricitatea accidentală a masei de la nivelul i față de poziția calculată a centrului maselor, aplicată pe aceeași direcție la toate nivelurile

L_i dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția acțiunii seismice.

4.5.3. Metode de calcul structural

4.5.3.1. Generalități

(1) În funcție de caracteristicile structurale și de importanța construcției se poate utiliza una din următoarele metode de calcul pentru proiectarea curentă:

- metoda forțelor laterale asociate modului de vibrație fundamental, pentru clădirile care satisfac condițiile specificate în paragraful 4.4.3,
- metoda calculului modal cu spectre de răspuns, aplicabilă în general tuturor tipurilor de clădiri.

În metoda de calcul cu forțe laterale, caracterul dinamic al acțiunii seismice este reprezentat în mod simplificat prin distribuții de forțe statice. Pe această bază metoda se mai numește și metoda statică echivalentă.

(2) În afara acestor metode de calcul se pot aplica:

- metoda de calcul dinamic liniar
- metoda de calcul static neliniar
- metoda de calcul dinamic neliniar

(3) Metoda de referință pentru determinarea efectelor seismice este calculul modal cu spectre de răspuns. Comportarea structurii este reprezentată printr-un model liniar-elastic, iar acțiunea seismică este descrisă prin spectre de răspuns de proiectare.

(4) În metodele de calcul dinamic liniar și neliniar, acțiunea seismică este reprezentată prin accelerograme înregistrate în diferite condiții de amplasament și/sau prin accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor absolute. Precizări referitoare la selectarea, calibrarea și utilizarea accelerogramelor sunt date în capitolul 3.

(5) Metodele de calcul nelinier se pot utiliza dacă se asigură calibrarea corespunzătoare a acțiunii seismice de proiectare, selectarea unui model constitutiv adecvat pentru comportarea neliniară și interpretarea corectă a rezultatelor obținute și verificarea cerințelor ce trebuie satisfăcute.

(6) Pentru construcțiile care satisfac criteriile de regularitate în plan și de uniformitate pe verticală, calculul seismic liniar se poate realiza considerând două modele plane orientate după direcțiile principale ortogonale ale ansamblului structural.

(7) La construcțiile din clasele de importanță III și IV, calculul seismic liniar elastic poate fi realizat pe modele plane, chiar dacă criteriile de regularitate în plan nu sunt satisfăcute, dar sunt îndeplinite următoarele condiții:

(a) construcția are compartimentări și închideri distribuite relativ uniform;

(b) înălțimea construcției nu depășește 10 m;

(c) raportul înălțime/lungime nu depășește 0,4;

(d) planșeele orizontale au o rigiditate suficient de mare în raport cu rigiditatea laterală a elementelor verticale de rezistență, pentru a fi considerate diafragme indeformabile în planul lor.

(8) Construcțiile care nu satisfac criteriile de mai sus trebuie calculate cu modele structurale spațiale. În cazul modelelor spațiale, acțiunea seismică de proiectare trebuie aplicată în lungul tuturor direcțiilor relevante. Caracterul spațial al acțiunii seismice este definit într-un sistem de referință reprezentat prin trei axe ortogonale, una verticală și două orizontale selectate astfel:

- la construcțiile cu elemente de rezistență verticale orientate pe două direcții ortogonale se consideră direcțiile orizontale respective;

- la celelalte construcții se aleg direcțiile principale orizontale ale ansamblului structurii de rezistență (vezi Anexa C)

4.5.3.2. Metoda forțelor seismice statice echivalente

4.5.3.2.1. Generalități

(1) Această metodă se poate aplica la construcțiile care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane pe direcții ortogonale și al căror răspuns seismic total nu este influențat semnificativ de modurile proprii superioare de vibrație. În acest caz, modul propriu fundamental de translație are contribuția predominantă în răspunsul seismic total.

(2) Cerințele de la paragraful (1) sunt considerate satisfăcute pentru clădirile la care:

a) Perioadele fundamentale corespunzătoare direcțiilor orizontale principale sunt mai mici decât valoarea

$$T \leq 1,5s \quad (4.2)$$

b) Sunt satisfăcute criteriile de regularitate pe verticală definite la paragraful 4.4.3.3.

4.5.3.2.2. Forța tăietoare de bază

(1) Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină după cum urmează:

$$F_b = \gamma_{I,e} S_d(T_1) m \lambda \quad (4.3)$$

unde

$S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 ;

T_1 perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul care conține direcția orizontală considerată

m masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i conform notațiilor din Anexa C

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanță al construcției din secțiunea 4.4.5

λ factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, ale cărui valori sunt

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,85 && \text{dacă } T_1 \leq T_C \text{ și clădirea are mai mult de două niveluri și} \\ \lambda &= 1,0 && \text{în celelalte situații.} \end{aligned}$$

(2) Perioada proprie fundamentală T_1 se determină pe baza unor metode de calcul dinamic structural.

(3) Perioada fundamentală poate fi estimată aproximativ cu formulele simplificate specificate pentru diferite categorii de structuri din anexa B.

4.5.3.2.3. Distribuția forțelor seismice orizontale

(1) Efectele acțiunii seismice se determină prin aplicarea forțelor seismice orizontale asociate nivelurilor cu masele m_i pentru fiecare din cele două modele plane de calcul.

Forța seismică care acționează la nivelul i se calculează cu relația

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{j=1}^n m_j s_j} \quad (4.4)$$

unde

F_i forța seismică orizontală static echivalentă de la nivelul i

F_b forța tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental, determinată cu relația (4.3) reprezentând rezultanta forțelor seismice orizontale de nivel.

s_i, s_j componenta formei fundamentale pe direcția gradului de libertate dinamică de translație la nivelul i sau j

n numărul de niveluri al clădirii

m_i, m_j masa la nivelul i sau j , determinată conform Anexei C

(2) Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variație liniară crescătoare pe înălțime. În acest caz forțele orizontale de nivel sunt date de relația

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^n m_j z_j} \quad (4.5)$$

unde z_i și z_j reprezintă înălțimea până la nivelul i și, respectiv, j măsurată față de baza construcției considerată în model, iar n este numărul total de niveluri.

(3) Forțele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forțe laterale la nivelul fiecărui planșeu considerat indeformabil în planul său.

4.5.3.2.4. Efecte de torsiune

(1) Modelele plane considera aceeași poziție pentru centrele de rigiditate și centrele maselor la fiecare nivel. Pentru a considera efectele de torsiune produse de pozițiile diferite ale acestora, precum și efectul unor excentricități accidentale, calculul pe modelul plan trebuie corectat prin determinarea forțelor seismice de nivel suplimentare care revin subsistemelor plane care alcatuiesc modelul.

(2) Forțele seismice de nivel obținute pentru modelele plane asociate la două direcții principale ortogonale se distribuie subsistemelor plane componente din fiecare direcție conform relației:

- pentru direcția x de acțiune seismică

$$F_{ix}^j = \frac{K_{ix}^j}{\sum_{j=1}^p K_{ix}^j} F_{ix} + \frac{K_{ix}^j y_j}{\sum_{j=1}^p (K_{ix}^j y_j^2 + K_{iy}^j x_j^2)} F_{ix} e_{iy} \quad (4.6)$$

- pentru direcția y de acțiune seismică

$$F_{iy}^j = \frac{K_{iy}^j}{\sum_{j=1}^p K_{iy}^j} F_{iy} + \frac{K_{iy}^j x_j}{\sum_{j=1}^p (K_{ix}^j y_j^2 + K_{iy}^j x_j^2)} F_{iy} e_{ix} \quad (4.7)$$

în care,

F_{ix}^j, F_{iy}^j - forțele seismice la nivelul i în direcția x , respectiv y , pentru subsistemul plan j

F_{ix}, F_{iy} - forțele seismice la nivelul i în direcția x , respectiv y , pentru modelul plan general

K_{ix}^j, K_{iy}^j - rigiditățile relative de nivel ale celor p elemente verticale care intră în componența subsistemului plan j asociate direcției x , respectiv y , calculate considerând numai deplasările de translație ale planșeului indeformabil.

x_j, y_j - distanțe în direcția x , respectiv y , care definesc poziția subsistemului plan în raport cu centrul de rigiditate de la nivelul i

e_{ix}, e_{iy} - distanțe în direcția x , respectiv y , care definesc pozițiile excentrice ale forțelor seismice față de centrul de rigiditate:

$$e_{ix} = e_{0ix} \pm e_{1ix}$$

$$e_{iy} = e_{0iy} \pm e_{1iy}$$

unde,

e_{0ix} , e_{0iy} - distanțe în direcția x , respectiv y , dintre centrele de masă și de rigiditate la nivelul i

e_{1ix} , e_{1iy} - excentricitățile accidentale în direcția x , respectiv y , la nivelul i , calculate conform paragrafului 4.5.2.1.

În relațiile de mai sus s-au neglijat rigiditățile axiale și de torsiune ale elementelor de rezistență verticale.

4.5.3.3. Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns

4.5.3.3.1. Generalități

(1) În metoda de calcul modal, acțiunea seismică se evaluează pe baza spectrelor de răspuns corespunzătoare mișcărilor de translație unidirecționale ale terenului descrise prin accelerograme.

(2) Acțiunea seismică orizontală este descrisă prin două componente orizontale evaluate pe baza aceluiași spectru de răspuns de proiectare. Componenta verticală a acțiunii seismice este caracterizată prin spectrul de răspuns vertical.

(3) Această metodă de calcul se aplică clădirilor care nu îndeplinesc condițiile specificate pentru utilizarea metodei simplificate cu forțe laterale static echivalente. Pentru construcțiile care satisfac criteriile de regularitate în plan și criteriile de uniformitate verticală, calculul se poate realiza utilizând două modele structurale plane corespunzătoare direcțiilor principale orizontale ortogonale.

(4) Clădirile care nu satisfac criteriile de mai sus se vor calcula cu modele spațiale.

(5) La utilizarea unui model spațial, acțiunea seismică se va aplica pe direcțiile orizontale relevante și pe direcțiile principale ortogonale. Pentru clădirile cu elemente de rezistență amplasate pe două direcții perpendiculare, acestea pot fi considerate ca direcții relevante. În general, direcțiile principale corespund direcției forței tăietoare de bază asociată modului fundamental de vibrație de translație și normalei pe această direcție.

(6) Structurile cu comportare liniară sunt caracterizate de modurile proprii de vibrație (perioade proprii, forme proprii de vibrație, mase modale efective, factori de participare a maselor modale efective). Acestea se determină prin metode de calcul dinamic, utilizând caracteristicile dinamice inerțiale și de deformabilitate ale sistemelor structurale rezistente la acțiunea seismică.

(7) În calcul se vor considera modurile proprii cu o contribuție semnificativă la răspunsul seismic total.

(8) Condiția din paragraful (7) de mai sus este îndeplinită dacă:

- suma maselor modale efective pentru modurile proprii considerate reprezintă cel puțin 90% din masa totală a structurii,

- au fost considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.

(9) Forța tăietoare de bază $F_{b,k}$ aplicată pe direcția de acțiune a mișcării seismice în modul propriu de vibrație k este

$$F_{b,k} = \gamma_{I,e} S_d(T_k) m_k \quad (4.8)$$

unde

m_k masa modală efectivă asociată modului propriu de vibrație k și se determină cu relația

$$m_k = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i s_{i,k} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i s_{i,k}^2} \quad (4.9)$$

unde

m_i masa de nivel

T_k perioada proprie în modul propriu de vibrație k

$s_{i,k}$ componenta vectorului propriu în modul de vibrație k pe direcția gradului de libertate dinamică de translație la nivelul i

Suma tuturor maselor modale efective (pentru fiecare direcție principală și toate modurile de vibrație) este egală cu masa structurii.

(10) În cazul modelelor spațiale, condiția (8) de mai sus se va verifica pentru fiecare direcție de calcul. În anexa C se prezintă detalii privind calculul modal cu considerarea comportării spațiale.

(11) În cazul în care condițiile paragrafului (8) nu pot fi satisfăcute (spre exemplu, la clădirile cu o contribuție semnificativă a modurilor de torsiune), numărul minim r de moduri proprii ce trebuie incluse într-un calcul spațial trebuie să satisfacă următoarele condiții:

$$\begin{aligned} r &\geq 3\sqrt{n} \\ T_r &\leq 0,05T_c \end{aligned} \quad (4.10)$$

unde

r numărul minim de moduri proprii care trebuie considerate

n numărul de niveluri deasupra secțiunii de încastrare considerată pentru suprastructură

T_r perioada proprie de vibrație a ultimului mod de vibrație considerat r

4.5.3.3.2. Combinarea răspunsurilor modale

(1) Răspunsurile modale pentru două moduri proprii de vibrație consecutive, k și $k+1$ sunt considerate independente dacă perioadele proprii de vibrație T_k și T_{k+1} (în care $T_{k+1} \leq T_k$) satisfac următoarea condiție

$$T_{k+1} \leq 0,9T_k \quad (4.11)$$

Pentru răspunsurile modale maxime, independente între ele, efectul total maxim se obține cu relația de compunere modală

$$E_E = \sqrt{\sum E_{E,k}^2} \quad (4.12)$$

în care

E_E efectul acțiunii seismice (efort în secțiune, deplasare)

$E_{E,k}$ efectul acțiunii seismice în modul k de vibrație

(2) În cazul în care condiția de la paragraful (1) nu este satisfăcută, se vor considera alte reguli de suprapunere a maximelor modale (spre exemplu, combinarea pătratică completă, sumarea algebrică a răspunsurilor modale succesive etc.).

4.5.3.3.Efectele torsiunii accidentale

(1) În cazul în care pentru obținerea răspunsului seismic se utilizează un model spațial, efectul de torsiune produs de o excentricitate accidentală se poate considera prin introducerea la fiecare nivel a unui moment de torsiune

$$M_{ai} = F_i e_{ai} \quad (4.13)$$

în care

M_{ai} moment de torsiune aplicat la nivelul i în jurul axei sale verticale

e_{ai} excentricitate accidentală a masei de la nivelul i conform relației (4.1)

F_i forța seismică static echivalentă orizontală aplicată la nivelul i

Momentul de torsiune se va calcula pentru toate direcțiile și sensurile considerate în calcul.

4.5.3.4. Metoda de calcul dinamic liniar

(1) Răspunsul seismic liniar în timp se obține prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare care exprimă echilibrul dinamic instantaneu pe direcțiile gradelor de libertate dinamică considerate în model.

(2) Mișcarea seismică a terenului este caracterizată prin accelerograme discretizate în timp, reprezentative pentru acțiunea seismică de proiectare și condițiile locale de amplasament.

(3) În calculul dinamic liniar se va considera un număr suficient de accelerograme pentru fiecare direcție. Dacă nu se dispune de accelerograme înregistrate în amplasament sau acestea sunt insuficiente, se pot utiliza accelerograme artificiale conform prevederilor din paragraful 3.1.2.

(4) Valorile de proiectare se obțin din răspunsul structural prin considerarea tuturor situațiilor la diferite momente de timp, corectate cu factorul de comportare q , în care cel puțin un efect (efort, deplasare) este maxim.

4.5.3.5. Metode de calcul neliniar

4.5.3.5.1. Generalități

- (1) Modelul folosit pentru calculul liniar elastic va fi completat prin introducerea parametrilor de comportare postelastice (eforturi capabile plastice, curbe sau suprafețe de interacțiune, deformații ultime etc.).
- (2) O condiție minimă este folosirea curbelor biliniare efort-deformație la nivel de element. Pentru elementele ductile, care pot avea incursiuni în domeniul postelastice, rigiditatea elastică va fi rigiditatea secantă în punctul de curgere. Se pot considera modele ideal elasto-plastice. Se pot utiliza și relații triliniare, care iau în considerare și rigiditățile în stadiile de dinainte și după fisurare ale elementelor de beton sau zidărie. Se pot realiza modele de calcul în care comportarea neliniară a materialului este descrisă prin legi constitutive și criterii de curgere sau de cedare mai apropiate de comportarea reală.
- (3) La alegerea modelului de comportare se va ține seama de posibilitatea degradării rezistenței și mai ales a rigidității, situație întâlnită, de exemplu, în cazul elementelor de beton și al pereților de zidărie.
- (4) Dacă nu se fac alte precizări, proprietățile elementelor se vor determina pe baza valorilor medii ale rezistențelor materialelor utilizate.
- (5) Modelul de calcul va include acțiunea încărcărilor permanente, constante în timp și acțiunea seismică, variabilă în timp. Nu se acceptă formarea de articulații plastice din acțiunea independentă a încărcărilor permanente.
- (6) La determinarea relațiilor efort-deformație pentru elementele structurale se va ține seama de forțele axiale provenite din încărcările permanente. Pentru elementele verticale se pot neglija momentele încovoietoare provenite din încărcările permanente, dacă acestea nu influențează semnificativ comportarea de ansamblu a structurii.
- (7) În vederea obținerii celor mai defavorabile efecte, acțiunea seismică se va aplica în sens pozitiv și negativ.

4.5.3.5.2. Calculul static neliniar (biografic)

4.5.3.5.2.1. Generalități

- (1) Calculul biografic este un calcul static neliniar în care încărcările permanente sunt constante, în timp ce încărcările orizontale cresc monoton. Se poate aplica la clădirile noi și la cele existente, în următoarele scopuri:
 - a) pentru stabilirea sau corectarea valorilor raportului dintre forța tăietoare de bază asociată mecanismului de cedare și forța tăietoare de bază asociată formării primei articulații plastice (raportul α_u / α_1 estimat în secțiunea 5.2.2.2).
 - b) pentru evaluarea răspunsului seismic al structurilor complexe/importante.
 - c) pentru stabilirea mecanismelor plastice posibile și a distribuției degradărilor
 - d) pentru evaluarea siguranței față de prăbușire a structurii
 - e) ca alternativă de proiectare față de un calcul elastic-liniar cu forțe seismice care folosește factorul de comportare q . În acest caz, calculul se va raporta la deplasarea ultimă admisă.

(2) Pentru clădirile care nu îndeplinesc condițiile de regularitate de la paragrafele 4.4.3.2 și 4.4.3.3 se va utiliza un model de calcul spațial.

(3) Pentru clădirile care îndeplinesc condițiile de regularitate de la paragrafele 4.4.3.2 și 4.4.3.3 se poate face un calcul plan folosind două modele, câte unul pentru fiecare direcție orizontală principală.

(4) Pentru clădirile de zidărie de înălțime mică, la care comportarea structurală este dominată de forfecare, fiecare nivel poate fi calculat independent.

(5) Cerințele de la punctul (4) se consideră îndeplinite dacă numărul etajelor este mai mic sau egal cu 3 și dacă, la fiecare nivel pereții structurali au raportul înălțime/lățime mai mic decât 1.

4.5.3.5.2.2. Încărcări laterale

(1) Se vor aplica cel puțin două tipuri de distribuție pe verticală a încărcărilor laterale:

- o distribuție uniformă, cu forțe laterale proporționale cu masa indiferent de înălțimea clădirii (acelerație de răspuns uniformă), în scopul evaluării forțelor tăietoare maxime
- o distribuție “modală”, în care forțele seismice laterale convenționale sunt determinate prin calcul elastic (conform 4.5.3.2 sau 4.5.3.3), în scopul determinării momentelor încovoietoare maxime

(2) Încărcările laterale se vor aplica în punctele în care se concentrează masele în model. Se va considera excentricitatea accidentală conform relației (4.1)

4.5.3.5.2.3 Curba de răspuns

(1) Relația dintre forța tăietoare de bază și deplasarea de referință (curba de răspuns) se determină prin calcul biografic pentru valori ale deplasării de referință până la 1,5 din deplasarea ultimă, definită conform 4.5.3.5.2.6.

(2) Deplasarea de referință poate fi luată în centrul maselor situat la nivelul acoperișului clădirii.

4.5.3.5.2.4 Factorul de suprarezistență α_u/α_1

(1) Raportul (α_u/α_1) se determină prin calcul biografic pentru cele două tipuri de distribuție a încărcării laterale prezentate în paragraful (1) de la secțiunea 4.5.3.5.2.2. La evaluarea forței seismice de bază se va alege valoarea minimă a raportului.

4.5.3.5.2.5 Mecanismul de plastificare

(1) Mecanismul de cedare prin articulații plastice se va determina pentru ambele distribuții ale forțelor laterale. Mecanismele de cedare trebuie să fie în acord cu mecanismele pe care se bazează factorul de comportare q folosit în proiectare.

Notă: Procedul de determinare al curbei de răspuns prin calcul static neliniar este prezentat în Anexa D.

4.5.3.5.2.6. Deplasarea ultimă

(1) Deplasarea ultimă este cerința seismică de deplasare derivată din spectrele de răspuns inelastic în funcție de deplasarea sistemului cu un grad de libertate echivalent.

În absența unor spectre inelastice de deplasare, se pot aplica metode aproximative bazate pe spectrul de răspuns elastic conform cu Anexa E.

4.5.3.5.2.7 Evaluarea efectelor torsiunii

(1) Calculul biografic efectuat pe structuri plane, poate subestima semnificativ deformațiile pe latura rigidă/puternică a unei structuri flexibile la torsiune (structura la care primul mod de vibrație este predominant de torsiune). Acest lucru este valabil și pentru structurile în care modul al doilea de vibrație este predominant de torsiune. În aceste cazuri, deplasările pe latura rigidă/puternică trebuie majorate în comparație cu cele obținute printr-un calcul plan în care nu se consideră efectele torsiunii.

Notă: Latura rigidă/puternică în plan este aceea în care se dezvoltă deplasări orizontale mai mici decât latura opusă sub acțiunea forțelor laterale paralele cu ea.

(2) Cerința de mai sus, în mod simplificat, se consideră satisfăcută atunci când factorul de amplificare aplicat deplasărilor de pe latura rigidă/puternică se bazează pe rezultatele din calculul elastic modal al modelului spațial.

(3) Dacă pentru calculul structurilor regulate în plan se folosesc două modele plane, efectele din torsiune se estimează conform 4.5.3.2.4 sau 4.5.3.3.3.

4.5.3.5.3. Calculul dinamic neliniar

(1) Răspunsul în timp al structurii poate fi obținut prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare, folosind acceleroramele definite în capitolul 3 pentru reprezentarea mișcării terenului.

(2) Modelele de element conform 4.5.3.5.1 (2)-(4) trebuie să fie suplimentate cu reguli care să descrie comportarea elementului sub cicluri de încărcare-descărcare postelastice. Aceste reguli trebuie să reproducă realist disiparea de energie în element în limita amplitudinilor deplasărilor așteptate la seismul de proiectare considerat.

(3) Dacă răspunsul este obținut din calculul dinamic neliniar, la cel puțin 7 mișcări ale terenului compatibile cu spectrul de răspuns elastic pentru accelerații conform capitolului 3, în verificări (deplasări, deformații) se va folosi media valorilor de răspuns din toate aceste calcule ca efect al acțiunii E_d . Dacă nu se realizează 7 calcule dinamice neliniare, pentru E_d se va alege cea mai defavorabilă valoare de răspuns din calculele efectuate.

4.5.3.6. Combinarea efectelor componentelor acțiunii seismice

4.5.3.6.1. Componentele orizontale ale acțiunii seismice

(1) În calcul, se va considera acțiunea simultană a componentelor orizontale ale acțiunii seismice.

(2) Combinația efectelor componentelor orizontale ale acțiunii seismice poate fi realizată astfel:

a) Se evaluează separat răspunsul structural pentru fiecare direcție de acțiune seismică, folosind regulile de combinare pentru răspunsurile modale date în 4.5.3.3.2.

b) Valoarea maximă a efectului acțiunii seismice reprezentată prin acțiunea simultană a două componente orizontale ortogonale, se obține cu regula de combinare probalistică exprimată prin radical din suma pătratelor valorilor

efectului asupra structurii, obținut conform punctului (a) de mai sus, a fiecărei componente orizontale.

c) Regula (b) de mai sus estimează în spiritul siguranței valorile probabile ale efectelor altor direcții de acțiune seismică.

(3) Ca o alternativă la punctele b) și c) din paragraful (2) de mai sus, efectele acțiunii datorate combinației componentelor orizontale ale acțiunii seismice se pot calcula folosind combinațiile de mai jos:

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \quad (4.14)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (4.15)$$

unde

“+” înseamnă “a se combina cu”,

E_{Edx} reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării mișcării seismice pe direcția axei orizontale x alese pentru structură,

E_{Edy} reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării mișcării seismice pe direcția axei orizontale y , perpendiculară pe axa x a structurii.

(4) Semnul fiecărei componente în combinațiile de mai sus se va lua astfel încât efectul acțiunii considerate să fie defavorabil.

(5) Când se realizează un calcul dinamic liniar sau neliniar pe un model spațial al structurii, acesta va fi acționat simultan de accelerograme distincte pe ambele direcții orizontale.

(6) Pentru clădiri care satisfac criteriile de regularitate în plan și la care pereții sau sistemele independente de contravântuire verticală în plane asociate celor două direcții orizontale principale sunt singurele elemente care preiau efectele mișcării seismice, se poate considera acțiunea separată a cutremurului în cele două direcții orizontale principale fără a se face combinațiile din paragrafele (2) și (3) de mai sus.

(7) În cazul în care sistemul structural al clădirii diferă în planele verticale care conțin cele două direcții orizontale principale, se pot considera factori de comportare q diferiți.

4.5.3.6.2. Componenta verticală a acțiunii seismice

(1) Se va ține cont de componenta verticală a acțiunii seismice, așa cum a fost definită în capitolul 3, în situațiile de rezemare indirectă (stâlpi pe grinzi) și la console cu deschidere mare și la alte elemente structurale cu sensibilitate la oscilații verticale.

(2) Efectele componentei verticale a acțiunii seismice se pot determina prin calculul unui model parțial al structurii, care să conțină acele elemente pe care se consideră că acționează componenta verticală (cum ar fi cele enunțate la paragraful anterior) și în care să se țină seama de rigiditatea elementelor adiacente.

(3) Efectele componentei verticale trebuie luate în considerare numai pentru elementele pe care aceasta acționează și pentru elementele sau substructurile care constituie reazemele lor.

(4) Dacă pentru aceste elemente sunt importante și componentele orizontale ale acțiunii seismice, atunci se pot aplica regulile (2) de la paragraful 4.5.3.6.1, extinse la

cele trei componente ale acțiunii seismice. Alternativ, pentru calculul efectelor acțiunii seismice se pot folosi toate combinațiile de mai jos:

$$0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (4.16)$$

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.17)$$

$$0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.18)$$

unde

“+” înseamnă “a se combina cu”,

E_{Edx} și E_{Edy} vezi 4.5.3.6.1 (3)

E_{Edz} reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării componentei verticale a acțiunii seismice de proiectare așa cum a fost definită în capitolul 3.

4.5.4. Calculul deformațiilor

(1) Calculul deformațiilor (deplasărilor laterale) este necesar pentru verificări la ambele stări limită (vezi 2.2.1 (2)).

(2) Calculul deplasărilor laterale pentru SLS se face cu relația

$$d_s = \nu q d_e \quad (4.19)$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice corespunzătoare SLS

d_e deplasarea aceluiași punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub acțiunea seismică de proiectare, conform spectrelor de proiectare din capitolul 3, ținând seama și de efectul torsiunii accidentale

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5-9) utilizat la calculul valorii de proiectare a forței seismice

ν factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS (vezi 2.1 și 2.2); valorile ν sunt date în Anexa E.

(3) Calculul deplasărilor laterale pentru ULS se face cu relația

$$d_s = c q d_e \quad (4.20)$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice corespunzătoare ULS

c factor supraunitar care ține seama de faptul că în răspunsul seismic inelastic deplasările sunt superioare celor din răspunsul elastic în cazul structurilor cu perioada de oscilație mai mică decât T_c ; valoarea factorului c este dată în Anexa E

q, d_e semnificație similară cu cea de la (4.19)

(4) Valorile de proiectare ale rigidității elementelor de beton armat se determină pe baza prevederilor de la 4.5.2(9) și din Anexa E;

(5) Valorile deplasărilor d_s pentru SLS și ULS se pot obține și din calculul dinamic liniar, respectiv, neliniar al structurii.

4.6. Verificarea siguranței

4.6.1. Generalități

(1) Obținerea siguranței se realizează prin verificarea condițiilor specifice stărilor limită relevante și prin respectarea măsurilor specifice menționate la 2.2.4

4.6.2. Starea limită ultimă

4.6.2.1. Aspecte generale

(1) Cerințele structurale asociate stării limite ultime se consideră realizate dacă sunt îndeplinite condițiile locale și de ansamblu privind rezistența, ductilitatea și stabilitatea.

4.6.2.2. Condiția de rezistență

(1) Pentru toate elementele structurale și nestructurale se va respecta relația:

$$E_d \leq R_d \quad (4.21)$$

exprimată în termeni de rezistență, unde:

E_d valoarea de proiectare a efortului secțional (vezi 3.3) în combinația seismică de proiectare, ținând seama și de efectele de ordinul 2, atunci când acestea sunt semnificative

R_d valoarea corespunzătoare a efortului capabil, calculată cu valorile de proiectare ale rezistențelor materialelor, pe baza modelelor mecanice specifice tipului de element structural, conform capitolelor 5 - 9 și codurilor specifice diferitelor materiale

(2) Efectele de ordinul doi pot fi considerate ne semnificative dacă la toate nivelurile este îndeplinită condiția:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (4.22)$$

unde:

θ coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel

P_{tot} încărcarea verticală totală la nivelul considerat și de la cele de deasupra, în ipoteza de calcul seismic

d_r deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferența între deplasările laterale medii de la partea superioară și cele de la cea inferioară a nivelului considerat, calculate conform 4.5.4(3)

V_{tot} forța tăietoare totală de etaj

h înălțimea etajului

- (3) Dacă $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul 2 pot fi luate în considerare în mod aproximativ, multiplicând valorile de calcul ale eforturilor cu factorul $1/(1-\theta)$.
- (4) Dacă $0,2 < \theta < 0,3$, determinarea valorilor eforturilor secționale se face pe baza unui calcul structural cu considerarea echilibrului pe poziția deformată a structurii (printr-un calcul neliniar, conform 4.5.3.5, care să țină cont și de efectele ordinul 2)
- (5) Nu se admit valori $\theta \geq 0,3$
- (6) Dacă eforturile de calcul E_d sunt obținute prin metode de calcul neliniar (utilizând valori medii ale rezistențelor), verificarea de la paragraful (1) se exprimă numai în termeni de forță pentru elementele cu comportare fragilă, utilizând factori parțiali de siguranță adecvați materialului din care este realizată structura. Eforturile la care se verifică aceste elemente sunt cele asociate mecanismului structural de disipare de energie pe o schemă cu momentele capabile aplicate în articulațiile plastice. În zonele disipative, proiectate ca zone ductile și pentru ansamblul structurii, relația (4.21) se exprimă suplimentar și în termeni de deformații (deplasări) reprezentând o condiție de ductilitate.

4.6.2.3. Condiții de ductilitate de ansamblu și locală

- (1) Structura în ansamblu și elementele structurale implicate în mecanismul structural de disipare al energiei seismice, asociat tipului de structură și factorului de comportare specific, trebuie să prezinte ductilitate adecvată.
- (2) În acest scop se vor respecta condițiile date în capitolele 5-9, specifice diferitelor materiale structurale, privind impunerea unor mecanisme favorabile de disipare a energiei și înzestrarea zonelor disipative cu suficientă capacitate de deformație în domeniul postelastice
- (3) Prin dimensionarea adecvată a rezistenței elementelor structurale la clădirile multietajate se va evita manifestarea unor mecanisme de disipare de energie de tip nivel slab, la care să se concentreze cerințe excesive de ductilitate
- (4) Impunerea mecanismului de plastificare dorit se realizează practic prin dimensionarea capacităților de rezistență în zonele selectate pentru a avea un răspuns seismic elastic la valori de momente suficient de mari. Modul în care se stabilesc valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare se prezintă la capitolele 5-9, funcție de tipul de structură și natura materialului din care este alcătuită structura clădirii
- (5) Verificarea capacității de deformare (ductilității) elementelor structurale și a structurii în ansamblu se efectuează în termeni de deplasări pe baza unei relații similare cu relația (4.21), comparând cerințele de deformare cu capacitatea. Verificarea se poate face conform prevederilor Anexei E.
- (6) Legăturile între elementele structurale, de exemplu nodurile structurilor tip cadru, conectorii dintre elementele realizate din materiale diferite sau din betoane cu vârste diferite, și planșeele vor fi proiectate la eforturi de calcul suficient de mari, astfel încât să se asigure că răspunsul seismic al acestor elemente nu depășește limitele stadiului elastic.
- (7) Pentru a satisface condițiile de la (5), planșeele vor fi proiectate la forțele care le revin în condițiile instalării mecanismului global de plastificare.

4.6.2.4. Condiții de stabilitate

- (1) Structura în ansamblu, diferitele părți de structură sau elementele structurale trebuie să fie stabile geometric. În acest scop se adoptă forme și dimensiuni potrivite și se efectuează verificarea prin metode de calcul pertinente a comportării structurale în combinația seismică de proiectare, conform CR0.
- (2) Structura de ansamblu trebuie să prezinte stabilitate la răsturnare și la lunecare, prin adoptarea unui sistem de fundare adecvat caracteristicilor structurale ale terenului.

4.6.2.5. Rezistența fundațiilor

- (1) Sistemul fundațiilor va fi verificat în acord cu prevederile reglementărilor tehnice aplicabile, în vigoare, privind proiectarea fundațiilor de suprafață.
- (2) La dimensionarea fundațiilor, efectele acțiunii suprastructurii în combinația de încărcări care include acțiunea seismică trebuie să corespundă mecanismului de plastificare asociat tipului de structură. Se vor considera și efectele suprazistenței elementelor structurale.
- (3) În cazul în care suprastructura este proiectată pentru clasa de ductilitate joasă, efectele acțiunii asupra sistemului de fundare sunt forțele de legătură cu suprastructura în situația de proiectare seismică.
- (4) În cazul fundațiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereți), condiția de la paragraful (2) se poate considera satisfăcută dacă efectele acțiunilor E_{Fd} asupra fundației se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.23)$$

în care:

- $E_{F,G}$ efortul secțional din încărcările neseismice incluse în combinația de acțiuni considerate în calculul la cutremur
- $E_{F,E}$ efortul secțional din încărcările seismice de proiectare
- γ_{Rd} factorul de suprazistență, egal cu 1,0, pentru $q \leq 3$, și 1,15 în celelalte cazuri
- Ω valoarea $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ în zona disipativă a elementului i al structurii care are influența cea mai mare asupra efortului E_F considerat
- R_{di} rezistența (efortul capabil) elementului i
- E_{di} valoarea de proiectare a efortului în elementul i corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare

- (5) Raportul Ω se calculează astfel:

- în cazul fundațiilor de stâlpi și pereți, Ω se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secțiunea transversală de la bază, unde se poate forma articulația plastică
- în cazul fundațiilor stâlpilor cadrelor cu contravântuiri centrice, Ω este valoarea minimă a raportului forțelor axiale N_{Rd}/N_{Ed} determinate pentru toate diagonalele întinse

- în cazul fundațiilor stâlpilor cu contravântuiri excentrice, valoarea Ω se ia cea mai mică dintre valoarea minimă a rapoartelor V_{Rd} / V_{Ed} calculate pentru toate linkurile scurte și valoarea minimă a rapoartelor M_{Rd} / M_{Ed} stabilite pentru toate zonele disipative prin eforturi de încovoiere.

(6) În cazul în care sistemul fundațiilor este comun mai multor elemente verticale (grinzi de fundare, radieri, infrastructuri) la care suprarezistența secțiunilor din calculul structural la situația de proiectare seismică este relativ uniformă și moderată (orientativ $\Omega \leq 1,5$), se poate aplica relația:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,5 E_{F,E} \quad (4.24)$$

4.6.2.6. Condiții de deplasare laterală

(1) Verificarea structurii la starea limită ultimă trebuie să aibă în vedere și limitarea deplasărilor laterale pentru:

- limitarea degradărilor structurale, în vederea asigurării unei marje de siguranță suficiente față de deplasarea laterală care produce prăbușirea
- evitarea prăbușirii unor elemente nestructurale care ar putea pune în pericol viețile oamenilor
- limitarea efectelor de ordinul 2, care dacă sunt excesive pot duce la pierderea stabilității structurilor
- evitarea sau limitarea efectelor coliziunii între clădirile vecine, în situațiile în care dimensiunile rosturilor seismice nu pot fi oricât de mari.

(2) Verificările deplasărilor laterale prevăzute la (1) nu sunt necesare pentru construcțiile amplasate în zonele seismice caracterizate de valori $a_g \leq 0,10g$.

(3) Verificarea deplasărilor laterale se efectuează conform procedurii dat în Anexa E, unde sunt precizate modul de evaluare al cerințelor de deplasare (deformație) și valorile admise ale deplasărilor de nivel (deformațiilor).

4.6.2.7. Rosturi seismice

(1) Rosturile seismice se prevăd cu scopul de a separa între ele corpuri de construcție cu caracteristici dinamice diferite pentru a le permite să oscileze independent sub acțiunea mișcărilor seismice, sau pentru a limita efectele eventualelor coliziuni, la un nivel situat sub capacitatea de rezistență a acestor clădiri.

(2) În cazul în care rosturile separă tronsoane cu caracteristici dinamice și constructive similare, acestea pot avea dimensiuni stabilite din condiția de rost de dilatație – contracție.

(3) În cazul în care corpurile de clădire învecinate:

- au caracteristici dinamice (mase, înălțimi, rigidități) foarte diferite;
- au rezistențe laterale foarte diferite (de exemplu, când o construcție nouă este plasată în vecinătatea unei construcții vechi cu vulnerabilitate seismică înaltă);
- au unul față de celălalt poziții excentrice (planurile principale verticale ale structurilor perpendiculare pe rost sunt relativ distanțate);
- au planșeele decalate pe verticală

lățimea rostului se dimensionează punând condiția ca în timpul cutremurului tronsoanele separate prin rost să nu se afecteze prin coliziune atunci când acestea ar oscila defazat;

(4) Lățimea necesară, Δ , a rostului seismic, în condițiile precizate la (3), se determină cu relația:

$$\Delta \geq \sqrt{d_{1,\max}^2 + d_{2,\max}^2} \quad (4.25)$$

(5) în care $d_{1,\max}, d_{2,\max}$ sunt deplasările maxime ale celor două unități structurale independente sub acțiunea încărcărilor seismice de proiectare, corespunzătoare stării limită ultime, determinate la cota vârfului construcției cu înălțimea mai mică: Valorile deplasărilor se calculează în conformitate cu Anexa E.

(6) Se admite să se adopte rosturi de dimensiuni inferioare valorilor obținute prin aplicarea relației (4.25) dacă:

- (a) forțele de impact rezultate dintr-un calcul dinamic sunt luate în considerare la dimensionarea celor două tronsoane;
- (b) în rosturi se poziționează dispozitive de amortizare (tampoane, resorturi, etc.) cu caracteristici și poziții determinate printr-un calcul dinamic adecvat.

(7) La alegerea poziției rosturilor se va urmări ca tronsoanele de la extremitățile clădirii, care suportă șocul maxim să aibă, în raport cu tronsoanele intermediare, o masă sporită (inclusiv prin prevederea unui număr suplimentar de travei) și/sau o capacitate de rezistență superioară pentru a limita efectele negative suplimentare în aceste corpuri de clădire.

(8) Dimensiunile rosturilor stabilite conform alineatelor (4) și (5) sunt valabile și pentru elementele de finisaj.

(9) În cazurile în care se adoptă elemente de mascare a rostului, acestea vor fi astfel alese încât să nu aibă o influență semnificativă asupra oscilațiilor corpurilor de clădire învecinate, iar în cazul degradării elementelor de mascare să nu existe riscul de desprindere și cădere a unor piese care să pericliteze viețile oamenilor sau unele componente importante ale construcțiilor.

4.6.3. Starea limită de serviciu

4.6.3.1. Generalități

(1) Cerința de limitare a degradărilor asociate stării limită de serviciu se consideră satisfăcută dacă sub acțiuni seismice având o probabilitate mai mare de manifestare decât acțiunea seismică folosită în cazul verificării la starea limită ultimă (conform 2.1) deplasările relative de nivel se încadrează în limitele date la 4.6.3.2.

(2) În cazul clădirilor cu importanță pentru protecția civilă sau conținând echipamente sensibile pot fi necesare verificări suplimentare pentru starea limită de serviciu, aceste cerințe fiind prevăzute în reglementări speciale.

4.6.3.2. Limitarea deplasării relative de nivel

(1) Dacă în secțiunile 5–9 nu se dau prevederi specifice diferite, verificarea deplasărilor laterale se efectuează conform procedurii dat în Anexa E, unde sunt

precizate modul de evaluare al cerințelor de deplasare și valorile admise ale deplasărilor de nivel.

4.7. Sinteza metodelor de proiectare

(1) În funcție de importanța construcției și, mai general, în funcție de exigențele impuse în ceea ce privește performanța seismică a acesteia, procesul de proiectare poate fi organizat în două variante de metode de proiectare, metoda de proiectare curentă și metoda de proiectare de nivel superior.

(2) Cele două metode diferă în esență prin modul indirect, implicit, în cazul metodei curente, și direct, explicit, în cazul metodei de nivel superior, în care este considerat în calcul caracterul neliniar al răspunsului seismic. Funcție de caracteristicile structurii și de precizia necesară a rezultatelor calcului structural, se pot folosi, după caz, procedee de calcul structural statice sau dinamice, pe modele plane sau spațiale.

(3) Metoda curentă cu caracter minimal este metoda obligatorie. Aceasta se bazează pe metode de calcul structural în domeniul elastic.

(4) Impunerea prin proiectare a mecanismului de plastificare (de disipare de energie) dorit se face printr-o ierarhizare adecvată a capacității de rezistență a elementelor structurale (metoda „proiectării capacității de rezistență”). În acest scop, valorile efectelor acțiunilor rezultate din calculul structural în situația de proiectare seismică sunt modificate după anumite reguli precizate în Cod pentru structuri executate din diferite materiale (capitolele 5-9)

(5) Pentru a satisface condițiile de ductilitate, de ansamblu sau locale, trebuie respectate unele reguli de dimensionare (de exemplu, prin limitarea zonelor comprimate la elementele structurilor de beton armat) și/sau de alcătuire constructivă (de exemplu, prin prevederea unei armături transversale minime).

(6) La determinarea forțelor sesimice de proiectare, se pot adopta și valori mai mari ale factorului de comportare decât cele prevăzute în capitolele 5-9 pentru fiecare tip de sistem structural, dacă prin metoda de calcul de nivel superior se poate dovedi că structura poate prelua cerințele de deplasare de proiectare, în condițiile respectării exigențelor de performanță asociate stării limită ultime.

(7) Condițiile de control al deplasărilor laterale la starea limită ultimă implică evaluarea cerințelor de deplasare pe baza valorilor deplasărilor furnizate de calculul structural elastic sub încărcările de proiectare. Acestea se amplifică prin coeficienți supraunitari, funcție de rezistența cu care este înzestrată structura și de caracteristicile de oscilație (perioada vibrațiilor proprii) ale acesteia, pentru a evalua, într-o manieră aproximativă, valorile efective ale deplasărilor seismice neliniare. Cerințele urmează să fie inferioare valorilor admisibile ale deplasărilor.

Deplasările (deformatele) asociate stării limită de serviciu se limitează la valorile admise pentru această stare limită.

(8) Metoda de nivel superior se bazează pe utilizarea metodelor de calcul neliniar, static sau dinamic.

Ca urmare, metoda se aplică, ca metodă de verificare, unor structuri complet dimensionate prin aplicarea metodei curente. Caracteristicile de rezistență și de

deformație ale elementelor se determină pe baza valorilor medii ale rezistențelor materialelor.

(9) Mecanismul de plastificare la acțiuni seismice este pus în evidență explicit, în mod aproximativ, în cazul aplicării metodei de calcul static neliniar (de tip biografic), sau riguros, în cazul aplicării metodei de calcul dinamic neliniar.

(10) Metoda de calcul dinamic neliniar furnizează cerințele de deplasare și de ductilitate corespunzătoare accelerogramelor utilizate. Capacitatea de deformare se stabilește separat, individual pentru fiecare element esențial pentru stabilitatea clădirii.

(11) Metoda de calcul static neliniar permite evaluarea capacităților de deformare. Cerințele de deplasare laterală sau de ductilitate se stabilesc separat din spectrele răspunsului seismic inelastic, sau cu metodele aproximative date în Cod.

5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

5.1. Generalități

5.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

- (1) Acest capitol se referă la proiectarea în zone seismice a clădirilor și a altor construcții cu structuri similare acestora, definite la 1.1, cu structura din beton armat, numite în continuare construcții de beton.
- (2) Documentele normative de referință pentru proiectarea construcțiilor de beton la alte acțiuni decât cele seismice sunt standardele din seria SR EN 1992-1-1. Prevederile date în continuare completează prevederile acestor documente normative de referință pentru cazul proiectării la acțiuni seismice.
- (3) Documentele normative complementare prezentului capitol sunt indicate în capitolul 1.5.

5.1.2. Definiții

- (1) Termenii specifici prezentului capitol, pentru zone, elemente și sisteme structurale, se definesc după cum urmează:

- **Zonă critică** (zonă disipativă): zonă a unui element structural principal unde apar cele mai nefavorabile combinații de eforturi (M , N , V , T) și unde pot să apară deformații plastice. Lungimea zonelor critice este precizată în articolele relevante ale prezentului capitol.

- **Grindă**: Element structural solicitat preponderent de încărcări transversale, la care la care efortul axial mediu normalizat este mai mic decât 0,1

$$v_d \leq 0,1 \quad (5.1)$$

Eforturile de compresiune sunt considerate pozitive.

- **Stâlp**: element structural care susține încărcări gravitaționale preponderent prin compresiune axială, la care efortul axial mediu de compresiune normalizat, v_d , este mai mare decât 0,1.

- **Perete** (perete structural): element structural vertical care susține alte elemente, la care raportul dimensiunilor laturilor secțiunii transversale $l_w/b_w \geq 4$.

- **Perete ductil**: perete cu rotirea împiedicată la bază, dimensionat și alcătuit pentru a disipa energie prin deformații de încovoiere în zona critică de la baza lui.

- **Perete scurt**: perete la care deschiderea de forță tăietoare normalizată este mai mică decât 2 și influența forței tăietoare asupra comportării este preponderentă. Încadrarea în această categorie a pereților se poate face simplificat și cu relațiile de la 5.2.2.2(4).

- **Perete cuplat**: element structural alcătuit din doi sau mai mulți pereți (montanți), conectați într-un mod regulat prin grinzi ductile (grinzi de cuplare) capabile să preia prin efect indirect cel puțin 30% din momentul de răsturnare la bază.

Notă: Atât stâlpii, cât și pereții, pot fi supuși la eforturi axiale de întindere în anumite situații de încărcare a structurii.

- **Sistem structural tip pereți:** sistem structural în care pereții verticali, cuplați sau nu, preiau majoritatea încărcărilor verticale și orizontale, contribuția acestora la preluarea forțelor tăietoare la baza clădirii depășind 65% din forța tăietoare de bază

- **Sistem structural tip cadru:** sistem structural în care încărcările verticale cât și cele orizontale sunt preluate în principal de cadre spațiale a căror contribuție la preluarea forței tăietoare la baza clădirii depășește 65% din forța tăietoare de bază

Notă: Structurile alcătuite din stâlpi și planșee fără grinzi nu sunt considerate cadre spațiale și nu se încadrează în această categorie.

- **Sistem structural dual:** sistem structural în care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spațiale, în timp ce încărcările laterale sunt preluate parțial de sistemul în cadre și parțial de pereți structurali, individuali sau cuplați. Sistemul poate avea două variante de realizare:

- **Sistem dual cu pereți predominanți:** sistem dual în care contribuția pereților la preluarea forței tăietoare, la baza clădirii, depășește 50% din forța tăietoare de bază

- **Sistem dual cu cadre predominante:** sistem dual în care contribuția cadrelor la preluarea forței tăietoare, la baza clădirii, depășește 50% din forța tăietoare de bază

- **Sistem flexibil la torsiune:** sistemele fără rigiditate suficientă la torsiune de ansamblu conform (4.4.1.5), de exemplu, sisteme structurale constând din cadre flexibile combinate cu pereți concentrați în zona din centrul clădirii (sistem cu nucleu central dezvoltat pe o suprafață relativ mică).

- **Sistem tip pendul inversat:** Sistem în care peste 50% din masă este concentrată în treimea superioară a structurii sau la care disiparea de energie se realizează în principal la baza unui singur element al clădirii.

Notă: Un exemplu de sistem tip pendul inversat este cel al halelor parter, cu planșeu de la acoperiș flexibil la acțiuni în planul său, la care stâlpii în consolă răspund independent unul față de celălalt la acțiunea seismică. Structurile parter cu stâlpii în consolă, la care efortul axial mediu de compresiune normalizat este mai mic decât 0,25, cu extremitățile superioare conectate prin intermediul unui planșeu cu comportare de diafragmă orizontală, se încadrează într-o categorie separată.

- **Nod:** Zona de legătura dintre stâlpii și grinzele structurilor tip cadru, inclusă între secțiunile transversale de la limita acestor elemente:

- **Nod interior:** nodul în care intră două grinzi în direcția de calcul și două grinzi în direcție transversală

- **Nod de capăt:** nodul în care intră o singură grindă în direcția de calcul

- **Nod exterior:** nodul în care intră cel mult o grindă transversală direcției de calcul

5.2. Principii de proiectare

5.2.1. Capacitatea de disipare de energie. Clase de ductilitate

(1) Proiectarea seismică a construcțiilor de beton armat va asigura o capacitate adecvată de disipare de energie în regim de solicitare ciclică, fără o reducere semnificativă a rezistenței la forțe orizontale și verticale. În acest scop se vor respecta cerințele și condițiile date în capitolul 2.

(2) Aplicarea prevederilor din prezentul cod pentru construcții de beton asigură acestora, cu un grad înalt de încredere, o capacitate substanțială de deformare în domeniul postelast, distribuită în numeroase zone ale structurii, și evitarea cedărilor de tip fragil.

(3) Structurile pentru clădiri proiectate în conformitate cu (2) se împart în două clase de ductilitate, clasa ductilitate înaltă (DCH) și clasa de ductilitate medie (DCM), în funcție de capacitatea de disipare a energiei și de rezistența la forțe laterale. Structurile proiectate pentru DCH au ductilitate de ansamblu și locală superioară celor proiectate pentru DCM. Pentru a reduce cerințele de ductilitate, structurile din clasa de ductilitate medie vor fi dotate cu o capacitate de rezistență superioară structurilor din prima clasă.

În general, structurile din zonele cu seismicitate înaltă ($a_g \geq 0,3g$) se vor proiecta pentru clasa de ductilitate înaltă și pot suporta, în principiu, fără pericol de colaps, cutremure mai puternice decât cutremurele de proiectare în amplasament.

(4) În anumite situații, structurile de clădiri se pot proiecta pentru o capacitate minimală de disipare a energiei seismice prin deformatii plastice (de ductilitate), cu o creștere corespunzătoare a capacității de rezistență la forțe laterale. Aceste structuri vor respecta, în principal, regulile de proiectare generale pentru construcții de beton armat din SR EN 1992-1-1, împreună cu prevederile suplimentare specifice acestei clase date în prezentul capitol. Clădirile astfel proiectate fac parte din clasa de ductilitate joasă (DCL).

Se poate opta pentru o asemenea concepție de proiectare numai la construcțiile amplasate în zone cu valori ale accelerației de proiectare $a_g \leq 0,10g$.

(5) Pentru cele trei clase de ductilitate se adoptă coeficienți de comportare q diferiți, conform tabelului 5.1.

5.2.2. Tipuri de structuri și factori de comportare

5.2.2.1. Tipuri de structuri

(1) Clădirile din beton pot fi clasificate într-unul din următoarele tipuri, corespunzător comportării estimate sub încărcări seismice orizontale (vezi 5.1.2):

- (a) Sistem structural tip cadru;
- (b) Sistem structural dual (cu pereți predominant și sau cu cadre predominante);
- (c) Sistem structural tip pereți;
- (d) Sistem structural tip pendul inversat;
- (e) Sistem structural flexibil la torsiune;

(2) Cu excepția sistemelor structurale flexibile la torsiune, construcțiile de beton pot fi încadrate în sisteme structurale diferite în cele două direcții principale.

(3) Sistemele (a), (b) și (c) trebuie să fie înzestrate cu o rigiditate minimă la torsiune astfel încât să îndeplinească condiția de la 4.4.3.2 (5). În caz contrar, aceste sisteme se încadrează în categoria construcțiilor flexibile la torsiune.

5.2.2.2. Factori de comportare pentru acțiuni seismice orizontale

(1) Valorile maxime ale factorului de comportare q , care intră în expresia spectrului de proiectare sunt date în Tabelul 5.1, în funcție de capacitatea de disipare specifică tipului de structură.

(2) α_u / α_1 introduce influența unora dintre factorii cărora li se datorează suprarezistența structurii, în special a redundanței construcției.

α_u / α_1 se poate determina din calculul static neliniar ca valoare a raportului între forța laterală capabilă a structurii (atinsă când s-a format un număr suficient de articulații plastice pentru a aduce structura în pragul situației de mecanism cinematic) și forța laterală corespunzătoare atingerii capacității de rezistență în primul element al structurii (aparității primei articulații plastice).

Valoarea raportului α_u / α_1 se limitează superior la 1,6.

Tabelul 5.1 Valorile maxime ale factorului de comportare q pentru acțiuni seismice orizontale

Tipul de structură	q		
	DCH	DCM	DCL
Structură tip cadru, structură cu pereți zvelți cuplați sau structură duală	$5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,5 \alpha_u / \alpha_1$	2,0*
Structură cu pereți (necuplați)	$4k_w \alpha_u / \alpha_1$	$3k_w \alpha_u / \alpha_1$	2,0
Structură flexibilă la torsiune	3,0	2,0	1,5
Structură tip pendul inversat	2,5	2,0	1,5
Structură parter cu stâlpii în consolă, conectați la partea superioară prin planșee cu comportare de diafragmă orizontală, având $v_d \leq 0,25$	3,5	3,0	2,0

* dacă $v_d \leq 0,75$ în toți stâlpii. În caz contrar $q=1,5$.

(3) Pentru cazurile obișnuite, se pot adopta următoarele valori aproximative ale raportului α_u / α_1 :

(a) Pentru cadre sau pentru structuri duale cu cadre preponderente:

- clădiri cu un nivel: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,15$;
- clădiri cu mai multe niveluri și cu o singură deschidere: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,25$;
- clădiri cu mai multe niveluri și mai multe deschideri: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,35$;

(b) Pentru sisteme cu pereți structurali și sisteme duale cu pereți preponderenți:

- structuri cu numai doi pereți în fiecare direcție: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,00$;
- structuri cu mai mulți pereți: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,15$;

- structuri cu pereți cuplați și structuri duale cu pereți preponderenți $\alpha_u/\alpha_1 = 1,25$

(4) În cazul structurilor cu pereți la care raportul laturilor h_{wi}/l_{wi} nu diferă semnificativ de la un perete la altul, efectul proporțiilor pereților asupra capacității de deformare a acestora poate fi descris prin intermediul factorului k_w .

$$k_w = 1 \quad \text{dacă } \alpha_0 \geq 2 \text{ (pereți zvelți)} \quad (5.2)$$

$$k_w = (1 + \alpha_0)/3 \quad \text{dacă } \alpha_0 < 2 \text{ (pereți scurți: } 0,5 \leq k_w \leq 1)$$

unde α_0 se poate calcula simplificat pentru structură, în ansamblu, cu relația:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

în care h_{wi} și l_{wi} reprezintă înălțimea fiecărui perete i și lungimea secțiunii acestuia.

Nota: Factorul k_w se aplică și în cazul pereților scurți cuplați

(5) În cazul clădirilor neregulate, valorile q din tabelul 5.1 se reduc conform 4.4.3.1.

(6) În cazul în care structura prezintă regularitate completă și se pot asigura condiții de execuție perfect controlate, factorul q poate lua valori sporite cu până la 20%.

5.2.3. Cerințe de proiectare

5.2.3.1. Generalități

(1) Prevederile prezentei secțiuni se aplică structurilor laterale ale construcțiilor prevăzute la 5.1.1(1), executate din beton monolit, prefabricat sau parțial monolit – parțial prefabricat, fără precomprimare.

(2) La proiectarea seismică a structurilor de beton armat, prevederile date în prezenta secțiune vor fi considerate împreună cu prevederile specifice celorlalte coduri care reglementează proiectarea construcțiilor de beton armat (vezi 5.1.1 (2) și (3)).

5.2.3.2. Condiții de rezistență locală

(1) Acțiunea seismică, implicând incursiuni în domeniul postelastice, nu trebuie să producă reduceri semnificative ale capacității de rezistență.

(2) Se admite că cerința de rezistență într-o anumită secțiune este satisfăcută dacă valoarea de proiectare a capacității de rezistență, determinată pe baza documentelor normative de referință (SR EN 1992-1-1 și CR 2-1-1.1), este mai mare, și la limită egală, cu valoarea de proiectare a efortului maxim din secțiunea considerată, conform relației (4.23).

5.2.3.3. Condiții de ductilitate globală și locală

5.2.3.3.1. Mecanismul structural de disipare de energie

(1) Proiectarea seismică are ca principal obiectiv dezvoltarea unui mecanism de plastificare favorabil (vezi paragraful 4.6.2.3.). Acest obiectiv se consideră îndeplinit dacă sunt satisfăcute condițiile (2)...(6):

(2) La structurile tip cadre etajate, deformațiile plastice apar, în mod obișnuit, în zonele de la extremitățile grinzilor și în zonele de la baza stâlpilor, imediat deasupra secțiunii teoretice de încastrare.

(3) În cazul structurilor cu pereți, deformațiile plastice se dezvoltă în grinzile de cuplare (atunci când acestea există) și în zonele de la baza pereților.

(4) Nodurile (zonele de legătură între elementele verticale și orizontale) și planșeele sunt solicitate numai în domeniul elastic.

(5) Zonele critice (cu potențial disipativ) sunt distribuite relativ uniform în întreaga structură, cu cerințe de ductilitate reduse, evitându-se concentrarea deformațiilor plastice în câteva zone relativ slabe (de exemplu, în stâlpii unui anumit nivel).

(6) Dimensionarea și alcătuirea elementelor structurale va urmări evitarea unor ruperi cu caracter neductil sau fragil.

(7) Verificarea formării mecanismului favorabil de plastificare se poate realiza utilizând calculul dinamic neliniar cu accelerograme înregistrate sau artificiale compatibile cu spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor și, în mod aproximativ, prin calcul static neliniar.

(8) Pentru structuri obișnuite, când verificarea formării mecanismului de plastificare favorabil nu se face prin calcul neliniar, elementele se dimensionează la eforturi determinate în acord cu metoda proiectării la capacitate. Valorile de proiectare ale efectelor acțiunilor se determină din condiții de echilibru considerând formarea zonelor plastice conform configurației mecanismului favorabil de plastificare și mobilizarea suprarezistențelor în zonele plastice. În acest fel, zonele pentru care se urmărește impunerea unui răspuns elastic capătă o asigurare suplimentară la încovoiere față de zonele critice (disipative), iar ruperile cu caracter fragil sunt evitate.

(9) Depasările laterale asociate cerințelor de ductilitate vor fi suficient de reduse pentru a nu apărea pericolul pierderii stabilității sau pentru a nu spori excesiv efectele de ordinul 2.

(10) Regulile de proiectare date în capitolul 5 se adresează, în principal, zonelor critice (potențial cu comportare postelastice la acțiunea cutremurelor puternice). În afara zonelor critice se aplică regulile de proiectare din SR EN 1992-1-1.

(11) La structurile de clădiri proiectate pentru clasa de ductilitate joasă, nu este necesară aplicarea regulilor asociate metodei de proiectare la capacitate. În aceste cazuri se vor adopta regulile de proiectare pentru structurile de beton armat date în SR EN 1992-1-1 și prevederile suplimentare date în prezentul Cod la 5.5.

5.2.3.3.2. Cerințe de ductilitate locală

(1) În vederea obținerii capacității necesare de ductilitate de ansamblu, zonele critice, definite în continuare în secțiunile relevante ale capitolului, trebuie înzestrate cu o capacitate înaltă de rotire plastică.

- (2) Cerințele de rotire de bară în elementele structurale pot fi evaluate pe două căi:
- prin calcul dinamic neliniar, care furnizează direct cerințele de rotire în zonele critice.
 - în mod aproximativ, prin evaluarea cerințelor de rotire sub acțiunea seismică de proiectare, în conformitate cu prevederile Anexei E.

(3) În cazul utilizării calculului neliniar pentru determinarea cerințelor, evaluarea capacității de rotire în zonele critice ale elementelor structurale se face potrivit prevederilor P 100-3. În cazul utilizării procedurii aproximativ de determinare a cerinței, verificarea ductilității se face conform prevederilor Anexei E.

5.2.3.3.3. Valorile de proiectare ale eforturilor de încovoiere

(1) În vederea impunerii mecanismului structural de disipare de energie care să îndeplinească cerințele date la (5.2.3.3.1), la fiecare nod grindă – stâlp al structurilor tip cadru și al structurilor duale cu cadre predominante va fi îndeplinită următoarea condiție:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (5.4)$$

în care:

$\sum M_{Rc}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră în nod, în secțiunile învecinate nodului; se consideră valorile minime corespunzătoare variației posibile a forțelor axiale în combinația seismică de proiectare

$\sum M_{Rb}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile în grinzile care intră în nod, în secțiunile învecinate nodului;

γ_{Rd} factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului, care se va considera 1,3 pentru clasa de ductilitate înaltă (DCH) și 1,2 pentru clasa de ductilitate medie (DCM).

(2) Expresia (5.4) va fi îndeplinită în cele 2 planuri principale de încovoiere. Se consideră ambele sensuri ale acțiunii momentelor din grinzi în jurul nodului (orar și antiorar), sensul momentelor din stâlp fiind opus totdeauna momentelor din grinzi. Dacă structura tip cadru este dezvoltată numai într-una din direcții, satisfacerea relației (5.4) va fi verificată numai pentru acea direcție.

(3) Nu este necesară verificarea relației (5.4) la:

- construcții cu un nivel;
- capătul superior al stâlpilor de la ultimul nivel al construcțiilor etajate;
- primul nivel al clădirilor cu 2 niveluri, dacă valoarea normalizată a forței axiale în combinația seismică de proiectare este mai mică decât 0,3 în fiecare stâlp.

(4) Alternativ, în locul verificării condiției (5.4) la fiecare nod în parte, se poate aplica la fiecare nivel, următoarea condiție globală, pentru fiecare grindă:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,20 \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (5.5)$$

în care,

$\sum M_{Rb}$ suma momentelor capabile ale grinzilor în secțiunile situate de o parte și de alta a nodurilor, corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice, pentru o grindă în ansamblu la un anumit nivel

$\sum M_{Rc}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intersectează grinda considerată, corespunzătoare sensului considerat al

acțiunii seismice, în secțiunile din vecinătatea nodurilor; se consideră valorile minime, corespunzătoare variației posibile a forțelor axiale în combinația seismică de proiectare

γ_{Rd} definit la (1)

(5) În cazul structurilor cu pereți, impunerea formării articulației plastice la baza pereților se va face prin adoptarea diagramei înfășurătoare de momente de proiectare din Figura 5.1 care ia în considerare incertitudinile legate de distribuția eforturilor în răspunsul inelastic. Dacă peretele este solicitat la încovoiere în principal ca efect al acțiunilor seismice orizontale ($M_{g,0} < 0.15M_{Ed,0}$), valorile de proiectare ale momentelor, în afara zonei critice, se pot determina cu:

$$M_{Ed} = k_M \Omega M'_{Ed} \leq M_{Rd,0} \quad (5.6)$$

$$\Omega = \frac{M_{Rd,0}}{M'_{Ed,0}} \quad (5.7)$$

în care,

M_{Ed} valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare

M'_{Ed} momentele încovoietoare rezultate din calculul structural sub acțiunea seismică de proiectare

$M'_{Ed,0}$ momentele încovoietoare rezultate din calculul structural sub acțiunea seismică de proiectare, la baza peretelui

$M_{g,0}$ momentul încovoiitor rezultat din calculul structural sub încărcările gravitaționale corespunzătoare combinației seismice de proiectare, la baza peretelui

$M_{Rd,0}$ valoarea de proiectare a momentului încovoiitor capabil la baza peretelui, corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice, determinată considerând valoarea forței axiale corespunzătoare formării mecanismului de plastificare, incluzând și efectul acțiunilor gravitaționale.

k_M factor care ia în considerare incertitudinile legate de distribuția reală eforturilor corespunzătoare răspunsului dinamic în domeniu plastic, a cărei valoare se stabilește funcție de clasa de ductilitate a structurii:

$$k_M = 1,30 \quad \text{pentru DCH}$$

$$k_M = 1,15 \quad \text{pentru DCM}$$

$$k_M = 1,00 \quad \text{pentru DCL}$$

Relațiile (5.6) și (5.7) se aplică pentru fiecare sens de acțiune a forțelor orizontale.

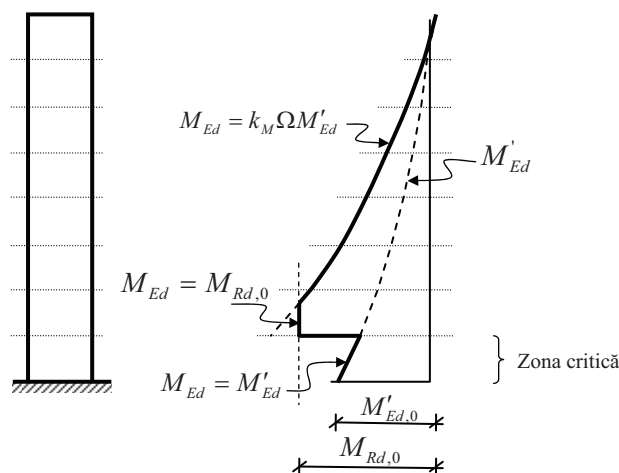


Figura 5.1. Diagrama înfășurătoare de momente de proiectare pentru pereți structurali

Nota. În cazul în care ponderea momentului încovoietor din încărcările gravitaționale $M_{g,0}$ nu este neglijabilă ($M_{g,0} > 0.15M_{Ed,0}$), în relația (5.7) $M_{Rd,0}$ se înlocuiește cu $M_{Rd,0} \pm M_{g,0}$. Semnul „+” corespunde situației în care valorile $M_{Ed,0}$ și $M_{g,0}$ au semne contrare, iar semnul „-” situației în care valorile celor două momente au același semn. Pentru determinarea valorilor de proiectare ale momentelor, conform relației (5.6), produsul $k_M \Omega M'_{Ed}$ se adună cu momentul din încărcările gravitaționale, M_g .

Notă: Prevederi suplimentare pentru determinarea valorilor de proiectare ale momentelor încovoietoare, M_{Ed} , în pereți, inclusiv în peretii cuplați, sunt date în CR 2-1-1.1.

(6) În cazul structurilor cu pereți, eforturile rezultate din calculul structural sub forța seismică de proiectare (momentele încovoietoare și, în consecință, forțele tăietoare) se pot redistribui între elementele verticale ale structurii în limita a 30%, iar între elementele orizontale în limita a 20%, pe baza capacității înalte de deformare plastică realizată prin aplicarea măsurilor prevăzute în Cod.

În urma redistribuției, valorile însumate ale eforturilor nu trebuie să fie inferioare celor obținute din calculul structural sub forțele seismice de proiectare.

5.2.3.3.4. Evitarea ruperilor cu caracter neductil

(1) Prin modul de dimensionare și de alcătuire a elementelor structurale de beton armat se vor evita ruperile premature, cu caracter neductil, care pot împiedica mobilizarea mecanismului proiectat de disipare a energiei. Asigurarea față de aceste tipuri de rupere va fi superioară în raport cu cea față de cedarea la moment încovoietor, cu sau fără forță axială. În acest scop trebuie împiedicate:

- ruperile în secțiuni înclinate datorate acțiunii forței tăietoare;
- dislocările produse de forța de lunecare în lungul unor planuri prefisurate, ca, de exemplu, rosturile de lucru la elemente monolite sau rosturile dintre elementele prefabricate și suprabetonare;
- pierderea ancorajului armăturilor sau ruperea înădărilor armăturilor de oțel
- ruperile zonelor întinse, armate sub nivelul corespunzător eforturilor de fisurare ale secțiunilor.

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare și forțelor de lunecare vor fi cele asociate mecanismului de plastificare structural incluzând eventualele efecte de

suprarezistență, precum și, acolo unde este semnificativ, sporul datorat manifestării modurilor superioare de vibrație pe structura plastificată. Prevederi pentru evaluarea forțelor tăietoare de proiectare în elementele structurilor cu pereți sunt date în prescripțiile de calcul specifice acestor construcții (CR 2-1-1.1).

(3) În anumite situații, ca, de exemplu, la grinzile de cadru care conlucrează cu zone ample de planșeu, momentul de fisurare poate avea o valoare superioară momentului capabil, ipoteză care trebuie luată în considerare la evaluarea forței tăietoare de dimensionare a armăturilor transversale.

(4) Pentru evitarea ruperilor zonelor întinse, se vor prevedea cantități de armătură suficiente, care vor respecta cantitățile minime din prescripțiile de calcul specifice construcțiilor de beton armat (SR EN 1992-1-1 și CR 2-1-1.1, etc.).

5.2.3.4. Măsuri pentru asigurarea ductilității

(1) În vederea obținerii unei ductilități de ansamblu substanțiale, prin dimensionarea și alcătuirea elementelor structurale de beton armat, se va asigura o capacitate înaltă și stabilă de disipare a energiei în zonele critice ale acestora, fără reducerea semnificativă a rigidității și/sau a rezistenței.

(2) Acest obiectiv se consideră realizat dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:

(a) Zonele comprimate ale secțiunilor elementelor de beton armat supuse la încovoiere, cu sau fără forță axială, la starea limită ultimă au o dezvoltare limitată, funcție de natura elementului și a solicitării acestuia. Prevederi concrete referitoare la aceste condiții se dau în continuare diferențiat, funcție de tipul elementelor, în secțiunile relevante ale capitolului. În cazul pereților structurali se admite condiția echivalentă a limitării efortului unitar mediu de compresiune în secțiune conform CR2-1-1.1.

(b) Flambajul barelor de oțel comprimate în zonele plastice potențiale este împiedicat prin prevederea de etrieri și agrafe la distanțe suficient de mici, conform prevederilor date în secțiunile 5.3 și 5.4.

(c) Proprietățile betonului și oțelului sunt favorabile sub aspectul realizării unei ductilități locale suficient de mari. Astfel:

- betonul trebuie să aibă o rezistență suficientă la compresiune și o capacitate de deformare suficientă; condițiile privind clasele minime de beton date la 5.3 și 5.4, pentru clasele de ductilitate înaltă și medie asigură, implicit, această exigență.
- oțelul folosit în zonele critice ale elementelor seismice principale trebuie să posede alungiri plastice substanțiale; acestea sunt asigurate de oțelurile de clasă B și C, în funcție de cerințele de ductilitate, respectiv de clasa de ductilitate adoptată la proiectare. Oțelurile neductile, sau mai puțin ductile, pot fi utilizate numai în situațiile în care, prin modul de dimensionare, se poate asigura o comportare în domeniul elastic al acestor armături.
- raportul între rezistența oțelului și limita lui de curgere trebuie să nu fie excesiv de mare (orientativ $\leq 1,4$);
- armăturile utilizate la armarea zonelor plastice potențiale trebuie să posede proprietăți de aderență substanțiale printr-o profilatură eficientă.

(3) Verificarea cantitativă a ductilității locale se face conform prevederilor 5.2.3.3.2.

5.2.3.5. Condiții de redundanță

(1) Prin alcătuirea structurii se va urmări realizarea unui grad înalt de redundanță, împreună cu o bună capacitate de redistribuire a eforturilor, astfel încât disiparea energiei să poate fi realizată în cât mai multe zone ale structurii.

5.2.3.6. Măsuri suplimentare

(1) Aceste măsuri urmăresc o asigurare suplimentară față de incertitudinile privind comportarea elementelor structurale și a construcției în ansamblu, precum și fidelitatea modelului de calcul în raport cu răspunsul seismic real.

(2) Alegerea unei configurații cât mai regulate în plan și în elevație reduce substanțial incertitudinile în ceea ce privește comportarea de ansamblu a construcției și permite alegerea unor modele și metode de calcul structural în același timp simple și suficient de sigure.

(3) În vederea reducerii incertitudinilor referitoare la rezistența elementelor structurale:

- se vor adopta dimensiuni suficiente pentru secțiunile elementelor structurale, astfel încât abaterile de execuție, încadrate în toleranțele admise, să nu influențeze semnificativ comportarea structurală și/sau să nu sporească exagerat efectele de ordinul 2;
- se va limita raportul dimensiunilor secțiunii elementelor de beton armat pentru a minimiza riscul instabilității laterale a acestora;
- se va prevedea o armare minimă pe toată deschiderea, la partea superioară a grinzilor, pentru a acoperi diferențele dintre distribuția reală a momentelor încovoietoare și diagramele de momente rezultate din calcul;
- se va prevedea o armătură minimă la partea inferioară a grinzilor, pe reazeme, pentru a asigura o capacitate suficientă de rezistență pentru momentele pozitive care pot apărea în aceste secțiuni, chiar atunci când acestea nu rezultă din calculul structural în situația de proiectare seismică, precum și pentru a obține o capacitate suficientă de deformare plastică.

(4) În vederea reducerii incertitudinilor legate de localizarea zonelor plastice și pentru a asigura elementelor de beton armat o comportare ductilă:

- se vor lua măsuri de armare transversală pentru a obține capacități de deformare minimale în toate secțiunile, astfel încât să poată fi acoperite cerințele limitate de ductilitate care s-ar putea manifesta și în afara zonelor critice;
- se va prevedea o cantitate de armătură întinsă suficientă pentru a împiedica producerea unei rupeți casante după fisurarea betonului întins;
- se vor prevedea lungimi de ancorare și de înădădire ale armăturilor suficiente pentru a împiedica smulgerea barelor din beton la solicitarea lor ciclic alternantă.

5.3. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă

5.3.1. Condiții referitoare la materiale

- (1) La realizarea elementelor seismice principale se vor utiliza betoane cel puțin de clasă C 20/25.
- (2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oțel profilat. Fac excepție etrierii închiși și agrafele pentru armarea transversală care pot fi executați din bare neprofilate.
- (3) În zonele critice ale elementelor principale se vor utiliza oțeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puțin 7,5%. Această condiție este realizată de oțelurile din clasa C. În afara zonelor critice se poate utiliza oțel din clasa B.

5.3.2. Condiții geometrice

5.3.2.1. Grinzi

- (1) Lățimea grinzilor va fi cel puțin 200 mm.
- (2) Raportul între lățimea b_w și înălțimea secțiunii h_w nu va fi mai mic decât 1/4.
- (3) Excentricitatea axului grinzii, în raport cu axul stâlpului la noduri, va fi cel mult 1/3 din lățimea b_c a stâlpului, normală la axa grinzii.

5.3.2.2. Stâlpi

- (1) Dimensiunea minimă a secțiunii nu va fi mai mică de 300 mm.

5.3.2.3. Pereți ductili

- (1) Prevederile date aici se referă la pereți individuali sau cuplați, fixați adecvat la baza lor în infrastructură (fundatie) astfel încât să nu se poată roti.
- (2) Grosimea b_{wo} , a inimii satisface relația:

$$b_{wo} \geq \max \{150 \text{ mm}, h_s/20\} \quad (5.8)$$

unde h_s este înălțimea liberă a nivelului.

- (3) Prevederi suplimentare referitoare la dimensiunile necesare ale bulbilor sunt date în CR 2-1-1.1.
- (4) Cuplarea pereților prin rigle de cuplare distribuite neregulat nu este permisă, cu excepția situațiilor în care neregularitatea poate fi apreciată ca nesemnificativă sau aceasta este considerată în calculul structural și de dimensionare prin modele de calcul adecvate.

5.3.3. Eforturi de proiectare

5.3.3.1. Generalități

- (1) Valorile de proiectare ale eforturilor se determină prin ajustarea eforturilor obținute din calculul structural în combinația seismică de proiectare, conform regulilor ierarhizării capacităților de rezistență de la 5.2.3.3.3 și a prevederilor suplimentare date în prezenta secțiune a codului.

5.3.3.2. Grinzi

(1) Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare sunt cele obținute direct din calculul structural în combinația seismică de proiectare.

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din combinația seismică de proiectare și momentele de la extremitățile grinzii corespunzând formării articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică. Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare nu se vor lua mai mici decât valorile rezultate din calculul structural în combinația seismică de proiectare multiplicată cu γ_{Rd} .

(3) La fiecare secțiune de capăt se calculează două valori de proiectare ale forțelor tăietoare, cea maximă, $V_{Ed,max}$, și cea minimă, $V_{Ed,min}$, care corespund valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative, $M_{db,i}$, care se dezvoltă la cele 2 extremități, $i=1$ și $i=2$, ale grinzii. Aceste momente se pot determina cu:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (5.9)$$

în care:

$M_{Rb,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i , în sensul corespunzător sensului de acțiune a forțelor orizontale;

γ_{Rd} factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului,
 $\gamma_{Rd} = 1,2$

$\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ corespunde forței axiale din stâlp în combinația seismică de proiectare, pentru sensul considerat al acțiunii seismice.

5.3.3.3. Stâlpi

(1) Valorile momentelor încovoietoare și ale forțelor axiale de proiectare se determină conform 5.2.3.3.3.

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel sub momentele de la extremități corespunzând formării articulațiilor plastice în grinzi sau în stâlpii conectați în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică. Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare nu se vor lua mai mici decât valorile rezultate din calculul structural în combinația seismică de proiectare multiplicată cu γ_{Rd} .

(3) Momentul de la extremitățile stâlpului se poate determina cu:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (5.10)$$

în care:

$M_{Rc,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice

γ_{Rd} factor care introduce efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ pentru nivelul de la baza construcției

$\gamma_{Rd} = 1,20$ pentru restul nivelurilor.

$\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ au semnificațiile date la 5.3.3.2.

5.3.3.4. Noduri de cadru

(1) Valoarea de proiectare a forței tăietoare în nod se stabilește corespunzător situației plastificării grinzilor care intră în nod, considerând cel mai defavorabil sens de acțiune seismică.

(2) Valoarea de proiectare a forței tăietoare în nod poate fi stabilită cu următoarele expresii simplificate:

(i) pentru toate nodurile, cu excepția celor de capăt:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \quad (5.11)$$

(ii) pentru noduri de capăt:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c \quad (5.12)$$

în care:

A_{s1}, A_{s2} ariile armăturilor întinse de la partea superioară și, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice, stabilite funcție de sensul acțiunii seismice.

V_c forța tăietoare din stâlpul de deasupra nodului corespunzătoare situației considerate (vezi 5.3.3.3(2) și (3));

γ_{Rd} factor de suprarezistență al oțelului, egal cu 1.1

5.3.3.5. Pereți ductili

(1) Determinarea momentelor încovoietoare în pereții structurali se face în conformitate cu prevederile articolului 5.2.3.3.3(5).

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în pereții structurali, pentru clasa de ductilitate înaltă, se stabilesc conform diagramei din Figura 5.2, în care:

V_{Ed} valoarea de proiectare a forței tăietoare în perete

$V_{Ed,0}$ valoarea de proiectare a forței tăietoare la baza peretelui, deasupra secțiunii teoretice de încastrare

V'_{Ed} valoarea forței tăietoare rezultată din calculul structural în combinația seismică de proiectare

$V'_{Ed,0}$ valoarea forței tăietoare la baza peretelui rezultată din calculul structural în combinația seismică de proiectare, deasupra secțiunii teoretice de încastrare

- Ω raportul dintre valoarea momentului de răsturnare capabil, calculat la baza peretelui, asociat mecanismului de plastificare al peretelui (sau al pereților cuplați), și valoarea momentului de răsturnare rezultat din calculul structural sub încărcările seismice de proiectare
- k_V coeficient de amplificare care ține seama în mod acoperitor de diferența între distribuția efectivă a forțelor tăietoare și distribuția acestora obținută din calculul structural, $k_V=1,2$ pentru DCH
- γ_{Rd} factorul de suparezistență datorat efectului de consolidare al oțelului, $\gamma_{Rd} = 1,2$.

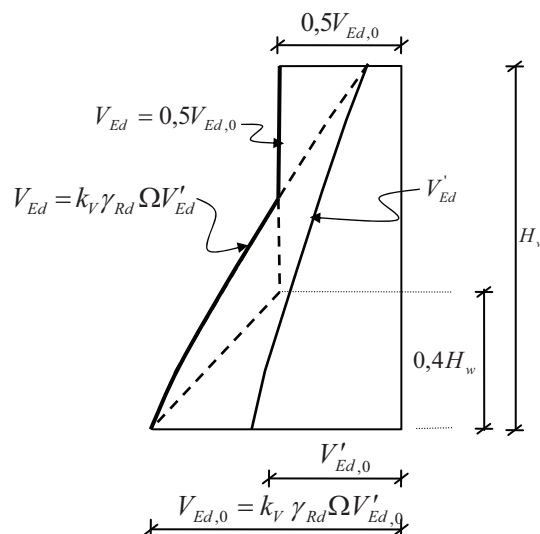


Figura 5.2. Diagrama înfășurătoare a forțelor tăietoare de proiectare pentru pereți structurali

Notă: Prevederi suplimentare pentru determinarea valorilor de proiectare ale forțelor tăietoare, V_{Ed} în pereți, inclusiv în pereții cuplați, sunt date în CR 2-1-1.1

Produsul $k_v \Omega \gamma_{Rd}$ se limitează superior și inferior conform relației:

$$1,5 \leq k_v \Omega \gamma_{Rd} \leq q \quad (5.13)$$

unde q este factorul de comportare al structurii, în direcția considerată.

5.3.3.6. Pereți scurți

(1) În cazul pereților cu raportul dintre înălțime și lungime $H_w/l_w \leq 2$, valorile de proiectare ale momentelor sunt cele obținute din calculul structural la încărcările seismice de proiectare.

(2) Forța tăietoare de proiectare se calculează cu expresia:

$$1,5V'_{Ed} < V_{Ed} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V'_{Ed} \leq qV'_{Ed} \quad (5.14)$$

în care valorile M_{Rd} și M_{Ed} sunt determinate la baza pereților.

5.3.4. Verificări la starea limită ultimă și prevederi de alcătuire

5.3.4.1. Grinzi

5.3.4.1.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

- (1) Pentru calculul grinzilor la starea limită ultimă, la încovoiere și forță tăietoare, se utilizează ca document normativ de referință SR EN 1992-1-1.
- (2) Lățimea efectivă a grinzilor cu secțiune în formă de T, în zona aripilor, b_{eff} , se determină după cum urmează:
- în cazul grinzilor care intră într-un stâlp de margine, b_{eff} se ia egală cu lățimea stâlpului, b_c , dacă nu există grinzi transversale în nod, și egală cu b_c plus de două ori grosimea plăcii, h_f , de fiecare parte a grinzii, dacă asemenea grinzi există.
 - în cazul grinzilor care intră în stâlpii interiori, b_{eff} este mai mare decât valorile indicate mai sus cu câte $2h_f$ de fiecare parte a grinzii;
- (3) Armăturile din placă paralele cu grinda se consideră active în preluarea momentelor grinzii pe reazeme dacă sunt plasate la interiorul dimensiunii b_{eff} și dacă sunt ancorate adecvat.
- (4) În zonele critice ale grinzilor, înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele se ia egală cu 45° .
- (5) Modul de dimensionare la forța tăietoare și de armare transversală a zonelor critice se stabilesc în funcție de valoarea algebrică a raportului între forța tăietoare minimă și cea maximă, $\zeta = V_{Ed\ min} / V_{Ed\ max}$, în secțiunea de calcul:
- (i) Dacă:

$$\zeta \geq -0,5 \quad (5.15)$$

calculul și armarea transversală se efectuează pe baza prevederilor specifice din SR EN 1992-1-1

- (ii) Dacă

$$\zeta < -0,5$$

și

$$|V_{Ed}|_{\max} \leq (2 + \zeta) b_w d f_{ctd} \quad (5.16)$$

în care,

f_{ctd} valoarea de proiectare a rezistenței betonului la întindere

$|V_{Ed}|_{\max}$ valoarea maximă a forței tăietoare de proiectare pe grindă

$$|V_{Ed}|_{\max} = \max(|V_{Ed\ min}|, |V_{Ed\ max}|) \quad (5.17)$$

calculul și armarea transversală se efectuează pe baza prevederilor specifice din SR EN 1992-1-1

- (iii) Dacă:

$$\zeta < -0,5 \text{ și} \quad |V_{Ed}|_{\max} > (2 + \zeta)b_w d f_{ctd} \quad (5.18)$$

atunci jumătate din valoarea forței tăietoare de dimensionare se preia prin etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armături înclinate dispuse pe două direcții înclinate cu $\pm 45^\circ$ față de axa grinzii.

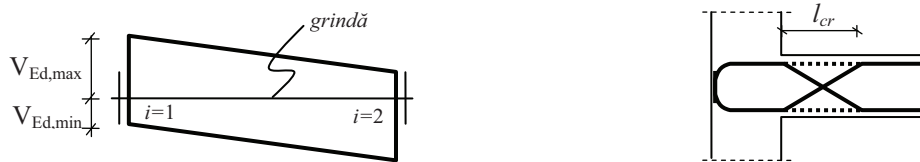


Figura 5.3. Semnificația $V_{Ed,max}$ și $V_{Ed,min}$ și modul de dispunere a armăturii înclinate

Verificarea armăturii înclinate se face cu relația:

$$0,5|V_{Ed}|_{\max} \leq 2A_{si}f_{yd} \sin \alpha \quad (5.19)$$

în care:

A_{si} aria armăturii pe una din cele două direcții înclinate și anume cea care traversează planul potențial de alunecare

α unghiul de înclinare al armăturii A_{si}

5.3.4.1.2. Asigurarea cerințelor de ductilitate locală

(1) Zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea $l_{cr} = 1,5h_w$, măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime, situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii, unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, se consideră zone critice (disipative).

(2) Cerințele de ductilitate în zonele critice ale grinzilor se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condițiile de armare date în continuare la aliniatele (3)...(7).

(3) Cel puțin jumătate din secțiunea de armătură întinsă se prevede și în zona comprimată a acestor secțiuni.

(4) Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă, $\rho = \frac{A_s}{bd}$, satisface condiția:

$$\rho \geq 0,5(f_{ctm}/f_{yk}) \quad (5.20)$$

în care,

f_{ctm} valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului

d înălțimea efectivă a secțiunii.

Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii.

- (5) Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălțimea zonei comprimate x_u să nu se depășească valoarea de $0,25d$. La calculul lui x_u se va ține seama și de contribuția armăturilor din zona comprimată.
- (6) Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii. Astfel:
- la partea superioară și inferioară a grinzilor se prevăd cel puțin câte două bare cu suprafața profilată cu diametrul ≥ 14 mm;
 - cel puțin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii;
- (7) Etrierii prevăzuți în zona critică trebuie să respecte condițiile:
- diametrul etrierilor $d_{bw} \geq 6$ mm;
 - distanța dintre etrieri, s , va fi astfel încât:

$$s \leq \min \{h_w/4; 150 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (5.21)$$

în care d_{bL} este diametrul minim al armăturilor longitudinale.

- (8) În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de etrieri cel puțin egală cu jumătate din cea din zona critică.

5.3.4.2. Stâlpi

5.3.4.2.1. Rezistența la încovoiere și la forță tăietoare

- (1) Pentru calculul stâlpilor la starea limită de rezistență, la încovoiere cu forță axială și la forța tăietoare, ca document normativ de referință se utilizează SR EN 1992-1-1.
- (2) În verificarea stâlpilor la forța tăietoare, înclinarea diagonalei comprimate față de axa stâlpului se ia egală cu 45° .

5.3.4.2.2. Asigurarea ductilității locale

- (1) Efortul axial mediu normalizat, ν_d , nu va depăși, de regulă, valoarea 0,45. Sunt admise valori ν_d sporite până la 0,55 dacă rotirea capabilă a barei în domeniul postelastice, determinată utilizând modelul de comportare al elementelor de beton armat încovoiate, este mai mare decât cerința conform 5.2.3.3.2.
- (2) Coeficientul de armare longitudinală totală, ρ , va fi cel puțin 0,01 și maximum 0,04.
- (3) Între armăturile din colțuri se va prevedea, pe fiecare latură, cel puțin câte o bară intermediară.
- (4) Zonele de la extremitățile stâlpilor, la fiecare nivel, se vor considera zone critice pe o distanță l_{cr} precizată la (5).
- (5) În afara cazului când este determinată printr-un calcul mai riguros, lungimea fiecărei zone critice se determina cu:
- pentru zonele critice ale stâlpilor de la baza stâlpilor de la fiecare etaj:

$$l_{cr} \geq \max \{1,5h_c; l_{cl}/6; 600 \text{ mm}\} \quad (5.22)$$

- pentru restul zonelor critice ale stâlpilor:

$$l_{cr} \geq \max \{h_c; l_{cl}/6; 600 \text{ mm}\} \quad (5.23)$$

unde h_c este cea mai mare dimensiune a secțiunii stâlpului, iar l_{cl} este înălțimea liberă a stâlpului la fiecare etaj.

(6) Dacă $l_{cl}/h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.

(7) În interiorul zonelor critice se vor prevedea etrieri și agrafe care să asigure ductilitatea necesară și împiedicarea flambajului local al barelor longitudinale. Armătura transversală va fi distribuită astfel încât să se realizeze o stare de solicitare triaxială eficientă.

Condițiile minime pentru a realiza aceste cerințe sunt cele date la (8), (9), (10) și (11).

(8) În zonele critice de la baza stâlpilor, deasupra secțiunii teoretice de încastrare, se va prevedea cel puțin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condițiile:

- coeficientul geometric de armare, în fiecare direcție: $\rho_{w,min} = 0,005$
- coeficientul mecanic de armare: $\omega_{wd,min} = 0,12$

Coeficientul mecanic de armare al etrierilor de confinare se determină cu relația:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumul etrierilor de confinare}}{\text{volumul miezului de beton confinat}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.24)$$

(9) În restul zonelor critice se va prevedea cel puțin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condițiile:

- $\rho_{w,min} = 0,0035$
- $\omega_{wd,min} = 0,08$

(10) Armarea transversală va respecta condițiile:

- (a) Distanța dintre etrieri în zonele critice nu va depăși:

$$s \leq \min \{b_0/3; 125 \text{ mm}; 7d_{bL}\} \quad (5.25)$$

în care b_0 este latura minimă a secțiunii utile (situată la interiorul etrierului perimetral), iar d_{bL} este diametrul minim al barelor longitudinale.

Ultima condiție se înlocuiește la baza stâlpului (deasupra secțiunii teoretice de încastrare) cu condiția $s \leq 6d_{bL}$.

- (b) Distanța în secțiune dintre barele consecutive aflate la colțul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 200 mm.

(11) La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase se vor prevedea la bază etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumătate din lungimea acesteia.

(12) În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de armătură transversală cel puțin egală cu jumătate din cea din zona critică.

5.3.4.2.3. Noduri de cadru

(1) Forța de compresiune înclinată dezvoltată după diagonala nodului nu va depăși rezistența la compresiune a betonului în prezența eforturilor transversale de întindere.

(2) În afară de cazul în care se folosește un model de calcul mai riguros, cerința de la (1) se consideră satisfăcută dacă:

- la toate nodurile cu excepția celor exterioare

$$V_{jhd} \leq 0,3 b_j h_c f_{cd} \quad (5.26)$$

- la nodurile exterioare

$$V_{jhd} \leq 0,25 b_j h_c f_{cd} \quad (5.27)$$

unde:

V_{jhd} forța tăietoare de proiectare în nod conform (5.11) sau (5.12), după caz.

b_j lățimea de proiectare a nodului.

$$b_j = \min(b_c; b_w + 0,5h_c) \quad (5.28)$$

b_w lățimea inimii grinzii.

(3) În nod se va prevedea suficientă armătură transversală pentru a asigura integritatea acestuia după fisurarea înclinată. În acest scop, armătura transversală, A_{sh} , se va dimensiona pe baza relațiilor:

- la toate nodurile cu excepția celor de capăt:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq 0,8(A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8\nu_d) \quad (5.29)$$

unde A_{s1} și A_{s2} reprezintă ariile armăturilor întinse de la partea superioară și, respectiv, inferioară ale grinzilor care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice, stabilite funcție de sensul acțiunii seismice;

- la noduri de capăt:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq 0,8 A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8\nu_d) \quad (5.30)$$

unde A_{s2} reprezintă aria armăturilor comprimate ale grinzii care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice, stabilite funcție de sensul acțiunii seismice.

În relațiile (5.29) și (5.30), ν_d corespunde forței axiale a stâlpului inferior. În cazul nodurilor exterioare armătura, A_{sh} , rezultată prin aplicarea relațiilor (5.29) și (5.30), se sporește cu 20%.

(4) Etrierii orizontali calculați cu (5.29) și (5.30) se vor distribui uniform pe înălțimea nodului. În cazul nodurilor exterioare, etrierii vor cuprinde capetele îndoite ale armăturilor longitudinale din grindă.

(5) Armătura longitudinală verticală A_{sv} care trece prin nod, incluzând armătura longitudinală intermediară a stâlpului (situată între barele de la colțuri), va fi cel puțin:

$$A_{sv} = \frac{2}{3} A_{sh} (h_{jc} / h_{jw}) \quad (5.31)$$

în care:

h_{jw} distanța interax între armăturile de la partea superioară și cea inferioară a grinzilor;

h_{jc} distanța interax între armăturile marginale ale stâlpilor

(6) Armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armătura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului.

5.3.4.3. Pereți ductili

5.3.4.3.1. Rezistența la încovoiere și la forță tăietoare

(1) Pentru calculul pereților la starea limită de rezistență, la încovoiere cu forța axială se utilizează SR EN 1992-1-1 ca document normativ de referință, cu completările date în CR 2-1-1.1.

(2) Calculul pereților la forță tăietoare în secțiuni înclinate și la lunecare în rosturi orizontale se va face conform CR 2-1-1.1.

5.3.4.3.2. Asigurarea ductilității locale

(1) Cerințele de ductilitate se consideră satisfăcute dacă sunt respectate prevederile date în prezentul paragraf împreună cu prevederile suplimentare date în CR 2-1-1.1 cu privire la alcătuirea secțiunilor de beton și la armarea longitudinală și transversală.

(2) Înălțimea zonei critice, l_{cr} , deasupra bazei, se determină cu:

$$l_{cr} = \max(l_w, H_w / 6) \quad (5.32)$$

cu limitările:

$$l_{cr} \leq \begin{cases} h_s, n \leq 6 \\ 2h_s, n = 7 \\ 2l_w \end{cases} \quad (5.33)$$

unde

l_w lungimea secțiunii orizontale a peretelui

H_w înălțimea peretelui

h_s înălțimea liberă a etajului

n numărul de niveluri deasupra bazei, definite ca nivelul superior al fundației sau al infrastructurii

(3) Înălțimea zonei comprimate în secțiunile pereților nu va fi, de regulă, mai mare decât:

$$x_u \leq 0,1(\Omega + 2)l_w \quad (5.34)$$

în care x_u este înălțimea zonei comprimate a peretelui.

(4) În cazul în care la extremitatea secțiunii se prevăd bulbi, grosimea bulbului va fi cel puțin 250 mm sau $h_s/10$, iar lungimea lui va fi cel puțin egală cu grosimea inimii peretelui, b_w , și cel puțin 0,10 din lungimea peretelui, l_w .

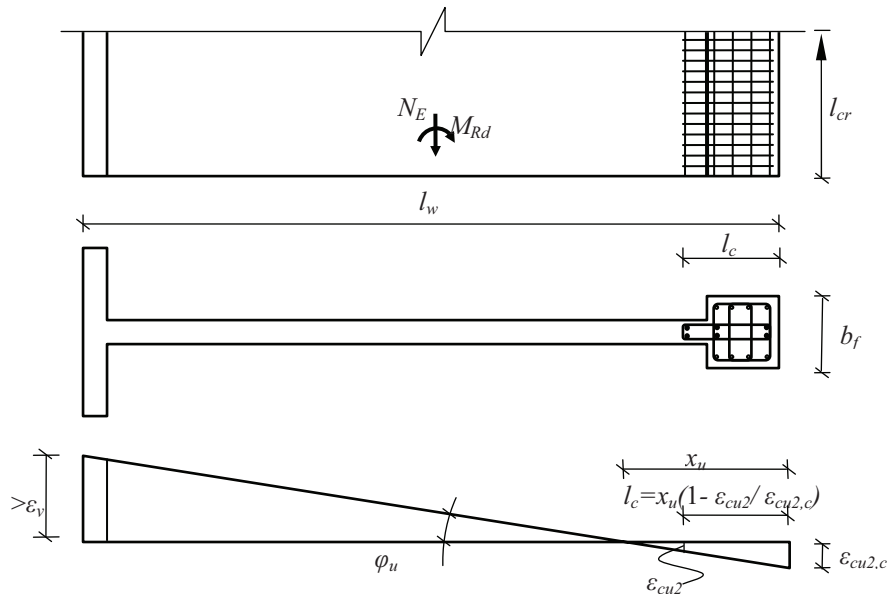


Figura 5.4. Lungimea minimă pe care trebuie să se prevadă măsuri de confinare, l_c , stabilită prin calcul

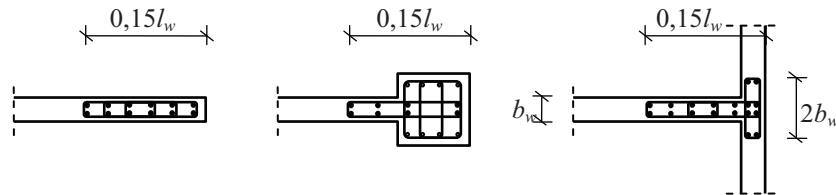


Figura 5.5. Valori limită inferioare ale lungimii minime pe care trebuie să se prevadă măsuri de confinare

(5) Verificarea explicită a capacității de ductilitate conform prevederilor din CR 2-1-1.1.

(6) Lungimea minimă pe care este necesar să se prevadă măsuri de confinare, măsurată de la extremitatea comprimată a secțiunii, este $l_c = x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ și cel puțin $0,15l_w$ sau $1,50b_w$. Pe verticală, armătura de confinare se prevede pe o lungime egală cu înălțimea zonei critice (vezi Figura 5.4 și Figura 5.5).

(7) La marginile secțiunilor pereților, pe o lungime egală cu $\frac{1}{10}l_w$, se prevede o armătură verticală de tip stâlp. La pereții prevăzuți cu tălpi, această armare se prevede pe o distanță egală cu cel puțin $2b_w$.

Coeficientul armăturilor longitudinale din zonele de margine nu va fi mai mic de 0,005. Fiecare armătură verticală în aceste zone va fi fixată în colțurile unor etrieri sau agrafe.

(8) În zonele critice se vor lua măsuri pentru evitarea pierderii stabilității laterale. În cazurile curente, această cerință se realizează prevăzând o grosime a peretelui la capetele secțiunii orizontale care nu are bulbi sau tălpi de minim $h_s/10$.

(9) Armarea transversală la capetele secțiunilor în zonele critice va respecta condițiile:

- diametrul d_{bw} al etrierilor

$$d_{bw} \geq \max \{d_{bL}/3; 6 \text{ mm}\} \quad (5.35)$$

- distanța între etrieri

$$s \leq \min \{125 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (5.36)$$

5.3.4.4. Grinzi de cuplare

(1) Prevederile din acest paragraf se referă la elementele de beton armat cu proporții de grinzi de cuplare scurte (orientativ $l/h_w \leq 2,0$), caracterizate de mecanisme de cedare la forță tăietoare. Prevederi suplimentare pentru calculul și armarea grinzilor de cuplare sunt date în CR 2-1-1.1.

(2) Calculul și alcătuirea grinzilor se poate face pe baza regulilor pentru grinzi de tip curent conform 5.3.4.1.1(4) și (5)(i), dacă este îndeplinită condiția:

$$V_{Ed} \leq b_w df_{ctd} \quad (5.37)$$

în care,

V_{Ed} forța tăietoare de proiectare considerând echilibrul grinzi încărcată la capete cu valorile de proiectare ale momentelor capabile, M_{Rd}

(3) Dacă condiția (5.37) nu este îndeplinită, armarea grinzilor de cuplare se realizează prin armătura dispusă după diagonalele grinzii, pe baza relației:

$$V_{Ed} \leq 2A_{si} f_{yd} \sin \alpha \quad (5.38)$$

unde:

α unghiul format de barele diagonale cu axa grinzii

V_{Ed} valoarea de proiectare a forței tăietoare calculată cu relația:

$$V_{Ed} = \frac{2M_{Ed}}{l} \quad (5.39)$$

M_{Ed} valoarea de proiectare a momentului încovoietor.

Notă: armătura diagonală dispusă conform relației (5.38) servește și la preluarea momentelor încovoietoare din grindă

(4) Armăturile diagonale se aranjează sub forma unor carcasi pentru stâlpi, cu lungimea laturii de cel puțin $0,5 b_w$. Lungimea de ancorare a armăturilor înclinate în pereții adiacenți trebuie să fie cu cel puțin 50% mai mare decât cea determinată conform SR EN 1992-1-1.

Armăturile diagonale sunt legate cu etrierii închiși pentru a preveni flambajul acestora. Etrierii vor avea diametrul de cel puțin $d_{bL}/3$ și cel puțin 8 mm, unde d_{bL} este diametrul armăturii longitudinale din carcasa înclinată. Distanța între etrieri nu va depăși cea mai mică dintre valorile: 100mm, $6d_{bL}$ și 0,3 din distanța interax a armăturii longitudinale a carcasi diagonale.

5.4. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie

5.4.1. Condiții referitoare la materiale

- (1) La realizarea elementelor seismice principale se vor utiliza betoane de clasă cel puțin C 16/20.
- (2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oțel profilat. Fac excepție etrierii închiși și agrafele pentru armarea transversală.
- (3) La armarea elementelor se va utiliza oțel cu proprietăți de deformare cel puțin egale cu cele ale oțelului de clasa B, pe toată lungimea.

5.4.2. Condiții geometrice

5.4.2.1. Grinzi

- (1) Se aplică 5.3.2.1 cu excepția prevederii de la ultimul alineat (3).

5.4.2.2. Stâlpi

- (1) Se aplică 5.3.2.2.

5.4.2.3. Pereți ductili

- (1) Se aplică 5.3.2.3.

5.4.3. Eforturi de proiectare

5.4.3.1. Generalități

- (1) Se aplică 5.3.3.1.

5.4.3.2. Grinzi

- (1) Se aplică 5.3.3.2., cu $\gamma_{Rd} = 1,0$ în relația (5.9).

5.4.3.3. Stâlpi

- (1) Se aplică 5.3.3.3, cu $\gamma_{Rd} = 1,0$ în relația (5.10).

5.4.3.4. Noduri de cadru

- (1) Se aplică 5.3.3.4, cu $\gamma_{Rd} = 1,0$ în relațiile (5.11) și (5.12).

5.4.3.5. Pereți ductili

- (1) Se aplică 5.3.3.5 cu $k_{\gamma} = 1,0$.

5.4.3.6. Pereți scurți

- (1) Se aplică 5.3.3.6.

5.4.4. Verificări la starea limită ultimă și prevederi de alcătuire

5.4.4.1. Grinzi

5.4.4.1.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

(1) Se aplică 5.3.4.1.1

5.4.4.1.2. Asigurarea ductilității locale

(1) Zonele de la extremitățile grinziilor cu lungimea $l_{cr} = h_w$, măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, se consideră zone critice.

(2) Cerințele de ductilitate în zonele critice se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condițiile de armare date la 5.3.4.1.2.(3)-(8), cu excepția relației (5.21) care se modifică astfel:

$$s \leq \min \{h_w/4; 200 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (5.40)$$

5.4.4.2. Stâlpi

5.4.4.2.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

(1) Se aplică 5.3.4.2.1

5.4.4.2.2. Asigurarea ductilității locale

(1) Efortul axial mediu normalizat, ν_d , nu va depăși, de regulă, valoarea 0,5. Sunt admise valori ν_d sporite până la 0,65 dacă rotirea capabilă a barei în domeniul postelastice, determinată utilizând modelul de comportare al elementelor de beton armat încovoiate, este mai mare decât cerința conform 5.2.3.3.2.

(2) Coeficientul de armare longitudinală totală ρ va fi cel puțin 0,008 și maximum 0,04.

(3) Se aplică 5.3.4.2.2 (3).

(4) Se consideră zone critice secțiunile de la baza stâlpilor de la fiecare nivel.

(5) În afara cazului când este determinată printr-un calcul riguros, lungimea zonelor critice se determină cu:

$$l_{cr} \geq \max \{h_c; l_{cl}/6; 450 \text{ mm}\} \quad (5.41)$$

(6) Se aplică 5.3.4.2.2 (6).

(7) Se aplică 5.3.4.2.2 (7).

(8) În zonele critice ale stâlpilor se va prevedea armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condițiile:

(i) În zona critică de la baza stâlpilor, deasupra secțiunii teoretice de încastrare:

- Coeficientul geometric de armare, în fiecare direcție: $\rho_{w, min} = 0,0035$
- Coeficientul mecanic de armare: $\omega_{wd, min} = 0,08$

(ii) În restul zonelor critice:

- $\rho_{w,min} = 0,0025$
- $\omega_{wd,min} = 0,06$

(9) Armarea transversală va respecta condițiile:

(i) Distanța dintre etrieri nu va depăși

$$s \leq \min \{b_0/2; 175 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (5.42)$$

în care

b_0 latura minimă a secțiunii utile (situată în interiorul etrierului perimetral)

d_{bL} diametrul minim al barelor longitudinale;

(ii) Distanța în secțiune dintre barele consecutive aflate la colțul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 250 mm.

(10) În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de armătură transversală cel puțin egală cu jumătate din cea din zona critică.

5.4.4.3. Noduri de cadru

(1) Armătura orizontală de confinare în nodurile de cadru ale elementelor seismice principale va fi cel puțin egală cu cea dispusă în zonele critice adiacente ale stâlpilor care concură în nod, cu excepția cazurilor prevăzute la alineatul (2).

(2) Dacă în nod intră grinzi pe toate cele 4 laturi și lățimea acestora este cel puțin egală cu 3/4 din lățimea stâlpului paralelă cu secțiunea transversală a grinzii, distanța între etrierii orizontali se poate dubla față de valoarea prevăzută la alineatul (1), fără însă a depăși 150 mm.

(3) Trebuie prevăzută cel puțin o bară verticală intermediară (între barele de la colțurile stâlpului) pe fiecare latură a nodului.

5.4.4.4. Pereți ductili

5.4.4.4.1. Rezistența la încovoire și forță tăietoare

(1) Se aplică 5.3.4.3.1.

5.4.4.4.2. Asigurarea cerințelor de ductilitate locală

(1) Se aplică 5.3.4.3.2(1).

(2) Se aplică 5.3.4.3.2(2).

(3) Se aplică 5.3.4.3.2(3) cu modificarea relației (5.34) care se înlocuiește cu:

$$x_u \leq 0,135(\Omega + 2)l_w \quad (5.43)$$

(4) Se aplică 5.3.4.3.2 0.

(5) Dacă condiția (5.43) nu este respectată, este necesară verificarea explicită a capacității de ductilitate conform prevederilor din CR 2-1-1.1.

(6) Se aplică 5.3.4.3.2 (8), cu limitarea inferioară a grosimii peretelui la $h_s/12$

(7) Armarea transversală la capetele secțiunilor în zonele critice va consta din etrieri cu diametrul de cel puțin $d_{bL}/4$ și cel puțin 6 mm, cu distanța maximă dintre etrieri de 150 mm, dar nu mai mult decât $10d_{bL}$.

5.4.4.5. Grinzi de cuplare

- (1) Se aplică 5.3.4.4(1)
- (2) Se aplică 5.3.4.4(2) modificând condiția (5.37) astfel:

$$V_{Ed} \leq 1,5b_w d f_{ctd} \quad (5.44)$$

- (3) Se aplică 5.3.4.4(3), înlocuind condiția (5.37) cu condiția (5.44).
- (4) Se aplică 5.3.4.4(4).

5.5. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate joasă

5.5.1. Eforturi de proiectare

(1) Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare, cu excepția precizată la (2) sunt cele obținute din calculul structural sub acțiunea forțelor seismice de proiectare.

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în pereții structurali și în stâlpii structurilor în cadre, pentru clasa de ductilitate DCL, se iau egale cu cele rezultate din calculul structural sub acțiunea forțelor seismice de proiectare cu excepția primului nivel unde valoarea de proiectare a forței tăietoare se va lua cu 20% mai mare decât cea rezultată din calculul structural:

$$V_{Ed} = 1,2V'_{Ed} \quad (5.45)$$

5.5.2. Rezistența la încovoiere și la forța tăietoare

(1) Rezistența la încovoiere și la forța tăietoare se determină în conformitate cu prevederile SR EN 1992-1-1, cu completările date în CR 2-1-1.1 pentru pereți proiectați pentru clasa de ductilitate joasă.

5.5.3. Alcătuire și armare

- (1) Se aplică prevederile de alcătuire și armare date în SR EN 1992-1-1, cu completările indicate în continuare în acest paragraf.
- (2) La stâlpii structurilor în cadre, la baza construcției armătura transversală va reprezenta un coeficient de armare de cel puțin 0,003 pe fiecare direcție pe o lungime egală cu dimensiunea maximă a secțiunii stâlpului h .
- (3) La celelalte niveluri coeficientul minim de armare transversală la baza stâlpilor este 0.0025
- (4) La pereții structurali, la baza construcției, pe primul nivel se va prevedea armarea transversală prescrisă de CR 2-1-1.1 pentru această clasă de ductilitate.

5.6. Elementele structurilor duale

5.6.1. Structuri duale cu cadre predominante

- (1) La aceste structuri, stâlpii și grinziile se proiectează ca pentru structuri tip cadru (fără pereți), respectând prevederile date la 5.3 și 5.4 pentru aceste elemente.
- (2) Măsurile pentru asigurarea ductilității la pereți se aleg ca pentru structuri din clasa DCM, inclusiv pentru structurile proiectate pentru clasa DCH.

5.6.2. Structuri duale cu pereți predominanți

- (1) Stâlpii trebuie proiectați astfel încât să-și păstreze capacitatea de a suporta încărcările gravitaționale care intervin în situația de proiectare seismică, sub deformațiile maxime care apar în această situație.
- (2) Deformațiile laterale în situația de proiectare seismică se calculează în conformitate cu 4.5.4, pe un model care ia în considerare rigiditatea la încovoiere și forța tăietoare a elementelor de beton armat corespunzătoare stării de fisurare. În aceste scop se vor avea în vedere prevederile din Anexa E.
- (3) Se consideră că stâlpii satisfac condiția precizată la (1) dacă momentele încovoietoare și forțele tăietoare calculate pe baza deformațiilor laterale stabilite conform (2) sunt inferioare valorilor capabile ale momentelor încovoitoare M_{Rd} , respectiv forțelor tăietoare V_{Rd} .
- (4) În cazul stâlpilor structurilor duale cu pereți predominanți, nu este necesar să se satisfacă condiția (5.4), referitoare la raportul capacităților de încovoiere ale stâlpilor și grinziilor din jurul unui nod. Efortul axial mediu normalizat, v_d , se va limita superior la valoarea de 0,70.

5.7. Ancoraje și înnădiri

5.7.1. Generalități

- (1) La proiectarea zonelor de ancorare și a celor de înnădire ale armăturilor se aplică prevederile SR EN 1992-1-1, capitolul 8, împreună cu prevederile suplimentare date în prezenta secțiune.
- (2) Ancorarea armăturilor se va realiza în afara zonelor critice. De regulă, și înnădirea armăturilor se recomandă să se realizeze în afara zonelor critice.
- (3) În afara zonelor critice, lungimile de ancorare și cele de înnădire ale armăturilor se calculează pe baza prevederilor capitolului 8 din SR EN 1992-1-1.
- (4) Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinziilor și stâlpilor din structurile proiectate pentru DCH se măsoară de la o secțiune situată la $5d_{bL}$ de la fața elementului în care se realizează ancorarea, în interiorul acestuia (Figura 5.6). Lungimile de ancorare vor fi cu 20% mai mari decât cele determinate conform SR EN 1992-1-1.
- (5) Armăturile transversale, etrieri și agrafe, din grinzi, stâlpi și pereți vor fi prevăzute cu cârlige cu lungimea $10 d_{bw}$ îndoite la un unghi de 135° .

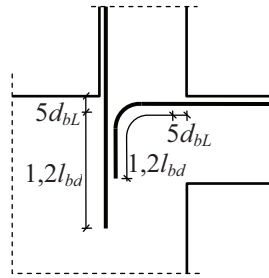


Figura 5.6. Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinzilor și stâlpilor (clasa DCH)

5.7.2. Ancorarea armăturii

5.7.2.1. Grinzi

(1) În situația în care zona critică sub momente pozitive se formează la fața nodului, armăturile de la partea inferioară se ancorează în nod, la interiorul carcasa de armături a stâlpilor, sau se întrerup în deschiderea vecină, dincolo de marginile zonei critice, într-o zonă cu valori mici ale eforturilor de proiectare.

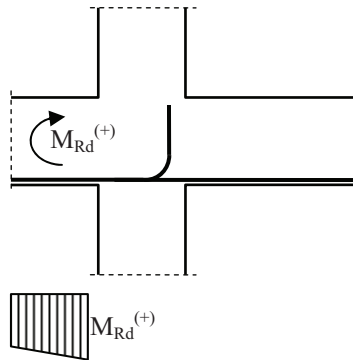


Figura 5.7. Ancorarea armăturilor de la partea inferioară în situația în care zona critică se formează la fața nodului sub acțiunea momentelor pozitive

(2) Diametrul armăturilor longitudinale care trec prin nodurile grindă – stâlp se limitează superior prin condițiile:

- în cazul nodurilor centrale

$$d_{bL} \leq 10 \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75A_{s2}/A_{s1}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} h_c \quad (5.46)$$

- în cazul nodurilor de capăt (marginale)

$$d_{bL} \leq 10(1 + 0,8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} h_c \quad (5.47)$$

în care:

h_c dimensiunea laturii stâlpului paralelă cu barele

A_{s2}, A_{s1} aria de armătură comprimată și, respectiv, întinsă din grinzi care traversează nodul

f_{ctm} valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului

f_{yd} valoarea medie a limitei de curgere a oțelului

v_d forța axială normalizată de proiectare în situația de proiectare seismică.

5.7.2.2. Stâlpi

(1) Dacă în situația de proiectare seismică forța axială în stâlp este de întindere, lungimea de ancoraj stabilită conform SR EN 1992-1-1 se mărește cu 50%.

5.7.3. Înnădirea armăturilor

(1) În zonele critice unde se așteaptă deformații plastice semnificative, conform configurației mecanismului de plastificare, nu sunt admise înnădiri prin suprapunere. În restul zonelor critice înnădirea prin suprapunere se recomandă să fie evitată.

(2) În zonele critice nu sunt admise îmbinări prin suprapuneri sudate.

(3) Înnădirea se poate realiza prin dispozitive de cuplare mecanice validate prin încercări efectuate în condiții compatibile cu clasa de ductilitate selectată.

(4) În cazul în care la armarea stâlpilor și a elementelor de margine ale pereților se aplică înnădiri prin suprapunerea barelor de armătură în zona critică de la partea inferioară a unui nivel, lungimea de înnădire l_0 se determină cu relația:

$$l_0 = 2\sqrt{A'_s/A_s}l_{bd} \leq 1,5l_{bd} \quad (5.48)$$

în care

A'_s/A_s proporția armăturilor care se înnădesc în secțiune

l_{bd} lungimea de ancorare de bază calculată conform SR EN 1992-1-1

(5) Distanța s dintre armăturile transversale în zone de suprapunere va fi cel mult $\min \{h/4; 100 \text{ mm}\}$, unde h este dimensiunea minimă a secțiunii transversale.

(6) Aria A_{st} a secțiunii unei ramuri a armăturii transversale în zona de înnădire va fi cel puțin:

$$A_{st} = s \frac{d_{bL}}{50} \frac{f_{yd}}{f_{ywd}} \quad (5.49)$$

unde f_{yd} și f_{ywd} sunt valorile de proiectare ale rezistenței la curgere a armăturilor longitudinale și transversale.

5.8. Fundații și infrastructuri

5.8.1. Prevederi generale

(1) Prezenta secțiune cuprinde prevederi de principiu și un număr restrâns de prevederi de alcătuire pentru proiectarea elementelor infrastructurilor (fundațiilor) structurilor de beton. Elementele de bază ale proiectării acestor elemente sunt date în normativul pentru proiectarea structurilor de fundare directă. Pentru construcții cu pereți structurali se aplică prevederile din CR 2-1-1.1.

(2) Dacă eforturile de proiectare aplicate fundațiilor (infrastructurilor) reprezintă reacțiunile unor structuri disipative proiectate pe baza conceptelor ierarhizării capacității de rezistență, fundațiile trebuie, de regulă, să evidențieze o comportare în domeniul elastic de deformație. În acest caz dimensionarea fundațiilor (infrastructurilor) se va face conform prevederilor SR EN 1992-1-1.

(3) Dacă nu se poate evita solicitarea elementelor infrastructurii (fundațiilor) dincolo de pragul de deformare elastică, atunci proiectarea acestor elemente fundațiilor (infrastructurii) se face în acord cu regulile aplicate la proiectarea suprastructurii pentru construcții cu clasă de ductilitate înaltă sau medie, după caz.

(4) Dacă răspunsul urmărit al structurii este quasi – elastic (orientativ $q \leq 1,5$), dimensionarea elementelor fundațiilor se va face conform codului de proiectare pentru structuri de beton armat, ca pentru elementele de beton armat care nu se proiectează pentru a prelua acțiunea seismică.

(5) Întrucât răspunsul seismic al fundațiilor (infrastructurilor) prezintă un grad de incertitudine mai mare decât în cazul suprastructurii, la proiectare se recomandă să se prevadă măsuri pentru a asigura acestor elemente o capacitate minimală de deformare în domeniul postelastice, chiar la fundațiile (infrastructurile) proiectate în condițiile aliniatului (2). În acest scop, orientativ, armarea transversală în grinzile de fundare sau în pereții de subsol se va suplimenta local cu 20% în zonele de moment maxim pe o lungime egală cu 2/3 din înălțimea elementului.

5.8.2. Măsuri de proiectare

(1) Prin plasarea adecvată pe înălțime a grinzilor de fundare sau a plăcii de fundație, în raport cu fundațiile izolate ale elementelor verticale, respectiv elementul rigid de la partea superioară a piloților, se va evita formarea de stâlpi scurți.

(2) La dimensionarea elementului de legătură dintre fundații se va ține seama, pe lângă eforturile de încovoiere și forfecare, și de forțele axiale care apar în aceste elemente (vezi SR EN 1998 – 5, 5.4.1.2(6) și (7)).

(3) Grinzile de fundare și tălpile de legătură între fundații vor avea o secțiune minimă de 0,25x0,5 m pentru clădiri cu până la 5 etaje și 0,30x0,60 m pentru clădiri mai înalte. La partea de sus și la cea de jos ale acestor grinzi se prevăd armături continue pe toată lungimea.

(4) Plăcile de fundație (radierile) vor avea grosimea minimă de 30 cm și vor fi armate cu cel puțin câte o plasă de armături de oțel la partea de sus și la partea de jos. Coeficientul minim de armare pentru fiecare dintre aceste 2 plase este 0,002.

(5) Zonele de intersecție între elementele verticale și grinzile de fundare sau pereții de subsol se tratează ca noduri grindă – stâlp.

În condițiile alineatului 5.8.1(2), proiectarea nodului se face la valori ale forțelor tăietoare calculate în modelul de calcul încărcat cu reacțiunile mecanismului de disipare a energiei al suprastructurii. În condițiile alineatului 5.5.1(3), proiectarea nodului se face la valori ale forțelor tăietoare asociate plastificării secțiunii grinzilor (pereților) la fața nodului, în conformitate cu regulile pentru structuri tip cadru proiectate pentru DCH sau DCM, după caz.

(6) În condițiile alineatului 5.8.1(2), partea superioară a piloților, pe o lungime $2d$ (d este diametrul pilotului), precum și zonele cu lungimea $2d$ situate de o parte și de alta ale interfeței dintre 2 straturi de teren cu rigidități la forfecare foarte diferite (raportul modulelor de deformare la forfecare ≥ 6), se detaliază ca zone critice. Pentru aceasta se va prevedea cel puțin armarea transversală necesară în zonele critice pentru stâlpii proiectați pentru clasa de ductilitate DCM.

(7) În condițiile alineatului 5.8.1(3), zona critică situată sub capul pilotului va avea lungimea $3d$. În plus, verificarea la forța tăietoare a pilotului este cel puțin cea care rezultă din aplicarea prevederilor 4.6.2.5(3), (4) și (5).

(8) Piloții solicitați la întindere trebuie prevăzuți cu o ancorare adecvată în capul pilotului pentru a asigura rezistența la smulgerea din teren sau rezistența la întindere a armăturii pilotului, care este mai mică.

5.9. Efecte locale datorate interacțiunii cu pereții de umplură

(1) Prezenta secțiune se referă la structuri tip cadru de beton armat cu panouri de umplură din zidării executate din materiale și cu legături care influențează semnificativ comportarea structurilor. Secțiunea cuprinde măsuri pentru diminuarea semnificativă a efectelor locale nefavorabile ale interacțiunii dintre elementele cadrului și panourile de umplură și prevederi pentru protejarea elementelor structurale, prin dimensionare și alcătuire adecvate, față de aceste efecte, urmărind, în special, evitarea ruperii cu caracter neductil la acțiunea forțelor tăietoare.

(2) Se va urmări, pe cât posibil, ca prin modul de dispunere a zidăriei în rama formată de elementele structurale (de exemplu, pentru realizarea parapetilor, a golurilor de supralumină, etc.) să nu se creeze proporții și comportare de tip stâlp sau grindă scurte. În situațiile când acest lucru nu este posibil se vor lua măsurile indicate la (5).

(3) Zonele în care pot apărea forțe tăietoare suplimentare față de cele rezultate din comportarea de ansamblu – acționând local extremitățile grinzilor și stâlpilor - vor fi dimensionate și armate transversal pentru a prelua în condiții de siguranță corespunzătoare aceste forțe, care pot proveni din:

- (a) acțiunea de diagonală comprimată cu lățime relativ mare, exercitată de panoul de zidărie, rezultată din împănarea zidăriei în zona nodurilor de cadru (Figura 5.8)
- (b) lipsa contactului între pereții de umplură și intradosul grinzilor, ca urmare a execuției incorecte, care are ca efect concentrarea acțiunii de diagonală comprimată asupra extremităților stâlpilor;
- (c) crearea unor condiții de comportare de tip stâlp scurt sau de tip grindă scurtă, ca urmare a zdrobirii locale a zidăriei pe o anumită porțiune în zona nodurilor unde se concentrează eforturile de compresiune diagonale sau ca urmare a desprinderii locale a zidăriei de elementele cadrului de beton armat, rezultate din diferența deformațiilor structurii și a panourilor de umplură (Figura 5.9).
- (d) prevederea unor goluri de uși sau ferestre în panoul de zidărie (vezi aliniatul (2))

Notă: Pentru stabilirea eforturilor din elementele cadrului în aceste situații se va apela la modele în care acțiunea structurală a panoului se echivalează printr-o diagonală. Pentru a ține seama de variabilitatea mare a caracteristicilor mecanice ale zidăriei este recomandabil să se facă mai multe ipoteze, cu caracter nefavorabil pentru structura de beton armat, în ceea ce privește proprietățile de rigiditate și de rezistență ale zidăriei (vezi capitolul 8)

(4) În vederea reducerii efectelor negative ale interacțiunii structură – panouri de zidărie, în cazurile când acestea se datorează capacității de rezistență relativ mari a panourilor, se pot avea în vedere și soluții implicând fragmentarea acestor panouri sau adoptarea unor legături flexibile între panouri și structură.

(5) Pentru a ține seama de incertitudinile legate de efectele interacțiunii structură – panou de umplură se vor considera zone critice:

- (a) ambele extremități ale stâlpilor în contact cu panourile de zidărie.
- (b) întreaga lungime a stâlpilor de la primul nivel;
- (c) întreaga lungime a stâlpilor, în cazul în care panoul este prevăzut cu un gol de fereastră sau de ușă, adiacent stâlpului;
- (d) întreaga lungime a stâlpilor, când pereții de umplură sunt dispuși numai pe o parte a stâlpilor (așa cum se întâmplă la stâlpii marginali și de colț).

(6) În cazul stâlpului adiacent unui gol în panoul de umplură se vor lua suplimentar următoarele măsuri:

- (a) Forța tăietoare de proiectare în stâlpi se determină considerând un model de calcul cu articulații plastice dezvoltate la cele două extremități ale golului. În cazul stâlpilor din clasa de ductilitate DCH momentele capabile de proiectare se multiplică cu un coeficient $\gamma_{Rd} = 1,3$;
- (b) Armătura transversală de forță tăietoare se prevede pe distanța golului, plus o lungime egală cu h_c (dimensiunea secțiunii stâlpului) în zona în contact cu zidăria;
- (c) Dacă lungimea pe care stâlpul nu este în contact cu panoul de umplură este mai mică de $1,5h_c$, forța tăietoare se va prelua prin armături înclinate.

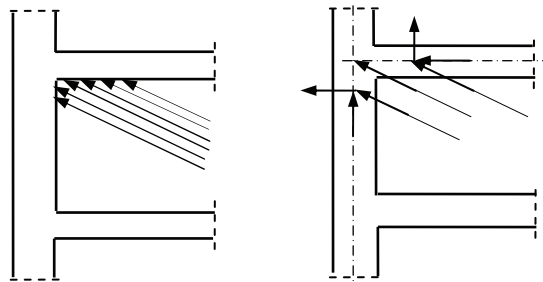


Figura 5.8. Acțiunea de diagonală comprimată exercitată de panoul de zidărie

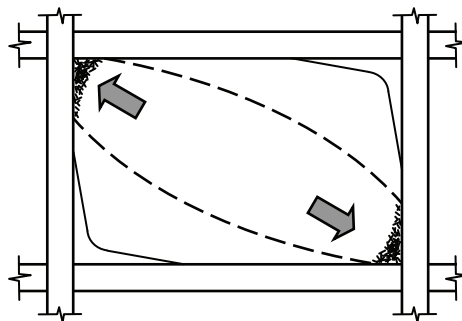


Figura 5.9. Condiții de comportare de tip stâlp scurt sau de tip grindă scurtă

5.10. Proiectarea planșelor de beton

(1) La proiectarea planșelor de beton armat se vor satisface exigențele precizate la capitolul 4.

(2) Plăcile de beton armat pot îndeplini rolul de diafragmă orizontală pentru încărcări aplicate în planul lor, dacă au grosimi de cel puțin 80 mm și sunt armate

pentru a fi în măsură să preia eforturile ce le revin din încărcările verticale și orizontale.

(3) Planșeele diafragmă pot fi realizate și ca elemente mixte: din dale prefabricate suprabetonate, cu condiția conectării adecvate a celor două straturi de beton.

(4) Calculul eforturilor în diafragme se va face pe baza prevederilor date în reglementările specifice diferitelor tipuri de structuri (de exemplu, CR 2-1-1.1), iar dimensionarea lor pe baza prevederilor din SR EN 1992-1-1, ca document normativ de referință.

(5) În cazul planșeelor aparținând structurilor cu pereți de beton armat din categoria de ductilitate înaltă se va verifica transmiterea forțelor orizontale de la diafragme la perete. Aceasta implică:

- (a) Limitarea eforturilor unitare de forfecare la interfața perete – diafragmă la valoarea $1,5f_{ctd}$.
- (b) Prevederea unei armături de conectare, dimensionate pe baza unui model cu diagonale înclinate la 45° sau a conceptului rezistenței la forfecare prin frecare echivalentă.

6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN OȚEL

6.1. Generalități

6.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

- (1) Acest capitol se referă la proiectarea în zone seismice a clădirilor și a altor construcții similare cu structură din oțel.
- (2) Construcțiile din oțel se proiectează conform seriei de standarde SR EN 1993-1. Prevederile date în continuare completează aceste documente normative de referință pentru cazul proiectării la acțiunea seismică.
- (3) Pentru clădiri cu structură compozită oțel-beton, se aplică prevederile din capitolul 7.
- (4) Documentele normative complementare prezentului capitol sunt indicate în capitolul 1.5.

6.1.2. Principii de proiectare

- (1) Clădirile rezistente la seism vor fi proiectate în concordanță cu unul din următoarele concepte (vezi tabelul 6.1) privind răspunsul seismic al structurilor:
 - (a) Comportare disipativă a structurii;
 - (b) Comportare slab disipativă a structurii.
- (2) În conceptul (a) se ține cont de capacitatea unor părți ale structurii (zone disipative) de a prelua acțiunea seismică printr-o comportare inelastică. Când se folosesc condițiile de proiectare (spectrul de proiectare) definite în capitolul 3, valoarea de referință a factorului de comportare q , care depinde de clasa de ductilitate și tipul structurii (vezi 6.3), se ia mai mare de 2,0. Aplicarea conceptului (a) presupune îndeplinirea prevederilor date în 6.2 ÷ 6.11.
- (3) Structurile proiectate după conceptul (a) trebuie să aparțină claselor de ductilitate a structurii DCM sau DCH. Acestor clase le corespunde o capacitate substanțială a structurii de a disipa energia în mecanisme plastice. Pentru o anumită clasă de ductilitate trebuie satisfăcute cerințe specifice în ceea ce privește clasa secțiunilor și capacitatea de rotire a zonelor potențial plastice.
- (4) În conceptul (b) starea de eforturi și deformații în structură este evaluată printr-un calcul elastic, fără a considera o incursiune substanțială a materialului în domeniul inelastic. Aceste structuri aparțin clasei de ductilitate DCL. Vezi 4.4.3.1(5) pentru implicațiile neregularității structurale asupra valorilor de referință ale factorului de comportare q .

Pentru evaluarea rezistenței elementelor și a îmbinărilor se utilizează seria de standarde SR EN 1993-1 ca documente normative de referință, fără nici o cerință suplimentară.

- (5) Pentru structurile proiectate conform conceptului (b) din elemente cu secțiuni de clasă 1, 2 sau 3 valoarea de referință a factorului de comportare q se poate lua în intervalul 1-1,5.

Tabelul 6.1: Concepte de proiectare, clase de ductilitate ale structurii și limita superioară a valorii de referință a factorilor de comportare

Conceptul de proiectare	Clasa de ductilitate a structurii	Domeniul valorilor de referință a factorilor de comportare q
Conceptul (a) Comportare disipativă a structurii	DCH (înaltă)	limitat doar de valorile din Tabelul 6.3
	DCM (medie)	$q \leq 4,0$ limitat și de valorile din Tabelul 6.3
Conceptul (b) Comportare slab-disipativă a structurii	DCL (joasă)	$q \leq 1,5$

(6) Pentru structurile proiectate conform conceptului (b) din elemente cu secțiuni de clasă 4 valoarea de referință a factorului de comportare q se limitează la valoarea 1,0.

Elementele structurale realizate din secțiuni se clasă 4 se verifică conform SR EN 1993-1-3, respectiv SR EN 1993-1-5. Dacă valoarea tensiunii din secțiune, rezultată din solicitarea de calcul, este mai mare sau egală cu tensiunea critică, verificarea se face folosind caracteristicile geometrice ale secțiunii eficace. Dacă valoarea tensiunii din secțiune este mai mică decât tensiunea critică, verificarea se face folosind caracteristicile elastice ale secțiunii.

6.1.3. Verificarea siguranței

(1) Pentru verificarea la starea limită ultimă, coeficientul parțial pentru oțel $\gamma_s = \gamma_M$ trebuie să țină cont de posibilitatea degradării de rezistență datorită solicitării ciclice. În lipsa unor date specifice, se pot adopta următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru verificarea la starea limită ultimă în gruparea seismică de încărcări:

- pentru verificarea de rezistență a secțiunii transversale: $\gamma_{M0} = 1,1$
- pentru verificarea de stabilitate a barelor: $\gamma_{M1} = 1,1$
- pentru verificarea rezistenței la rupere a secțiunilor transversale întinse: $\gamma_{M2} = 1,25$

Coeficienții parțiali de siguranță γ_{M2} , γ_{M3} , γ_{M4} , γ_{M5} , $\gamma_{M6,ser}$ și γ_{M7} pentru rezistența îmbinărilor se aplică conform SR EN 1993-1-8 și anexa sa națională.

(2) În verificările ierarhiei capacității prevăzute în paragrafele 6.6-6.12, se ține seama de posibilitatea ca limita de curgere efectivă a oțelului să fie mai mare decât limita de curgere nominală (f_y), prin introducerea unui factor de suprezistență a limitei de curgere γ_{ov} .

6.2. Condiții privind materialele

(1) Oțelul utilizat trebuie să respecte prevederile documentelor normative de la 6.1.1.(4).

(2) Oțelul folosite în elementele structurale cu rol disipativ vor avea raportul dintre rezistența la rupere f_u și limita de curgere f_y de cel puțin 1,20, iar alungirea la rupere de cel puțin 20%. Oțelul trebuie să prezinte un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârșitul palierului de curgere de cel puțin 1,5%.

(3) Elementele din tablă de grosimi mai mari de 16 mm, sollicitate la tensiuni de întindere, perpendicular pe planul lor, se vor controla ultrasonic pe toată zona astfel sollicitată. Se vor efectua încercări la tracțiune pe direcție perpendiculară pe suprafața pieselor din zona îmbinărilor rigide grindă-stâlp sollicitate la tensiuni de întindere perpendicular pe planul lor (SR EN ISO 6892-1).

(4) Distribuția în structură a proprietăților materialelor, cum ar fi limita de curgere și reziliența, trebuie să fie de așa natură, încât zonele disipative să se formeze acolo unde s-a intenționat la proiectare.

(5) Cerința de la (4) poate fi considerată satisfăcută dacă limita de curgere reală $f_{y,max}$ a oțelului din zona disipativă satisface următoarea expresie: $f_{y,max} \leq \gamma_{ov} \cdot f_y$, unde factorul de suprarezistență γ_{ov} este definit ca raportul dintre limita de curgere reală, $f_{y,max}$ și limita de curgere nominală, f_y . Factorul de suprarezistență poate fi determinat după cum urmează:

(a) În lipsa unor date specifice proiectului, valorile factorului de suprarezistență γ_{ov} pot fi considerate egale cu: $\gamma_{ov} = 1,40$ pentru S235; $\gamma_{ov} = 1,30$ pentru S275; $\gamma_{ov} = 1,25$ pentru S355.

(b) În cazul în care producătorul de oțel garantează valoarea superioară a limitei de curgere a oțelului ($f_{y,max}$), factorul de suprarezistență poate fi determinat din expresia $\gamma_{ov} = f_{y,max} / f_y$.

(c) În cazul în care se fac măsurători ale proprietăților mecanice pe oțelul folosit la realizarea structurii, factorul de suprarezistență poate fi determinat din expresia $\gamma_{ov} = f_{y,max} / f_y$.

(6) Pentru zonele și barele disipative, valoarea limitei de curgere $f_{y,max}$ care nu poate fi depășită de materialul folosit efectiv la realizarea structurii, trebuie specificată și notată în planurile de execuție.

(7) Îmbinările cu șuruburi ale structurilor rezistente la seism se vor proiecta cu șuruburi de înaltă rezistență grupele 8.8 și 10.9.

(8) Șuruburile de ancoraj ale stâlpilor în fundații vor fi realizate din oțeluri din grupele de calitate 4.6, 5.6, 5.8 și 6.8. În cazul sollicitărilor foarte mari, care ar conduce la rezolvări constructive complicate ale bazelor stâlpilor, se acceptă utilizarea șuruburilor cu caracteristici fizico-mecanice ale grupei de calitate 8.8. (din oțel slab aliat cu tratament termic de normalizare).

(9) Tenacitatea oțelului și a sudurilor trebuie să satisfacă cerințele pentru acțiunea seismică la valoarea cvasi-permanentă a temperaturii de exploatare (vezi SR EN 1993-1-10).

Grosimea maximă a pereților elementelor în funcție de marca oțelului, valoarea KV a energiei de rupere (în J), temperatura minimă de referință T_{Ed} (pentru o perioadă de revenire de 50 ani) în elementele întinse sau încovoiate este dată în Tabelul 6.2.

Energia de rupere KV a oțelului și a îmbinărilor sudate va fi cel puțin 27J la temperatura minimă de referință considerată în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică. Aceste valori vor fi înscrise în planurile de execuție.

Tabelul 6.2 Grosimea maximă a pereților elementelor (în mm)

Marca oțelului (SR EN 10025-1, SR EN 10025-2, SR EN 10210-1)	Calitatea	Energia Charpy KV		Temperatura de referință T_{Ed} [°C]						
		la T [°C]	J_{min}	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50

6.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

6.3.1. Tipuri de structuri

(1) Construcțiile din oțel vor fi încadrate în unul din următoarele tipuri structurale în funcție de comportarea structurii de rezistență sub acțiunea seismică (vezi Tabelul 6.3):

(a) **Cadre necontravântuite.** Forțele orizontale sunt preluate în principal prin încovoiere. La aceste structuri, zonele disipative sunt situate la capetele grinzilor în vecinătatea îmbinării grindă-stâlp, iar energia este disipată prin încovoiere ciclică.

Zonele disipative pot fi situate și în stâlpi:

- la baza stâlpilor;
- la partea superioară a stâlpilor de la ultimul etaj al clădirilor multietajate;
- la partea superioară și la baza stâlpilor la clădirile cu un singur nivel la care N_{Ed} în stâlpi satisface condiția $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$. (N_{Ed} – efortul axial de proiectare rezultat din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică; $N_{pl,Rd}$ – rezistența plastică de proiectare a secțiunii la efort axial).

(b) **Cadrelor contravântuite centric.** Forțele orizontale sunt, în principal, preluate de elemente solicitate la eforturi axiale. În aceste structuri, zonele disipative sunt, de regulă, situate în diagonalele întinse. Contravântuirile pot fi proiectate în una din următoarele două soluții:

- Contravântuiri cu diagonale întinse active, la care forțele orizontale sunt preluate numai de diagonalele întinse, neglijând diagonalele comprimate.
- Contravântuiri cu diagonale în V, la care forțele orizontale sunt preluate atât de diagonalele întinse cât și cele comprimate. Punctul de intersecție al acestor diagonale este situat pe grindă, care trebuie să fie continuă.

Contravântuirile în K, la care intersecția diagonalelor este situată pe stâlpi (vezi Figura 6.1) nu sunt permise.

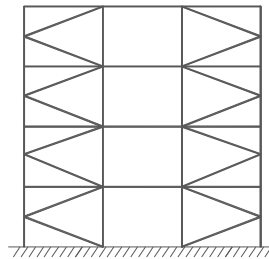


Figura 6.1. Cadru cu contravântuiri în K

- (c) **Cadrelor contravântuite excentric.** La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate, în principal, de elementele încărcate axial. Prinderea excentrică a diagonalelor pe grindă duce la apariția unor zone disipative care disipează energia prin încovoiere ciclică și/sau prin forfecare ciclică. Trebuie utilizate configurațiile din Tabelul 6.3, care asigură că toate barele disipative pot fi active.
- (d) **Structuri de tip pendul inversat.** La aceste structuri, cel puțin 50% din masă este amplasată în treimea superioară a înălțimii construcției sau disiparea energiei seismice are loc preponderent la baza unui singur element structural (de exemplu structurile cu un singur stâlp cu secțiune plină sau cu zăbrele). Structurile de tip cadre parter necontravântuite pe ambele direcții cu partea superioară a stâlpilor legată pe ambele direcții, la care forțele axiale din stâlpi îndeplinesc condiția $N_{Ed} < 0,3N_{pl,Rd}$ nu fac parte din această categorie.
- (e) **Structuri din oțel asociate cu nuclee sau pereți de beton armat.** La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate, în principal, de nucleele sau pereții din beton armat, în timp ce structura metalică preia numai forțele gravitaționale.
- (f) **Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite).** La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate de ambele tipuri de cadre proporțional cu rigiditatea acestora.
- (g) **Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat.** La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate în principal de elemente solicitate la eforturi axiale. Zonele disipative sunt situate în contravântuiri, a căror alcătuire specială împiedică flambajul miezului de oțel, asigurând un răspuns ciclic stabil și qvasi-simetric. Rezultă o comportare globală superioară cadrelor contravântuite centric clasice (vezi punctul (b)).

6.3.2. Factori de comportare

(1) Factorul de comportare q exprimă capacitatea structurii de disipare a energiei. Factorul q poate fi luat din Tabelul 6.3, cu condiția satisfacerii cerințelor de regularitate a structurii din capitolul 4 și a condițiilor de la 6.4 ÷ 6.11.

(2) Dacă clădirea este neregulată în elevație (vezi 4.4.3.3.), valorile lui q menționate în Tabelul 6.3 trebuie reduse cu 20%.

(3) Când nu sunt efectuate calcule pentru evaluarea multiplicatorului α_u/α_1 pot fi utilizate valorile aproximative ale raportului α_u/α_1 prezentate în Tabelul 6.3. Parametrii α_u și α_1 sunt definiți după cum urmează:

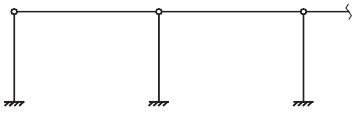
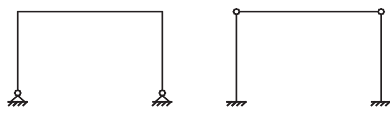
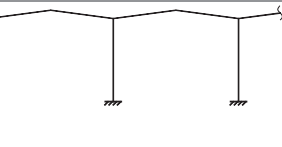
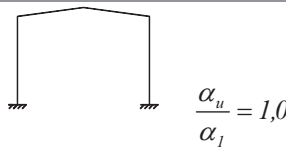
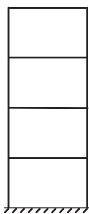
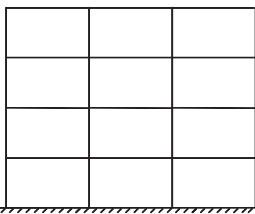
α_1 factorul de multiplicare al forțelor seismice de proiectare corespunzător apariției primei articulații plastice în sistem.

α_u factorul de multiplicare al forțelor seismice de proiectare care corespunde formării unui număr de articulații plastice suficient de mare pentru a aduce structura în situația de mecanism cinematic. Coeficientul α_u poate fi obținut printr-un calcul structural static neliniar (biografic).

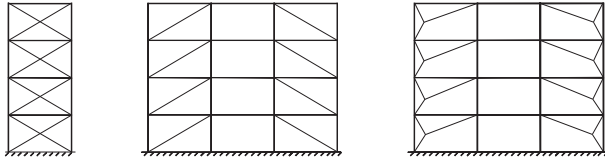
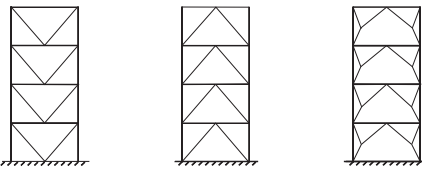
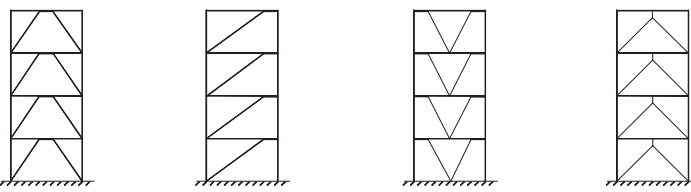

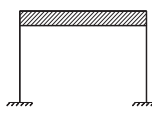
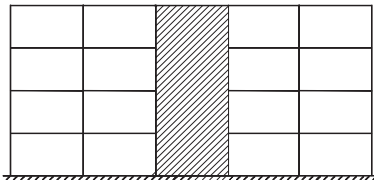
(4) Valorile raportului α_u/α_1 obținute prin calcul pot rezulta mai mari decât cele date în Tabelul 6.3. Valoarea adoptată în calcul se limitează la: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$.

(5) Structura va fi conformată astfel încât să aibă capacitatea de deformare în domeniul inelastic cât mai apropiată pe ambele direcții. Factorul de comportare q se va considera pe fiecare direcție cu valoarea dată în Tabelul 6.3.

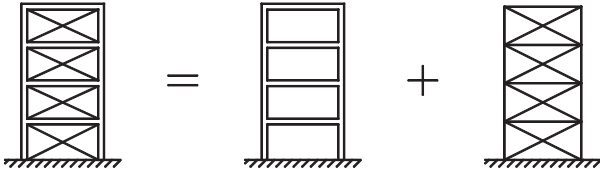
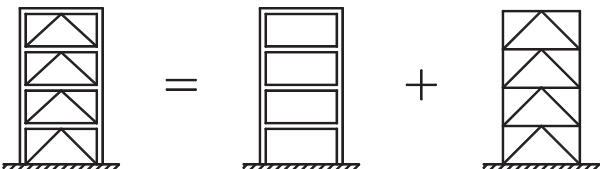
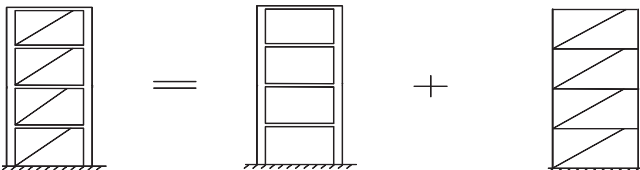
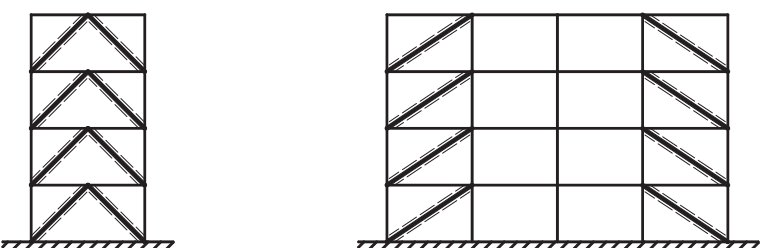
Tabelul 6.3. Limitele superioare ale valorilor factorilor de comportare q pentru structuri regulate în elevație

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
a) Cadre necontravântuite - Structuri parter  	3,0	2,5
 $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,0$	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
- Structuri etajate $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$ 	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
- Zone disipative în grinzi și la baza stâlpilor		

Tabelul 6.3 (continuare)

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
b) Cadre contravântuite centric Contravântuiri cu diagonale întinse  Zonele disipative - numai diagonalele întinse <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> Contravântuiri cu diagonale în V  Zone disipative - diagonalele întinse și comprimate	4	4
c) Cadre contravântuite excentric  Zone disipative în barele disipative încovoiate sau forfecate	$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$ $5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
d) Pendul inversat $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1$  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$  Zone disipative la baza stâlpilor Zone disipative în stâlpi $N_{Ed}/N_{pl Rd} > 0,3$	$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2
e) Structuri cu nuclee sau pereți de beton 	vezi cap. 5	

Tabelul 6.3 (continuare)

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
<p>f) Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în X și alternante) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în cadrele necontravântuite și în diagonalele întinse</p>	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în V) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în cadrele necontravântuite și în diagonale</p>	$2,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2
<p>Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite excentric) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în cadrele necontravântuite și în barele disipative încovoiate sau forfecate</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>g) Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în contravântuirile cu flambaj împiedicat</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

6.4. Calculul structurii

- (1) Proiectarea planșelor ca diafragme orizontale, trebuie să satisfacă 4.4.1.6.
- (2) Calculul structurii se realizează în ipoteza că toate elementele structurilor sunt active, cu excepția structurilor în cadre contravântuite centric, cu diagonale în X sau alternante, la care, dacă nu se efectuează un calcul neliniar, diagonala comprimată se consideră că nu participă la preluarea acțiunii seismice.

6.5. Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor

6.5.1. Generalități

- (1) Criteriile de proiectare date la 6.5.2 se aplică zonelor sau barelor structurilor proiectate conform conceptului de comportare disipativă a structurii la acțiunea seismică.
- (2) Criteriile de proiectare date la 6.5.2 se consideră satisfăcute dacă sunt respectate regulile date la 6.5.3 ÷ 6.5.5.

6.5.2. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

- (1) Structurile cu zone disipative trebuie proiectate astfel încât plasticizarea secțiunilor, pierderea stabilității locale sau alte fenomene datorate comportării histeretice să nu conducă la pierderea stabilității generale a structurii.
- (2) Elementele componente ale secțiunii zonelor disipative trebuie să îndeplinească condițiile de ductilitate și rezistență.
- (3) Zonele disipative pot fi situate în barele structurii sau în îmbinări.
- (4) Dacă zonele disipative se află în elementele structurale, părțile nedisipative și îmbinările nedisipative trebuie să aibă o suprarezistență suficientă pentru a permite dezvoltarea plasticizărilor ciclice numai în zonele potențial plastice (disipative).
- (5) Dacă zonele disipative se află în îmbinări, elementele îmbinate trebuie să aibă o suprarezistență suficientă pentru a permite dezvoltarea plasticizărilor ciclice în îmbinări.

6.5.3. Reguli de proiectare pentru elemente disipative supuse la compresiune și/sau încovoiere

- (1) Elementelor care disipează energia lucrând la compresiune și/sau încovoiere, trebuie să li se asigure o ductilitate suficientă prin limitarea supleții pereților secțiunii, conform claselor de secțiuni transversale definite SR EN 1993-1-1.
- (2) Cerințele impuse clasei de secțiune a elementelor disipative în funcție de clasa de ductilitate a structurii și valoarea de referință a factorului de comportare q este indicată în Tabelul 6.4.

Tabelul 6.4. Cerințele clasei de secțiune a elementelor disipative în funcție de clasa de ductilitate a structurii și valoarea de referință a factorului de comportare q .

Clasa de ductilitate a structurii	Valoarea de referință a factorului de comportare q	Clasa de secțiune
DCH	conform Tabelului 6.3	clasa 1
DCM	conform Tabelului 6.3	clasa 1 sau 2
DCL	$1,0 \leq q \leq 1,5$	clasa 1, 2 sau 3
	$q = 1,0$	clasa 1, 2, 3 sau 4

6.5.4. Reguli de proiectare pentru elemente întinse

- (1) Cerințele de ductilitate pentru elemente întinse sunt date în SR EN 1993-1-1.

6.5.5. Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative

- (1) Alcătuirea constructivă a îmbinărilor în zone disipative trebuie să limiteze apariția tensiunilor reziduale mari, defectelor de execuție și să dirijeze dezvoltarea deformațiilor plastice în zonele special conformate în acest scop.
- (2) Îmbinările nedisipative ale elementelor disipative realizate cu sudură în relief sau cu șuruburi trebuie să satisfacă următoarea relație:

$$R_d \geq 1,1\gamma_{ov}R_{fy} \quad (6.1)$$

unde,

R_d rezistența îmbinării, corespunzătoare modului de solicitare la care este supusă. Pentru calculul R_d se utilizează SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referință

R_{fy} rezistența plastică a elementului disipativ care se îmbină corespunzătoare modului de solicitare la care acesta este supus, conform prevederilor din 6.6.2, 6.7.3 și 6.8.2 utilizând limita de curgere de calcul a oțelului

γ_{ov} conform 6.2(5)

- (3) Îmbinările nedisipative ale elementelor disipative realizate cu sudură în adâncime cu pătrundere completă (nivel de acceptare B, conform reglementărilor tehnice în vigoare privind calitatea îmbinărilor sudate din oțel ale construcțiilor) pot fi considerate că îndeplinesc cerința de suprarezistență dacă alcătuirea acestora a fost validată experimental.

- (4) Îmbinările cu șuruburi solicitate în planul îmbinării (șuruburi supuse la forfecare) se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență (grupa 8.8 sau 10.9) pretensionate, eforturile fiind transmise prin frecare. Sunt admise îmbinări din categoriile B (lunecarea împiedicată la starea limită de serviciu) și C (lunecarea împiedicată la starea limită ultimă), așa cum sunt prezentate în SR EN 1993-1-8. Suprafețele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele A (coeficient de frecare $\mu \geq 0.5$) sau B (coeficient de frecare $\mu \geq 0.4$) așa cum sunt descrise în SR EN 1090-2, ca document normativ de referință.

- (5) Îmbinările cu șuruburi solícitate perpendicular pe planul îmbinării (șuruburi supuse la întindere) se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență (grupa 8.8 sau 10.9) pretensionate. Se folosesc îmbinări din categoria E (SR EN 1993-1-8).
- (6) Îmbinările cu șuruburi supuse la solícitări complexe (în planul îmbinării și perpendicular pe planul acestora) se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență (grupele 8.8 și 10.9) pretensionate. Sunt admise îmbinări din categoriile B și C (SR EN 1993-1-8), suprafețele pieselor în contact fiind prelucrate pentru a se încadra în clasele A sau B.
- (7) La îmbinările cu șuruburi solícitate în planul lor, rezistența la forfecare a șuruburilor trebuie să depășească cu cel puțin 20% rezistența la presiune pe pereții găurii.
- (8) Atunci când există incertitudini asupra comportării unor elemente structurale se va recurge și la încercări experimentale. În aceste situații, rezistența și ductilitatea elementelor și a îmbinărilor vor fi stabilite prin încercări la încărcări ciclice, pentru a satisface cerințele specifice definite la 6.6 ÷ 6.9 pentru fiecare tip de structură și clasă de ductilitate structurală.
- (9) Se pot folosi rezultatele experimentale din literatura de specialitate, obținute pe elemente similare.
- (10) Se admite ca rezistența la forfecare sau presiune pe pereții găurii a îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență să se calculeze ca pentru îmbinări cu șuruburi obișnuite. Pentru determinarea rezistenței îmbinărilor supuse la forfecare și/sau întindere și forfecare, se va utiliza SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referință.
- (11) Într-o îmbinare cu șuruburi nu se vor folosi, pentru preluarea eforturilor, și cordoane de sudură.
- (12) Se acceptă folosirea găurilor ovalizate la îmbinări solícitate în planul lor, cu condiția ca ovalizarea să fie perpendiculară pe direcția de solícitare.

6.5.6. Reguli de proiectare pentru șuruburile de ancoraj

- (1) Șuruburile de ancoraj vor fi proiectate la efortul maxim de întindere rezultat din combinația de încărcări care include acțiunea seismică. Efectele acțiunii E_{Fd} (eforturile de la baza stâlpului) se determină cu relația:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \Omega_T E_{F,E}$$

Semnificațiile termenilor $E_{F,G}$, $E_{F,E}$ sunt cele de la 4.6.2.5.

Raportul Ω_T reprezintă valoarea suprazistenței sistemului structural și se calculează în funcție de tipul structurii (vezi relațiile de la 6.6.3 pentru cadre necontravântuite, relațiile de la 6.7.4 pentru cadre contravântuite centric, relațiile de la 6.8.3 pentru cadre contravântuite excentric și relațiile de la 6.11.5 pentru cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat).

Valoarea suprazistenței sistemului structural Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiția $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3).

În cazul unui calcul simplificat, se pot adopta valorile suprazistenței din Anexa F.

(2) Pentru evitarea ruperii fragile, se recomandă ca detaliul de prindere a stâlpilor în infrastructură să asigure o zonă de deformație liberă a șuruburilor de ancoraj de minim $5d$, unde d este diametrul tije șurubului.

(3) Se recomandă ca transmiterea forțelor orizontale de la infrastructură la suprastructură să nu se realizeze prin intermediul șuruburilor de ancoraj. Pentru aceasta, se poate aplica una din următoarele condiții constructive:

- (a) înglobarea bazei stâlpului într-o suprabetonare armată pe o înălțime egală cu cel puțin 40 cm sau 0,5 din înălțimea secțiunii stâlpului;
- (b) prevederea unor elemente sudate sub placa de bază a stâlpului, care vor fi înglobate în goluri special executate în fundații, odată cu sub-betonarea bazei. Aceste elemente vor fi dimensionate astfel încât să poată transmite forța tăietoare de la baza stâlpului la fundație.
- (c) înglobarea stâlpului în infrastructură pe o înălțime care să îi asigure ancorarea directă, fără a fi necesare șuruburi de ancoraj.

6.6. Cadre necontravântuite

6.6.1. Criterii de proiectare

(1) Cadrele necontravântuite trebuie proiectate astfel încât articulațiile plastice să se formeze în grinzi sau în îmbinările acestora. Se acceptă formarea articulațiilor plastice și în stâlpi conform 6.3.1(1)(a).

(2) În funcție de zonele disipative alese (elemente sau îmbinări), se aplică prevederile de la 6.5.2(4), respectiv 6.5.2(5).

(3) Formarea articulațiilor plastice în zonele special conformate în structură poate fi obținută respectând 6.6.2 și 6.6.3.

6.6.2. Grinzi

(1) Pentru verificarea și conformarea grinzilor la stabilitate generală se va utiliza SR EN 1993-1-1 în ipoteza că numai la unul din capete s-a format o articulație plastică.

(2) În zonele potențial plastice trebuie ca momentul capabil plastic, și capacitatea de rotire a secțiunii să nu fie diminuate de eforturile axiale și de forfecare. Pentru aceasta trebuie îndeplinite următoarele condiții:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

unde:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.5)$$

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sunt eforturile de proiectare, respectiv forța axială, moment încovoietor și forța tăietoare, din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sunt rezistențele plastice de proiectare ale secțiunii;

$V_{Ed,G}$ forța tăietoare din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$V_{Ed,M}$ forța tăietoare rezultată din aplicarea momentelor plastice $M_{pl,Rd,A}$ și $M_{pl,Rd,B}$ cu semne opuse la cele două capete A și B ale grinzii;

$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$; unde L este deschiderea grinzii.

(3) Pentru secțiuni de clasă 3, în relația (6.2) se va înlocui $M_{pl,Rd}$ cu $M_{el,Rd}$ (vezi SR EN 1993-1-1:2006).

(4) Pentru dirijarea articulațiilor plastice în grindă, se poate reduce lățimea tălpilor în vecinătatea îmbinării grindă-stâlp (vezi Anexa F). Secțiunea redusă se va verifica la starea limită ultimă la eforturile de proiectare din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

(5) La capetele zonelor potențial plastice ambele tălpi ale grinzilor vor fi rezemate lateral direct sau indirect. Suplimentar, reazemele laterale vor fi amplasate în zonele unde se aplică forțele concentrate și în alte locuri unde calculul structurii indică posibilitatea apariției unei articulații plastice.

(6) Reazemele laterale adiacente zonelor potențial plastice vor fi proiectate să preia o forță laterală egală cu $0,06\gamma_{ov}f_y t_f b$. Celelalte reazeme laterale vor fi calculate pentru o forță egală cu $0,02\gamma_{ov}f_y t_f b$.

6.6.3. Stâlpi

(1) Stâlpii se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinație de eforturi. Pentru verificările de rezistență și stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință. Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \Omega_T V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

în care:

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sunt eforturile de proiectare, respectiv forța axială, moment încovoietor și forța tăietoare, din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ efortul axial, momentul încovoietor și forța tăietoare în stâlp din acțiunea seismică de proiectare.

Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural. Pentru cadrele necontravântuite, $\Omega_T = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M$

Ω^M valoarea minimă a lui $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ calculată pentru toate grinzile în care sunt zone potențial plastice. Valoarea lui Ω^M se calculează pentru fiecare direcție a structurii;

$M_{pl,Rd,i}$ este rezistența plastică de proiectare în grinda "i";

$M_{Ed,i}$ este momentul încovoietor în grinda "i" din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

Notă. Valoarea suprarezistenței Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiția $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenței din Anexa F.

(2) Pentru fiecare grindă a structurii, se calculează un singur raport Ω_i^M , la capătul grinzii unde momentul $|M_{Ed,i}|$ are valoarea maximă. Diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i^M (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1: În cazul în care nu se poate asigura o variație sub 25% a raportului Ω_i^M , mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota 2: În mod practic valorile eforturilor N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} se obțin din gruparea seismică de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu Ω_T .

(3) Forța tăietoare din stâlp, V_{Ed} , rezultată din calculul structurii trebuie să satisfacă condiția

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.7)$$

(4) Transferul eforturilor de la grinzi la stâlpi se face în ipoteza de îmbinare grindă-stâlp rigidă.

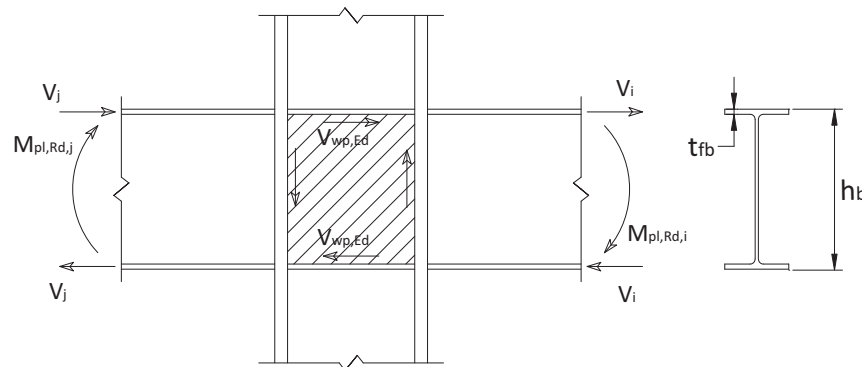


Figura 6.2. Îmbinare grindă – stâlp. Panoul de inimă a stâlpului.

(5) Panourile de inimă ale stâlpilor din zona îmbinărilor grindă-stâlp (Figura 6.2) trebuie să satisfacă următoarea condiție:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

în care:

$V_{wp,Ed}$ valoarea forței tăietoare în panou calculată în funcție de momentele plastice ale zonelor disipative ale grinzilor adiacente, corectate prin proiectarea la fața stâlpului ($M_{pl,Rd}^{cor}$)

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{pl,Rd,i}^{cor} + M_{pl,Rd,j}^{cor}}{h_b - t_{fb}} \quad (6.9)$$

t_{fb} grosimea tălpii grinzii

h_b înălțimea totală a secțiunii grinzii (inimă + tălpi)

$V_{wp,Rd}$ rezistența de proiectare la forță tăietoare a panoului inimii stâlpului, determinat conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1.

(6) Când îmbinarea grindă-stâlp se realizează prin sudarea directă de tălpile stâlpului a tălpilor grinzilor sau a ecliselor prevăzute pe tălpile grinzilor, se vor prevedea rigidizări de continuitate pentru a transmite eforturile din tălpile grinzii la inima sau inimile stâlpului. Aceste rigidizări vor avea grosimea cel puțin egală cu grosimea tălpii grinzii sau a eclisei de pe talpa grinzii.

(7) Prinderea rigidizărilor de continuitate de tălpile stâlpului se va face cu sudură în adâncime cu pătrunderea completă sau cu suduri în relief pe ambele fețe. Îmbinările sudate vor avea capacitatea de rezistență egală cu minimumul dintre:

- capacitatea de rezistență a rigidizărilor de continuitate;
- efortul maxim din tălpile grinzii.

(8) Prinderile rigidizărilor de continuitate de inima stâlpului vor avea rezistența capabilă cel puțin egală cu:

- rezistența capabilă a rigidizărilor de continuitate;
- efortul efectiv care este transmis de rigidizare.

(9) În zona îmbinării grindă-stâlp, tălpile stâlpului vor fi legate lateral la nivelul tălpii superioare a grinzilor. Fiecare rezemare laterală va fi proiectată la o forță egală cu $0,02f_y t_f b$ (t_f, b – dimensiunile tălpii grinzii).

(10) În planul cadrelor în care grinzile pot forma articulații plastice, zveltețea stâlpului se limitează la:

$$0,7\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,7\lambda_e \quad (\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}) \quad (6.10)$$

(11) În planul în care nu se pot forma articulații plastice în grinzi, zveltețea stâlpului se limitează la:

$$1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3\lambda_e \quad (6.11)$$

6.6.4. Îmbinările grindă-stâlp

(1) Dacă structura este proiectată să disipeze energia în grinzi, îmbinările grinzilor cu stâlpii trebuie să fie proiectate astfel încât să lucreze în domeniul elastic pe toată

durata de acțiune a seismului, în funcție de momentul capabil $M_{pl,Rd}$ și de forța tăietoare ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) evaluate conform 6.6.2.

(2) Capacitatea de rotire totală a nodului grindă-stâlp θ trebuie să fie cel puțin egală cu 0,04 rad, pentru structurile din clasa de ductilitate DCH, respectiv 0,03 rad pentru cele din clasa DCM.

Capacitatea de rotire totală θ trebuie să fie asigurată la încărcări ciclice, fără degradări ale rezistenței și rigidității mai mari de 20%. Această cerință este valabilă indiferent de amplasarea zonelor disipative luate în considerare la proiectare.

$$\theta = \frac{\delta}{0,5L} \quad (6.12)$$

unde δ și L sunt săgeata grinzii la mijlocul deschiderii și, respectiv, deschiderea grinzii (Figura 6.3).

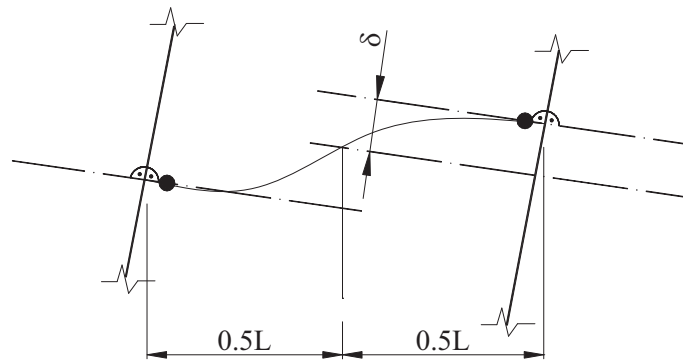


Figura 6.3. Săgeata δ la mijlocul grinzii luată în considerare pentru calculul rotirii θ

6.6.5. Îmbinările de continuitate ale stâlpilor

(1) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor amplasa la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referință.

6.7. Cadre contravântuite centric

6.7.1. Criterii de proiectare

(1) Cadrele contravântuite centric trebuie proiectate astfel încât plasticizarea diagonalelor întinse să se producă înainte de formarea articulațiilor plastice sau de pierderea stabilității generale în grinzi și stâlpi. Îmbinările vor fi verificate în conformitate cu prevederile de la 6.5.5.

(2) Diagonalele contravântuirilor trebuie amplasate astfel încât structura să aibă deplasări laterale relative cu valori apropiate, la fiecare nivel și pe orice direcție contravântuită.

(3) În acest scop, la fiecare etaj trebuie respectate următoarele reguli:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.13)$$

în care A^+ și A^- sunt ariile proiecțiilor horizontale ale secțiunilor transversale ale diagonalelor întinse, când acțiunea seismică orizontală are sensuri diferite (Figura 6.4).

6.7.2. Particularități de calcul

- (1) Încărcările gravitaționale, se consideră preluate numai de grinzi și stâlpi, fără a se ține cont de elementele de contravântuire.
- (2) Sub acțiunea seismică, într-un calcul static liniar (calcul în domeniul elastic) se consideră că:
 - la cadre cu contravântuiri în X sau alternante (la care diagonalele întinse și cele comprimate nu se intersectează, vezi Figura 6.4), se iau în considerare numai diagonalele întinse;
 - la cadre cu contravântuiri în V, se iau în considerare atât diagonalele întinse cât și cele comprimate.

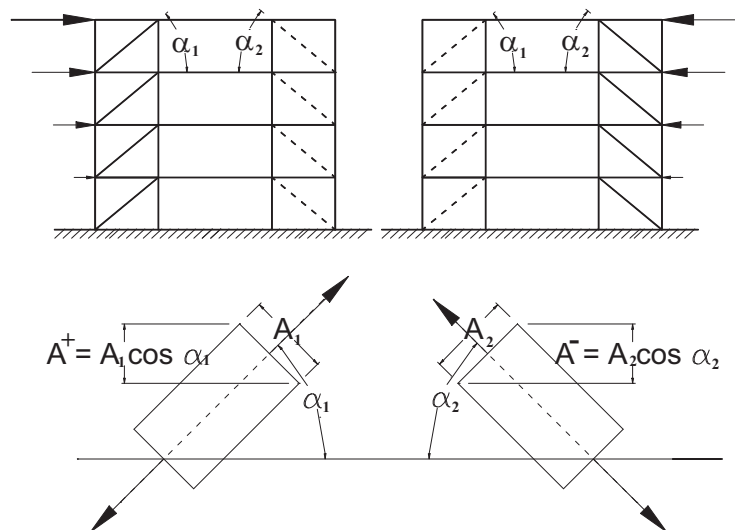


Figura 6.4. Exemple de aplicare a prevederilor de la 6.7.1.(2)

- (3) Cadrele contravântuite în X pe două nivele se asimilează cadrelor cu contravântuiri în X pe un nivel.
- (4) Performanța seismică a cadrelor cu contravântuiri dezvoltate pe mai multe nivele trebuie verificată printr-un calcul static sau dinamic neliniar.
- (5) Luarea în considerare a ambelor tipuri de diagonale, întinse și comprimate, în calculul oricăror tipuri de contravântuiri centrice este permisă, dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:
 - (a) se face un calcul static neliniar (biografic) sau un calcul dinamic neliniar (time history);
 - (b) discretizarea diagonalelor se face cu elemente finite care să modeleze flambajul diagonalelor comprimate;

6.7.3. Calculul diagonalelor

(1) La cadrele cu contravântuiri cu diagonale în X, valorile zvelteții adimensionale $\bar{\lambda}$ trebuie să fie cuprinse în intervalul: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ ($1,3\lambda_e < \lambda \leq 2,0\lambda_e$).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

unde

N_{cr} forța critică de flambaj

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

L_{cr} lungimea de flambaj

Limita de 1,3 este stabilită pentru a evita supraîncărcarea stâlpilor în stadiul premergător atingerii forței critice de flambaj (când atât diagonalele comprimate cât și cele întinse sunt active).

La construcțiile cu până la două niveluri nu se aplică nici o limitare suplimentară pentru $\bar{\lambda}$ față de cele date în SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință.

(2) La cadrele contravântuite cu diagonale care lucrează la întindere dar nu sunt dispuse în X (vezi Tabelul 6.3 și Figura 6.4), zveltețea $\bar{\lambda}$ trebuie limitată la: $\bar{\lambda} \leq 2,0$ ($\lambda \leq 2,0\lambda_e$)

(3) La cadrele cu contravântuiri în V, zveltețea trebuie limitată la $\bar{\lambda} \leq 2,0$ ($\lambda \leq 2,0\lambda_e$)

(4) Rezistența plastică de proiectare a secțiunii transversale a diagonalelor $N_{pl,Rd}$ trebuie să îndeplinească condiția: $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.

(5) Pentru dimensionarea la compresiune a diagonalelor comprimate ale cadrelor cu contravântuiri în V se utilizează SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință.

(6) Îmbinările diagonalelor cu celelalte elemente ale structurii trebuie să satisfacă prevederile de la 6.5.5.

(7) Diagonalele vor avea clasa secțiunii conform Tabelului 6.4; suplețea cornierelor va fi mai mică decât $11,0 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

6.7.4. Calculul grinzilor și stâlpilor

(1) Stâlpii și grinzile se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinație de eforturi. Pentru verificările de rezistență și stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință. Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.14)$$

în care,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ efortul axial, respectiv momentul încovoietor, din stâlp sau grindă din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ efortul axial, respectiv moment încovoietor în grindă sau stâlp, din acțiunile seismice de proiectare;

Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural. Pentru cadrele cu contravântuiri centrice, $\Omega_T = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^N$

Ω^N este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calculată pentru diagonalele întinse ale sistemului de contravântuiri al cadrului. Valoarea lui Ω^N se calculează pentru fiecare direcție a structurii;

$N_{pl,Rd,i}$ este rezistența plastică la efort axial a diagonalei i ;

$N_{Ed,i}$ este efortul axial de proiectare în aceeași diagonală i , în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

Notă. Valoarea suprarezistenței Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiția $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenței din Anexa F.

(2) Diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1. În cazul în care nu se poate asigura o variație sub 25% a raportului Ω_i^N , mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota 2. În mod practic, valorile eforturilor N_{Ed} și M_{Ed} se obțin din gruparea seismică de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu Ω_T .

(3) La cadre cu contravântuiri în V, grinzile trebuie proiectate pentru a prelua:

- toate acțiunile neseismice, fără a se lua în considerare reazemul format de diagonale (numai în cazul contravântuirilor în V inversat);
- eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Aceste eforturi se calculează considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă și $0,3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată.

(4) La cadrele la care diagonalele nu se intersectează (Figura 6.4) se vor considera eforturile de întindere sau compresiune din stâlpi corespunzătoare eforturilor capabile la flambaj ale diagonalelor.

(5) În secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda va fi prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale capabile să preia fiecare o forță laterală egală cu $0,02b t_f f_y$.

(6) Zveltețea stâlpilor în planul contravântuit, se limitează la $1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3\lambda_e$.

(7) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8.

6.8. Cadre contravântuite excentric

6.8.1. Criterii de proiectare

- (1) Cadrele contravântuite excentric trebuie proiectate în așa fel încât barele disipative, elemente special amplasate în structură, să fie capabile să disipeze energia prin formarea de mecanisme plastice de încovoiere și/sau de forfecare.
- (2) Structura va fi astfel proiectată încât să se obțină o comportare de ansamblu omogenă, prin realizarea unor bare disipative cu caracteristici cât mai apropiate.
- (3) Regulile date în continuare sunt menite să asigure că formarea articulațiilor plastice (inclusiv efectele rezultate din consolidarea oțelului în articulațiile plastice) va avea loc în barele disipative, înainte de pierderea stabilității generale sau apariția articulațiilor plastice în alte elemente structurale (stâlpi, contravântuiri, grinzi adiacente barelor disipative).
- (4) Barele disipative pot fi orizontale sau verticale (vezi structurile din tabelul 6.3).

6.8.2. Calculul barelor disipative

- (1) Inima unei bare disipative trebuie să fie realizată dintr-un singur element (fără plăci de dublare) fără găuri.
- (2) Barele disipative sunt clasificate în 3 categorii în funcție de tipul mecanismului plastic dezvoltat:
 - bare disipative scurte, care disipează energia prin plasticizarea barei din forță tăietoare (eforturi principale);
 - bare disipative lungi, care disipează energia prin plasticizarea secțiunii din moment încovoietor;
 - bare disipative intermediare, la care plasticizarea secțiunii este produsă de moment încovoietor și forță tăietoare;
- (3) Pentru secțiunile dublu T, sunt folosiți următorii parametri pentru a defini eforturile capabile plastice (Figura 6.5):

$$M_{pl,link} = \frac{f_y b t_f (h - t_f)}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

$$V_{pl,link} = \frac{(f_y / \sqrt{3}) t_w (h - t_f)}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

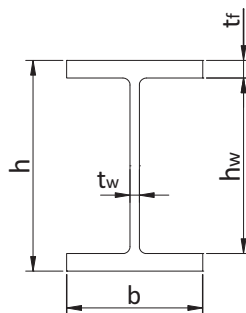


Figura 6.5. Notații pentru bara disipativă cu secțiune dublu T

(4) Dacă $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ la ambele capete ale barei disipative vor fi satisfăcute condițiile:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,link} \quad (6.17)$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,link} \quad (6.18)$$

în care,

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} sunt eforturile de proiectare (forța axială, momentul încovoietor și forța tăietoare), la ambele capete ale barei disipative.

(5) Dacă $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$, în relațiile (6.17) și (6.18) trebuie folosite următoarele valori reduse $V_{pl,link,r}$ și $M_{pl,link,r}$ în locul valorilor $V_{pl,link}$ și $M_{pl,link}$:

$$V_{pl,link,r} = V_{pl,link} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad (6.19)$$

$$M_{pl,link,r} = 1,18 M_{pl,link} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad (6.20)$$

(6) Dacă $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$ lungimea barei disipative e , trebuie să satisfacă relația (6.21) dacă $R < 0,3$ și relația (6.22) dacă $R \geq 0,3$:

$$e \leq 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \quad (6.21)$$

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \quad (6.22)$$

coeficientul R având expresia:

$$R = N_{Ed} t_w \frac{d - 2t_f}{V_{Ed} A}$$

în care A este aria brută a barei disipative

(7) Lungimile e care definesc tipul barei disipative cu secțiune dublu T simetrice se stabilesc după cum urmează (Figura 6.6, a):

$$\text{dacă } e < 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \text{ - bara disipativă este scurtă} \quad (6.23)$$

$$\text{dacă } e > 3,0 M_{pl,link} / V_{pl,link} \text{ - bara disipativă este lungă} \quad (6.24)$$

$$\text{dacă } 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \leq e \leq 3,0 M_{pl,link} / V_{pl,link} \text{ - bara disipativă este intermediară} \quad (6.25)$$

(8) Când se formează o singură articulație plastică la unul din capetele barei disipative (Figura 6.6, b), lungimile e care definesc tipurile de bare disipative cu secțiune dublu T sunt:

$$e < 0,8 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link} \text{ - bare disipative scurte} \quad (6.26)$$

$$e > 1,5 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link} \text{ - bare disipative lungi} \quad (6.27)$$

$$0,8 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link} \leq e \leq 1,5 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link} \text{ - bare disipative intermediare} \quad (6.28)$$

în care,

$$\alpha = \frac{|M_{Ed,A}|}{|M_{Ed,B}|} < 1,0$$

$$|M_{Ed,A}| < |M_{Ed,B}|$$

$M_{Ed,A}$ și $M_{Ed,B}$ sunt momentele încovoietoare la capetele barei disipative produse de acțiunea seismică

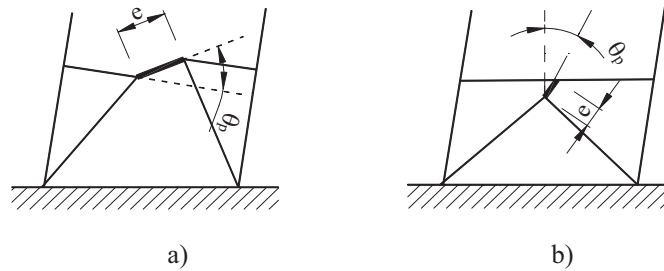


Figura 6.6. Configurații de cadre contravântuite excentric cu (a) momente egale la capetele barei disipative sau (b) momente inegale la capetele barei disipative.

(9) Unghiul de rotație inelastică al barei disipative θ_p (definit în Figura 6.7), format între bara disipativă și elementul din afara acesteia, rezultat în urma unui calcul neliniar, se va limita la:

- $\theta_p \leq 0,08$ radiani pentru barele disipative scurte;
- $\theta_p \leq 0,02$ radiani pentru barele disipative lungi;
- θ_p va avea o valoare determinată prin interpolare liniară între valorile de mai sus, pentru barele disipative intermediare.

(10) La capetele barei disipative, în dreptul contravântuirii, se vor prevedea rigidizări pe toată înălțimea inimii pe ambele fețe ale acesteia. Rigidizările trebuie să aibă o lățime însumată de cel puțin $(b - 2t_w)$ și grosimea $t_{st} \geq 0,75t_w$, respectiv $t_{st} \geq 10$ mm.

(11) Barele disipative trebuie prevăzute cu rigidizări ale inimii, după cum urmează (vezi Anexa F.3):

(a) Barele disipative scurte trebuie să fie prevăzute cu rigidizări intermediare amplasate pe inimă la distanțe a care trebuie să respecte condițiile:

- $a \leq (30 t_w - h_w/5)$ pentru $\theta_p = 0,08$ rad
- $a \leq (52 t_w - h_w/5)$ pentru $\theta_p \leq 0,02$ rad

Pentru $0,02\text{rad} < \theta_p < 0,08\text{rad}$, a se determină prin interpolare liniară.

(b) Barele disipative lungi trebuie să fie prevăzute cu rigidizări pe ambele fețe ale inimii, amplasate la distanța de $1,5b$ de fiecare capăt al barei disipative (rigidizări ce delimitează zonele potențial plastice).

(c) Barele disipative intermediare, trebuie să fie prevăzute cu rigidizări ale inimii care să întrunească cerințele de la a) și b) de mai sus.

(d) Nu sunt necesare rigidizări intermediare pe inima barelor disipative cu o lungime mai mare de $5M_{pl,link} / V_{pl,link}$.

(e) Rigidizările inimii trebuie să se prevadă pe toată înălțimea acesteia. La barele disipative cu o înălțime mai mică de 600 mm, rigidizările se pot prevedea numai pe o singură parte a inimii, alternativ.

Grosimea t_{st} a rigidizării va fi $t_{st} \geq t_w$ și $t_{st} \geq 10mm$, iar lățimea rigidizării $b_{st} \geq b/2 - t_w$.

(12) Sudurile în relief ale rigidizărilor de inima barei disipative trebuie să aibă rezistența mai mare sau egală cu $\gamma_{ov} f_y A_{st}$, unde $A_{st} = t_{st} b_{st}$ este aria secțiunii rigidizării. Rezistența sudurilor în relief dintre rigidizare și tălpi trebuie să fie mai mare sau egală cu $\gamma_{ov} f_y A_{st}/4$.

(13) La capetele barei disipative, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, trebuie prevăzute legături laterale, având o rezistență la compresiune mai mare sau egală cu $0,06 f_y b t_f$ (b, t_f – dimensiunile secțiunii tălpii barei disipative).

(14) Barele disipative vor avea clasa 1 de secțiune. Pentru barele disipative scurte ($e \leq 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link}$) se permite utilizarea unor secțiuni cu tălpi de clasă 2.

6.8.3. Elementele nedisipative

(1) Elementele nedisipative: stâlpii, contravântuirile și segmentele grinzilor situate în afara barelor disipative se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinație de eforturi. Pentru verificările de rezistență și stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință. Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \Omega_T V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.29)$$

în care,

$N_{Ed,G}, M_{Ed,G}, V_{Ed,G}$ sunt eforturile de proiectare, respectiv forța axială, moment încovoietor și forța tăietoare, din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$N_{Ed,E}, M_{Ed,E}, V_{Ed,E}$ efortul axial, momentul încovoietor și forța tăietoare în stâlp din acțiunea seismică de proiectare.

Ω_T este valoarea suprazistenței sistemului structural, unde:

- pentru cadrele contravântuite excentric cu bare disipative scurte;

$$\Omega_T = 1,5 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^V$$

Ω^V pentru bare disipative scurte este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^V = V_{pl,link,i} / V_{Ed,i}$ calculată pentru toate barele disipative scurte.

Valoarea lui Ω^V se calculează pentru fiecare direcție a structurii.

- pentru cadrele contravântuite excentric cu bare disipative intermediare și lungi

$$\Omega_T = 1,5 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M$$

Ω^M pentru bare disipative intermediare și lungi este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^M = M_{pl,link,i} / M_{Ed,i}$ calculată pentru toate barele disipative. Valoarea lui Ω^M se calculează pentru fiecare direcție a structurii.

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$ sunt valorile de proiectare ale forței tăietoare și momentului încovoietor în bara disipativă "i", în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$V_{pl,link,i}$, $M_{pl,link,i}$ sunt rezistențele plastice de proiectare din forță tăietoare și din moment încovoietor, în bara disipativă "i" conform 6.8.2(3).

Nota 1. Valoarea suprazistenței Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiția $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprazistenței din Anexa F.

Nota 2. Atunci când bara disipativă și grinda care o conține sunt confecționate dintr-o singură bară, eforturile din segmentul de grindă situat în afara barei disipative se pot determina conform relațiilor (6.29) folosind $\gamma_{ov} = 1,0$.

(2) Diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1. În cazul în care nu se poate asigura o variație sub 25% a raportului Ω_i , mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota 2. În mod practic valorile eforturilor N_{Ed} , M_{Ed} și V_{Ed} se obțin din gruparea seismică de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu Ω_T .

(3) Zveltețea stâlpilor, în planul contravântuirii, se limitează la $1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3 \lambda_e$.

(4) Pentru verificarea la pierderea stabilității locale a inimilor grinzilor adiacente barei disipative se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință.

(5) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referință.

6.8.4. Îmbinările barelor disipative

(1) Îmbinările barelor disipative sau ale elementelor care conțin bare disipative trebuie proiectate luând în considerare rezerva de rezistență a secțiunii Ω_T (vezi 6.8.3(1)) și sporul probabil al limitei de curgere a materialului exprimat prin γ_{ov} (vezi 6.1.3).

$$E_d \geq E_{d,G} + \Omega_T E_{d,E}$$

în care,

$E_{d,G}$ solicitarea îmbinării produsă de încărcările neseismice din gruparea care include acțiunea seismică;

$E_{d,E}$ solicitarea îmbinării produsă de acțiunea seismică;

Ω_T suprazistența sistemului structural, conform 6.8.3(1).

6.9. Reguli de proiectare pentru structuri de tip pendul inversat

- (1) La structurile de tip pendul inversat (definite la 6.3.1(d)), stâlpii vor fi verificați la compresiune și încovoiere, luând în considerare cea mai defavorabilă combinație de eforturi axiale și momente încovoietoare.
- (2) La verificări se vor folosi eforturile N_{Ed} , M_{Ed} și V_{Ed} calculate conform 6.6.3
- (3) Coeficientul de zveltețe al stâlpilor trebuie limitat la $\bar{\lambda} \leq 1,5$.
- (4) Coeficientul de sensibilitate la deplasarea relativă de nivel θ definit la 4.6.2.2(2) trebuie limitat la $\theta \leq 0,2$.

6.10. Reguli de proiectare pentru structurile din oțel cu nuclee sau pereți din beton armat și pentru structuri duale

6.10.1. Structuri cu nuclee sau pereți din beton armat

- (1) Pentru verificarea elementelor din oțel se vor respecta prevederile prezentului capitol și se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință. Elementele de beton vor fi proiectate conform capitolului 5.
- (2) Elementele la care există o interacțiune între metal și beton, trebuie verificate conform capitolului 7.

6.10.2. Structuri duale

- (1) Structurile duale cu cadre necontravântuite și cadre contravântuite lucrând în aceeași direcție, trebuie proiectate folosind un singur factor q . Forțele orizontale trebuie distribuite între diferitele cadre proporțional cu rigiditatea lor elastică.
- (2) Cadrele necontravântuite, situate pe direcția contravântuită a clădirii, vor fi astfel proiectate încât să poată prelua cel puțin 25% din acțiunea seismică de calcul, în ipoteza în care cadrele contravântuite au ieșit din lucru.

Notă: Dacă această prevedere nu este satisfăcută, structura trebuie considerată cadru contravântuit (centric sau excentric) și se proiectează conform prevederilor 6.7, 6.8 respectiv 6.11.

- (3) Cadrele necontravântuite și cadrele contravântuite vor respecta prevederile 6.6, 6.7, 6.8 și 6.11.

6.11. Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

6.11.1. Criterii de proiectare

- (1) Contravântuirile cu flambaj împiedicat (BRB) sunt elemente disipative care sunt calculate să dezvolte deformații plastice semnificative atunci când sunt supuse acțiunii seismice de calcul. Contravântuirile sunt realizate dintr-un miez din oțel introdus într-un sistem care împiedică flambajul miezului (vezi Figura 6.7).
- (2) Cadrele cu contravântuiri cu flambaj împiedicat trebuie proiectate astfel încât plasticizarea contravântuirilor să se producă înainte de formarea articulațiilor plastice sau de pierderea stabilității generale în grinzi și stâlpi.

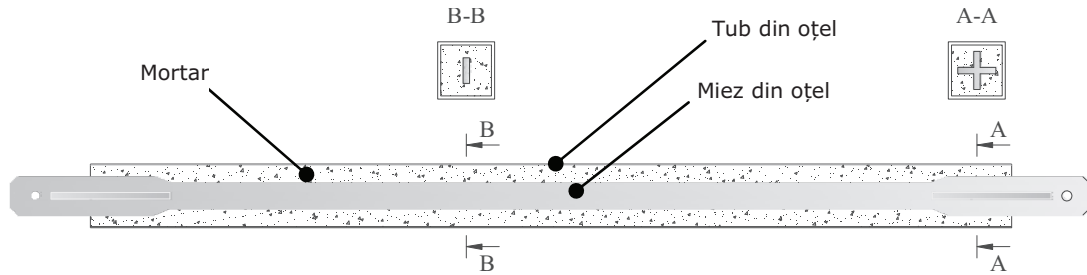


Figura 6.7. Alcătuirea de principiu a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat.

6.11.2. Rezistența contravântuirii

(1) Prinderile contravântuirii și elementele adiacente se calculează folosind capacitatea corectată a contravântuirii la compresiune și întindere. Aceste capacități corectate se determină pe baza datelor din încercările experimentale.

(2) Capacitatea corectată la compresiune se calculează cu relația:

$$P_{\max} = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A$$

unde:

β – factorul de corecție a capacității la compresiune;

ω – factorul de corecție datorat consolidării.

(3) Capacitatea corectată la întindere se calculează cu relația (vezi Figura 6.8):

$$T_{\max} = \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A$$

Notă: În cazul în care se efectuează încercări la tracțiune pe fiecare lot de material folosit la fabricarea miezului contravântuirilor, produsul $\gamma_{ov} f_y$ poate fi înlocuit cu valoarea maximă a limitei de curgere determinată experimental, $f_{y,max}$, vezi 6.2(5)-c.

(4) Factorul de corecție a capacității la compresiune, β , se calculează ca raport între forța maximă de compresiune, P_{\max} și forța maximă de întindere, T_{\max} a specimenului încercat experimental pentru deformația de calcul Δ_{bm} (vezi Figura 6.8). În calcul se va adopta valoarea maximă obținută din cele două încercări cerute. Valoarea factorului β trebuie să fie cuprinsă între 1 și 1,3.

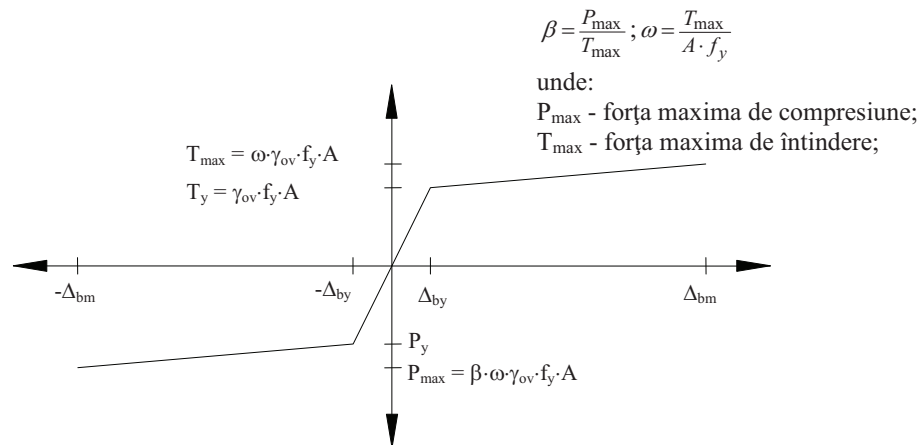


Figura 6.8. Diagrama forță - deformație pentru contravântuire.

(5) Factorul de corecție datorat consolidării, ω , se calculează ca raport între forța maximă de întindere a specimenului încercat experimental la deformația de calcul Δ_{bm} și forța de curgere (vezi Figura 6.8). În calcul se adoptă valoarea maximă obținută din cele două încercări cerute. Atunci când materialul din miezul încercat experimental diferă de cel din prototip, ω se calculează pe baza încercării la întindere pe materialul din prototip.

6.11.3. Particularități de calcul

- (1) Încărcările gravitaționale, se consideră preluate numai de grinzi și stâlpi, fără a se ține cont de elementele de contravântuire.
- (2) Contravântuirile în V și cele în V întors vor respecta următoarele cerințe:
 - (a) Capacitatea portantă a grinzilor care intersectează contravântuirile, îmbinările lor și elementele adiacente vor fi calculate în ipoteza că diagonalele nu contribuie la preluarea încărcărilor gravitaționale. Pentru combinațiile care includ acțiunea seismică, efectul contravântuirii asupra grinzii, exprimat printr-o forță verticală și una orizontală, se determină pe baza rezistenței corectate la întindere și compresiune.
 - (b) Grinzile vor fi continue între stâlpi. Ambele tălpi ale grinzii vor fi prinse lateral. Se vor dispune legături laterale în dreptul punctului de intersecție cu contravântuirile în V (sau V întors), în afara de cazul când grinda are o rigiditate în afara planului care să îi asigure stabilitatea între secțiunile cu legături laterale.

6.11.4. Calculul contravântuirilor

(1) Miezul din oțel trebuie calculat să reziste la forța axială dezvoltată în contravântuire. Valoarea de calcul a rezistenței contravântuirii la efort axial de întindere sau compresiune, N_{Rd} , se determină cu relația următoare:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

unde:

- A aria secțiunii transversale a miezului din oțel
 f_y limita de curgere nominală a oțelului din miez.
 γ_{M0} coeficientul parțial de siguranță.

Notă: în cazul în care se efectuează încercări la tracțiune pe fiecare lot de material folosit la fabricarea miezului contravântuirilor, valoarea nominală a limitei de curgere f_y poate fi înlocuită cu cea determinată din încercări, $f_{y,max}$.

- (2) Nu sunt permise îmbinări de continuitate pe lungimea miezului din oțel.
- (3) Oțelul trebuie să satisfacă cerințele minime referitoare la energia de rupere (vezi tabelul 6.2).
- (4) Contravântuirile împiedicate la flambaj trebuie proiectate, executate și încercate experimental pentru a fi capabile să dezvolte deformațiile produse sub acțiunea seismică de calcul. Aceste deformații corespund dublului deplasării relative de nivel de calcul la ULS, dar nu mai puțin de 0.02 din înălțimea de etaj. Sistemul de prevenire a flambajului nu va flamba el însuși până la deformații egale cu de două ori valoarea de calcul a deplasării relative de nivel.

(5) Conformitatea contravântuirilor se bazează pe efectuarea de încercări experimentale realizate pe baza prevederilor din SR EN 15129. Încercările constau în încercări tip inițiale (încercări de validare) și încercări de control al producției în fabrică. Sunt acceptate în calcul atât rezultatele obținute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât și rezultatele încercărilor experimentale prezentate în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare.

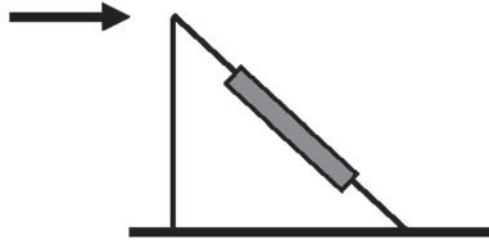


Figura 6.9. Schema subansamblului pentru încercarea experimentală

6.11.5. Grinzile și stâlpii

(1) Stâlpii și grinzile se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinație de eforturi. Pentru verificările de rezistență și stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referință. Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare corespund atingerii rezistenței corectate la întindere și compresiune în contravântuiri și se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \Omega_T V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.30)$$

în care,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sunt eforturile de proiectare, respectiv forța axială, moment încovoietor și forța tăietoare, din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ efortul axial, momentul încovoietor și forța tăietoare în stâlp din acțiunea seismică de proiectare.

Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural. Pentru cadrele cu contravântuiri împiedicate la flambaj: $\Omega_T = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^N$

Ω^N este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calculată pentru contravântuirile cadrului. Valoarea lui Ω^N se calculează pentru fiecare direcție a structurii;

$N_{pl,Rd,i}$ este rezistența plastică la efort axial a diagonalei i ;

$N_{Ed,i}$ este efortul axial de proiectare în aceeași diagonală " i ", în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

Notă. Valoarea suprarezistenței Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiția $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenței din Anexa F.

(2) Diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1: În cazul în care nu se poate asigura o variație sub 25% a raportului Ω_i^N , mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota2: În mod practic, valorile eforturilor N_{Ed} , M_{Ed} și V_{Ed} se obțin din gruparea seismică de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu Ω_T .

(3) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referință.

6.11.6. Îmbinările contravântuirilor

(1) Îmbinările contravântuirilor trebuie să fie dimensionate astfel încât să nu se plasticizeze la o forță corespunzătoare curgerii miezului din oțel.

(2) Îmbinările contravântuirilor trebuie dimensionate la forța axială maximă de compresiune care se poate dezvolta în contravântuire (vezi 6.11.2), majorată cu un factor egal cu 1,1:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A$$

Notă: în cazul în care se efectuează încercări la tracțiune pe fiecare lot de material folosit la fabricarea miezului contravântuirilor, produsul $\gamma_{ov} f_y$ poate fi înlocuit cu valoarea maximă a limitei de curgere determinată experimental, $f_{y,max}$, vezi 6.2(5)(c).

(3) Calculul îmbinării trebuie să ia în considerare flambajul local și global. Acest lucru se poate face prin calculul guseului îmbinării la o forță transversală similară cu cea dezvoltată în timpul încercării sau prin dispunerea unor rigidizări sau contrafișe pe guseu sau pe contravântuire.

6.11.7. Îmbinările grindă-stâlp

(1) Acolo unde contravântuirea se prinde de ambele elemente ale unei îmbinări grindă stâlp, îmbinarea poate fi articulată sau rigidă și trebuie să îndeplinească una din următoarele condiții:

- (a) Atunci când se realizează articulată, îmbinarea trebuie să permită dezvoltarea unei rotiri de 0,025 rad.
- (b) Atunci când se realizează rigidă, îmbinarea trebuie realizată ca și îmbinare nedisipativă conform prevederilor de la 6.5.5.

6.12. Controlul execuției

(1) Controlul execuției trebuie să asigure că structura reală corespunde celei proiectate.

(2) În acest scop, pe lângă prevederile din SR EN 1090-2 și din reglementările tehnice în vigoare privind calitatea îmbinărilor sudate din oțel ale construcțiilor, trebuie satisfăcute următoarele cerințe:

- (a) Desenele elaborate pentru execuție și montaj trebuie să indice detaliile îmbinărilor, mărimea și calitatea șuruburilor și sudurilor precum și marca oțelului. Pe desene va fi notată limita de curgere maximă admisă a oțelului $f_{y,max}$ ce poate să fie utilizată de fabricant în zonele disipative;
 - (b) Trebuie controlată respectarea prevederilor din 6.2(1)-6.2(5);
 - (c) Controlul strângerii șuruburilor și calitatea sudurilor trebuie să se realizeze în conformitate cu prevederile normelor de la 6.1.1(4)
 - (d) În timpul execuției, se va verifica dacă limita de curgere a oțelului folosit în barele și zonele disipative este cea indicată în proiect. În mod excepțional, se acceptă o depășire de maxim 10% a valorii $f_{y,max}$ înscrisă pe desene.
- (3) Atunci când una din condițiile de mai sus nu este satisfăcută, trebuie elaborate soluții de remediere a deficiențelor pentru îndeplinirea cerințelor din prezentul cod și asigurarea unui nivel corespunzător al siguranței structurii.

7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE

7.1. Generalități

7.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

(1) Prevederile din acest capitol se referă la proiectarea structurilor compozite oțel laminat - beton armat solicitate la acțiunea seismică. Structurile compozite sunt structurile alcătuite din elemente compozite la care conlucrarea între betonul armat și otelul laminat se manifestă la nivel de secțiune. Într-o secțiune compozită, componentele de oțel laminat pot fi neînglobate, parțial sau total înglobate în beton armat (secțiuni din beton armat cu armătura rigidă - BAR).

În cadrul acestui capitol se fac referiri și la structurile hibride. Aceste structuri sunt alcătuite din elemente sau subsisteme din materiale diferite care conlucrează între ele în cadrul structurii hibride de exemplu stâlpi de beton armat și grinzi de oțel.

(2) Regulile din acest capitol sunt complementare prevederilor din standardele din seria SR EN 1994-1-1, indicate la capitolul 1.5

(3) Dacă pentru anumite situații, nu se dau precizări specifice în acest capitol, se pot aplica, după caz, prevederile pentru construcțiile de beton armat din capitolul 5 sau pentru construcțiile de oțel din capitolul 6 cuprinse în prezentul cod, precum și din standardele din seria SR EN 1992-1-1, respectiv SR EN 1993-1-1.

7.1.2. Principii de proiectare

(1) Structurile compozite rezistente la acțiunea seismică vor fi proiectate în concordanță cu următoarele concepte privind răspunsul seismic al structurilor:

- (a) răspuns structural disipativ al structurii
- (b) răspuns structural slab disipativ al structurii

(2) În cazul (a), comportarea structurală se caracterizează prin dezvoltarea deformațiilor neliniare în anumite zone ale structurii numite zone disipative. Factorul de comportare q va avea în acest caz valori mai mari decât 1.5-2.0 și va depinde de tipul structurii compozite.

(3) Prevederile de proiectare pentru structurile disipative compozite urmăresc mobilizarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice.

(4) În proiectarea structurilor disipative compozite, se definesc două clase de ductilitate: DCM – clasa de ductilitate medie și DCH – clasa de ductilitate înaltă. Ele corespund unei anumite capacități de disipare a energiei prin mecanisme structurale neliniare. O structură încadrată într-o clasă de ductilitate trebuie să respecte anumite condiții referitoare la: tipul structurii, calculul capacității de rezistență, clasa secțiunilor de oțel, capacitatea de rotire a articulațiilor plastice și detaliile constructive prevăzute în capitolele 5, 6 și 7 din prezentul cod.

(5) În cazul (b) structura va avea un răspuns în domeniul cvasi-elastic. Clasa de ductilitate este în această situație DCL – clasa de ductilitate joasă. Aceste tipuri de structuri compozite nu sunt permise decât în zone seismice caracterizate de valori ale accelerației terenului $a_g \leq 0,10g$. Capacitatea de rezistență a elementelor și a îmbinărilor

în acest caz se va evalua conform SR EN 1992-1-1, SR EN 1993-1-1 și SR EN 1994-1-1, fără alte condiții suplimentare.

(6) În tabelul 7.1 sunt date clasele de ductilitate ale structurilor compozite și valorile maxime ale factorilor de comportare corespunzători:

Tabelul 7.1 Clase de ductilitate și valori maxime ale factorilor de comportare corespunzători

Conceptul de proiectare	Factorul de comportare q	Clasa de ductilitate
Structură cu disipare mare	$q \geq 4$	DCH – înaltă
Structură cu disipare medie	$1,5-2 < q < 4$	DCM -medie
Structură slab disipativă	$q=1,5-2$	DCL -joasă

(7) În cazul structurilor hibride se recomandă soluții care să nu conducă la variații bruște de rezistență și rigiditate pe verticală.

7.2. Materiale

7.2.1. Beton

(1) În structurile compozite se vor utiliza betoane de clasă cel puțin C20/25. Prevederile din prezentul cod se aplică la clase de beton de până la C40/50.

(2) Valorile de proiectare ale rezistențelor și deformațiilor specifice ale betonului sunt date în SR EN 1992-1-1 ca document normativ de referință.

7.2.2. Armătura din oțel

(1) Pentru valorile de proiectare ale rezistențelor și deformațiilor specifice ale armăturii din oțel beton utilizată în zonele disipative și în zonele puternic solicitate ale structurilor nedisipative, se va utiliza SR EN 1992-1-1 ca document normativ de referință împreună cu condițiile date în capitolul 5 din prezentul cod.

(2) Elementele structurale se armează numai cu bare de oțel profilat. Fac excepție etrierii și agrafele pentru armarea transversală care se pot realiza din bare neprofilate.

(3) În zonele disipative pentru clasa de ductilitate DCH se vor folosi numai bare de oțel cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puțin 7,5% (oțeluri din clasa C).

(4) Pentru clasa de ductilitate DCM oțelul de armare utilizat pentru zonele disipative va fi din clasa B sau C (conform SR EN 1992-1-1).

(5) Plasele sudate de oțel neductil se vor folosi în zonele disipative numai dacă sunt dublate de o armatură ductilă sau dacă armăturile neductile sunt solicitate sub limita convențională de curgere.

7.2.3. Oțelul structural (rigid)

(1) Condițiile impuse oțelului structural (rigid) utilizat la structurile compozite rezistente la acțiuni seismice sunt cele prevăzute în capitolul 6, în afara regulilor din prezentul capitol.

7.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

7.3.1. Tipuri de structuri

(1) Structurile compozite se clasifică în funcție de alcătuirea și de comportarea lor la acțiuni seismice astfel:

- (a) **Cadre necontravântuite.** Cadrele pot fi realizate în soluție compozită cu grinzi și stâlpi compoziti sau în soluție hibridă alcătuite de exemplu cu stâlpi de beton armat și grinzi de oțel sau compozite.
- (b) **Cadre contravântuite.** Contravântuirile cadrelor compozite sau hibride se pot realiza în soluție compozită sau de oțel. Cadrele pot avea:
 - b1) contravântuiri centrice
 - b2) contravântuiri excentrice.
- (c) **Structuri de tip pendul inversat.** La aceste tipuri de structuri, zona disipativă se dezvoltă la baza unui singur element compozit vertical, iar cea mai mare parte din masă se concentrează la partea superioară a structurii.
- (d) **Structuri compozite cu pereți structurali compoziți.**
- (e) **Structuri compozite duale:** pereți și cadre compozite
- (f) **Structuri compozite sensibile la torsiune**

7.3.2. Factori de comportare

(1) Factorii de comportare q exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice a unui anumit tip de structură compozită. În condițiile în care sunt respectate criteriile de bună conformare date în prezentul cod se pot considera în calcul factori de comportare având valori maxime conform tabelului 7.2.

(2) Valorile factorului de comportare q date în tabelul 7.2 se vor reduce cu 20% dacă clădirea este neregulată în elevație conform capitolul 4.4.3.1(5).

(3) Pentru cazurile obișnuite se pot adopta valorile α_w/α_l date în tabelul 7.2

Se pot adopta pentru q valori mai mari decât cele date în tabelul 7.2 dacă raportul α_w/α_l se determină printr-un calcul static neliniar. Valoarea raportului α_w/α_l nu va depăși 1,6.

Tabelul 7.2 Valori maxime ale factorilor de comportare pentru structuri compozite

Tipuri de structuri compozite	Clasa de ductilitate		
	DCH	DCM	DCL
a) Cadre compozite fără contravântuiri și structuri duale:	$5\alpha_u/\alpha_1$	$4\alpha_u/\alpha_1$	2
a1) Cadre cu un nivel	$\alpha_u/\alpha_1=1,1$		
a2) Cadre cu o deschidere și mai multe niveluri și pereți cuplați	$\alpha_u/\alpha_1=1,2$		
a3) Cadre cu mai multe deschideri și niveluri	$\alpha_u/\alpha_1=1,3.$		
b) Cadre compozite contravântuite:			
b1) cu contravântuiri centrice	4	4	2
b2) cu contravântuiri excentrice $\alpha_u/\alpha_1 =1,2$	$5\alpha_u/\alpha_1$	4	2
c) Structuri de tip pendul invers	$2\alpha_u/\alpha_1$	2	1,5
c1) Zone disipative la baza stâlpilor $\alpha_u/\alpha_1 =1,0$			
d) Structuri cu pereți structurali compoziți	$4k_w\alpha_u/\alpha_1$	$3k_w\alpha_u/\alpha_1$	1,5
d1) pereți compoziți cu zone de capăt compozite și inima de beton armat,	$\alpha_u/\alpha_1 =1,1$		
d2) pereți compoziți sau de beton armat cuplați cu grinzi de oțel sau compozite	$\alpha_u/\alpha_1 =1,2$		
d3) pereți compoziți alcătuiți dintr-un panou de oțel înglobat în betonul armat al inimii peretelui, sudat de cadrul de înrămare de oțel sau de beton armat cu armătură rigidă	$\alpha_u/\alpha_1 =1,2$		
d4) pereți de beton armat cu armătură rigidă cu diagonale de oțel înglobate în betonul armat al inimii peretelui, cu bulbii și centurile armați cu armătură rigidă	$\alpha_u/\alpha_1=1,2$		
f) Structuri compozite sensibile la torsiune	3	2	1,5

k_w este coeficientul de formă al pereților determinat cu relațiile 5.2 și 5.3 din capitolul 5.

7.4. Acțiunea de diafragmă a planșeelor compozite

(1) Planșeele compozite trebuie să fie capabile să colecteze și să transmită, forțele seismice de proiectare la sistemele structurale verticale la care sunt conectate. Pentru proiectarea planșeelor compozite se va ține cont de prevederile din capitolul 4.4.4. Pentru verificările de rezistență ale planșeelor compozite ca diafragme orizontale, se vor utiliza forțele seismice asociate mecanismului structural de plastificare.

(2) Pentru ca plăcile compozite cu tablă cutată să îndeplinească rolul de diafragmă, vor avea o grosime minimă de 100 mm, iar grosimea minimă a stratului de beton de peste tabla cutată va fi de 50 mm.

(3) Conectorii dintre placă (compozită sau de beton armat) și grinzile de oțel se vor verifica la acțiunea combinată a încărcărilor gravitaționale și seismice. Relațiile pentru calcul conectorilor sunt date în SR EN 1994-1-1.

7.5. Proiectarea structurilor disipative compozite

7.5.1. Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite

(1) Zonele disipative se vor dirija prin proiectare, de regulă, către elementele structurale compozite cu potențial de răspuns neliniar favorabil, elemente la care fenomenul de curgere, flambajul local și alte fenomene asociate comportării neliniare alternante nu afectează stabilitatea generală a structurii. În zonele disipative trebuie să existe posibilitatea de intervenție post seism.

(2) Zonele disipative ale structurilor compozite vor fi înzestrate prin proiectare cu capacitate de rezistență și ductilitate adecvate. Capacitatea de rezistență se va determina conform SR EN 1994-1-1 sau conform prevederilor din acest cod. Ductilitatea va fi asigurată prin respectarea unor reguli de alcătuire constructivă și îndeplinirea unor condiții specifice.

(3) Zonele nedisipative, vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior față de zonele disipative pentru a se dirija dezvoltarea deformațiilor neliniare numai către zonele disipative.

7.6. Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite

7.6.1. Prevederi generale

(1) Cadrele compozite se vor proiecta astfel încât zonele disipative să fie dirijate la extremitățile grinzilor compozite. Se admit deformații neliniare în secțiunile de la baza stâlpilor și în secțiunile stâlpilor de partea superioară a ultimului nivel al cadrelor etajate în condițiile în care forța axială îndeplinește condiția impusă prin relația (7.9).

(2) Zonele disipative ale cadrelor compozite se vor înzestra prin proiectare cu o ductilitate adecvată.

(3) Nodurile grindă-stâlp vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative.

7.6.2. Calculul structural al cadrelor compozite

(1) Rigiditatea secțiunilor compozite având beton în zona comprimată se calculează pentru determinarea valorilor eforturilor sectionale prin transformarea lor în secțiuni echivalente, cu considerarea unui coeficient de echivalență

$$n = E_a / E_{cm}$$

unde E_a și E_{cm} sunt modulul de elasticitate al oțelului și respectiv modulul de elasticitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată.

(2) În calculul rigidității secțiunilor compozite, betonul întins se neglijează fiind fisurat.

(3) În cazul grinzilor compozite, se pot considera două rigidități la încovoiere: $E_a I_1$ pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lățimii efective de placă în zonă comprimată și $E_a I_2$ pentru zona de moment negativ cu considerarea armăturii din lățimea efectivă de placă întinsă. (pentru b_{eff} vezi tabelul 7.5), unde I_1 și I_2 sunt momentele de inerție ale secțiunilor echivalente de oțel în zona de moment pozitiv și respectiv negativ.

(4) Se poate realiza un calcul simplificat al rigidității grinzii considerând pentru întreaga grindă compozită un moment de inerție echivalent constant egal cu:

$$I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2 \quad (7.1)$$

(5) Pentru stâlpii compoziți, rigiditatea echivalentă se va calcula cu relația:

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + 0,5E_{cm}I_c + E_s I_s) \quad (7.2)$$

I_a , I_c , I_s , sunt momentele de inerție ale secțiunilor de armătură, de beton și respectiv de oțel rigid.

(6) Relațiile de calcul ale eforturilor de proiectare pentru impunerea mecanismului de disipare în cazul cadrelor compozite sunt cele date la 5.3.3 și în capitolul 6.

7.6.3. Suplețea pereților secțiunilor de oțel care alcătuiesc elementele compozite

(1) Ductilitatea elementelor compozite disipative solicitate la compresiune și încovoiere este condiționată de evitarea fenomenelor de instabilitate locală a elementelor de oțel. De aceea se impune limitarea supleței pereților secțiunilor de oțel. Zonele comprimate ale elementelor compozite cu secțiunea de oțel neînglobată în beton vor respecta condițiile de suplețe prevăzute în Anexa F a prezentului cod. În cazul zonelor disipative ale elementelor compozite cu secțiunea de oțel înglobată în beton, suplețea limită va fi cea dată în tabelul 7.3.

(2) Limitele c/t_f date în tabelul 7.3 pot fi mărite dacă sunt prevăzute detaliile speciale de conectare ale tălpilor prevăzute în paragraful 7.6.8.

7.6.4. Transferul de eforturi și deformații între oțel și beton

(1) Pentru manifestarea acțiunii compozite pe tot domeniul de solicitare, se va asigura transferul de eforturi și de deformații între componenta din oțel și componenta din beton armat prin aderență, frecare sau prin conectori. Atingerea valorilor de proiectare ale momentelor capabile la încovoiere cu forță axială și ale forței tăietoare capabile ale elementelor compozite este condiționată de asigurarea unei conlucrări eficiente între componenta din beton armat și cea din oțel.

(2) Pentru calculul valorii de proiectare a lunecării longitudinale capabile prin aderență și frecare τ_{Rd} între componentele de oțel și beton se vor folosi următoarele valori de proiectare ale efortului tangențial (valori din SR EN 1994-1-1 multiplicat cu 0.5).

- secțiuni de oțel total înglobate (acoperire minimă 100 mm) $0,33\text{N/mm}^2$
- tălpile profilelor parțial înglobate $0,1\text{N/mm}^2$
- inimile profilelor parțial înglobate -

- interiorul țevilor circulare umplute cu beton $0,275\text{N/mm}^2$
- interiorul țevilor rectangulare umplute cu beton $0,20\text{N/mm}^2$

Tabelul 7.3 Relația între factorul de comportare și limitele supleței pereților secțiunilor de oțel ale elementelor compozite

Clasa de ductilitate a structurii	DCH	DCM
Factorul de comportare q	$q \geq 4$	$1,5..2 < q < 4$
Tălpile secțiunilor I sau H parțial înglobate (c/t_f)	9ε	14ε
Secțiuni de țevi rectangulare umplute cu beton (h/t)	24ε	38ε
Secțiuni de țevi circulare umplute cu beton (d/t)	$80\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$
Tălpile secțiunilor I sau H ale elementelor BAR (c/t_f)	23ε	35ε
Inimile secțiunilor I sau H ale elementelor BAR sau parțial înglobate în beton (d/t_w)	96ε	150ε
Țevi rectangulare umplute și înglobate în beton (h/t)	72ε	100ε
Țevi circulare înglobate și umplute cu beton (d/t)	$150\varepsilon^2$	$180\varepsilon^2$
$\varepsilon = (235/f_y)^{0.5}$		

unde:

- c/t_f reprezintă raportul dintre lățimea aripii tălpii și grosimea ei,
- d/t_w raportul dintre înălțimea și grosimea inimii secțiunii din oțel,
- d/t raportul între dimensiunea exterioară maximă și grosimea peretelui țevii,
- f_y valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului (în N/mm^2).

(3) Valorile de proiectare ale forțelor de lunecare vor fi cele asociate mecanismului de disipare înmulțite cu un factor de suprazistență $\gamma_{Rd} = 1,2$

(4) În cazul grinzilor de oțel compozite cu placă de beton armat, se va neglija aderența între beton și talpa secțiunii din oțel, în preluarea eforturilor tangențiale, lunecarea fiind preluată în întregime de conectori.

(5) În cazul folosirii conectorilor ductili de tipul dornurilor cu cap, grinzile disipative vor avea între placa de beton armat și grinda de oțel conectare totală sau conectare parțială cu un grad de conectare mai mare de 0,8.

(6) În cazul în care se utilizează conectori neductili de tip rigid, conectarea între placă și grindă va fi totală.

(7) În calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile ale conectorilor în zonele disipative se va aplica un coeficient de reducere egal cu 0,75. Relațiile de calcul ale valorilor de proiectare ale eforturilor capabile ale conectorilor sunt date în SR EN 1994-1-1

(8) La stâlpii compoziți trebuie să se asigure repartizarea reacțiunilor verticale transmise de grinzi în noduri între componentele de beton armat și oțel, repartiție proporțională cu rigiditatea acestor componente.

(9) În cazul stâlpilor compoziți, dacă aderența și frecarea nu pot asigura integral transferul de eforturi tangențiale asociate mecanismului de disipare, prin depășirea valorilor de proiectare ale eforturilor tangențiale date la 7.6.4 (2), se vor dispune conectori care să asigure conectarea totală și preluarea forțelor de lunecare de proiectare.

7.6.5. Grinzi compozite

(1) În zonele disipative ale grinzilor compozite se vor verifica următoarele condiții:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0 \quad (7.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.4)$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,5 \quad (7.5)$$

unde:

M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} valorile de proiectare ale eforturilor secționale din grindă

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ valorile de proiectare ale eforturilor capabile plastice ale grinzii

(2) Pentru grinzi compozite se vor determina valorile eforturilor de proiectare V_{Ed} , M_{Ed} cu relațiile prevăzute în articolul 5.3.3.2.

(3) Valorile de proiectare ale eforturilor capabile ale grinzilor compozite se vor determina în conformitate cu prevederile din SR EN 1994-1-1.

7.6.5.1 Grinzi din oțel compozite cu plăci de beton armat

(1) Pentru asigurarea ductilității, în zonele disipative se va limita înălțimea relativă a zonei comprimate a betonului plăcii grinzii compozite x/h_b conform tabelului 7.4.

(2) În zonele disipative ale grinzilor compozite din apropierea nodului grindă - stâlp vor fi prevăzute în placă armături suplimentare. Dispunerea acestor bare este arătată în Figura 7.2, iar calculul lor este dat în Anexa G.

(3) Lățimea efectivă a plăcii b_{eff} (Figura 7.1) va avea valoarea:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (7.6)$$

Tabelul 7.4 Valori maxime ale înălțimii relative a zonei comprimate de beton x/h_b pentru asigurarea ductilității grinzilor din oțel compozite cu placă de beton armat

Clasa de ductilitate	q	f_y	$(x/h_b)_{max}$
DCH	$q \geq 4$	355	0,20
DCH	$q \geq 4$	235	0,27
DCM	$1,5 < q < 4$	355	0,27
DCM	$1,5 < q < 4$	235	0,36

unde:

h_b înălțimea totală a grinzii compozite

f_y valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului armăturii.

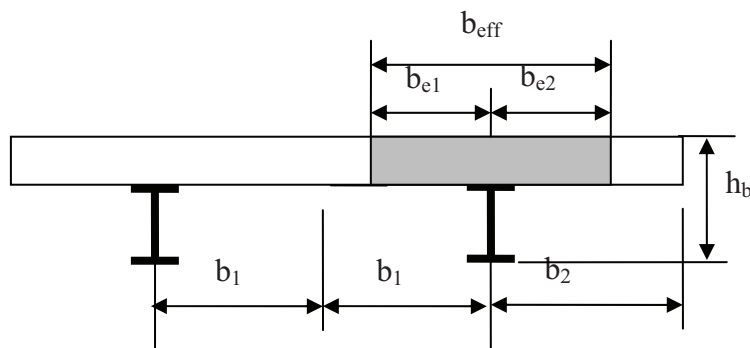


Figura 7.1. Definiția lățimilor efective b_e și b_{eff}

(4) Lățimile efective parțiale ale plăcii situate deoparte și de alta a axei grinzii, b_{e1} și respectiv b_{e2} utilizate pentru calculul momentelor capabile M_{Rd} și respectiv a rigiditatilor EI se vor determina conform tabelului 7.5. Aceste valori nu vor depăși jumătatea distanțelor între grinzi (b_1) și distanța până la marginea liberă a plăcii (b_2).

(5) Valorile date în tabel sunt valabile în condițiile în care în placă sunt prevăzute armăturile suplimentare din Figura 7.2.

Tabelul 7.5 Lățimea efectivă parțială a plăcii grinzilor compozite în zona nodurilor b_e

b_e	Condiții de alcătuire din zona nodului grindă- stâlp	b_e pentru calculul momentului capabil M_{Rd} (plastic)	b_e pentru calculul rigidității EI(elastic)
A.Stâlp interior	Există sau nu grindă transversală cu armătură suplimentară A_T și A_S	Pentru M^- : $0,1l$ Pentru M^+ : $0,075l$	Pentru M^- : $0,05l$ Pentru M^+ : $0,0375l$
B1. Stâlp exterior	Există o grindă marginală transversală rezemată pe stâlp în care se ancorează armăturile longitudinale ,cu conexiune totală cu placa și armături suplimentare în placă A_T și A_S ,	Pentru M^- : $0,1l$ Pentru M^+ : $0,075l$	
B2. Stâlp exterior	Există o fâșie de placă în consolă față de stâlp în care armăturile longitudinale se ancorează cu bucle și armături suplimentare	Pentru M^- : $0,1l$ Pentru M^+ : $b_c/2+0,7h_c/2$ sau $h_c/2+0,7b_c/2$	
B3. Stâlp exterior	Există un dispozitiv adițional fixat de talpa stâlpului cu o lățime b_{el} mai mare decât lățimea tălpii stâlpului b_c , iar armăturile longitudinale din placă nu sunt ancorate	Pentru M^- : 0 Pentru M^+ : $b_c/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$	Pentru M^- : 0 Pentru M^+ : $0,0375l$
B4. Stâlp exterior	Nu există element transversal sau armăturile longitudinale nu sunt ancorate de stâlp	Pentru M^- : 0 Pentru M^+ : $b_c/2$ sau $h_c/2$	Pentru M^- : 0 Pentru M^+ : $0,025l$

unde:

M, M^+ indică situațiile de calcul ale valorii lățimii efective parțiale de placă b_e (în zona de moment negativ și respectiv pozitiv). Pentru momentul negativ, betonul plăcii fiind fisurat, lățimea efectivă parțială de placă b_e cuprinde armăturile întinse care intervin în determinarea momentului capabil și a rigidității.

l deschiderea interax a grinzii.

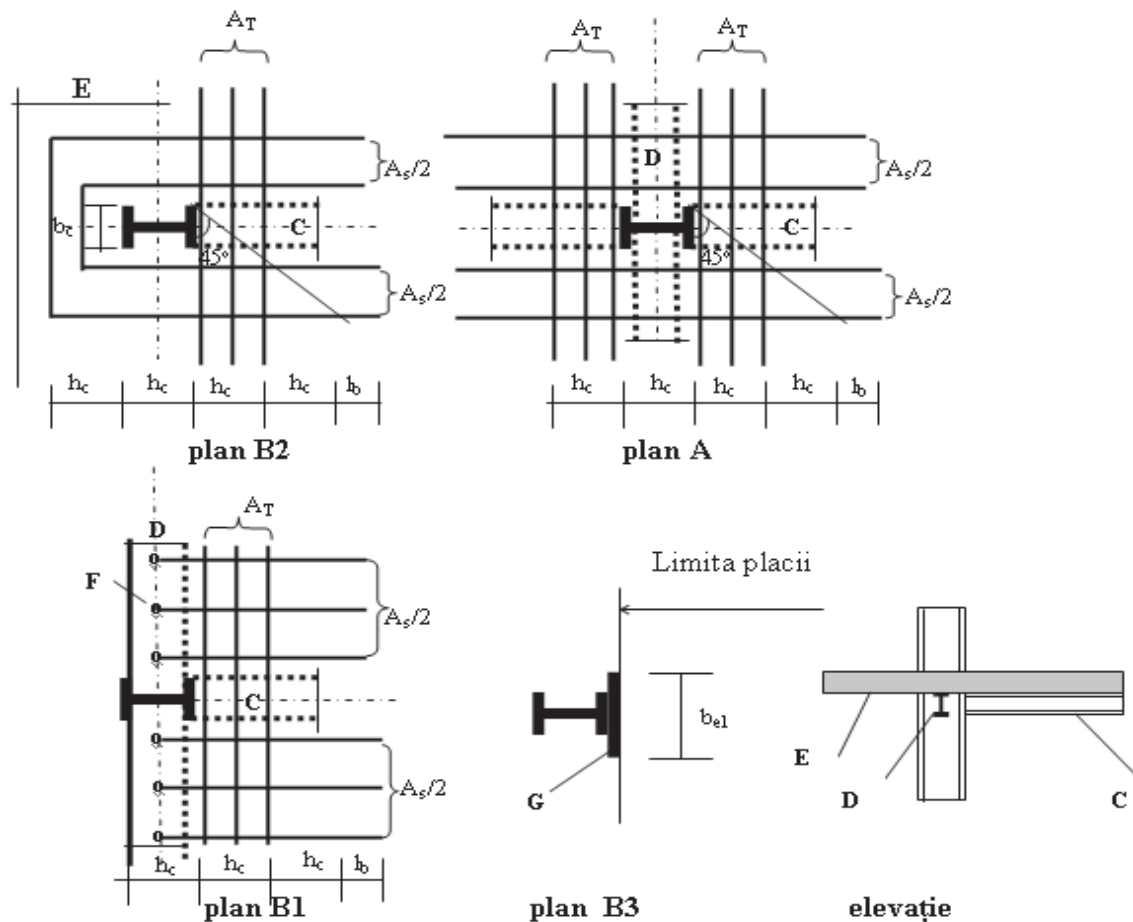
b_c lățimea stâlpului perpendiculară pe axa grinzii ,

h_c înălțimea secțiunii stâlpului,

b_{el} lățimea elementului suplimentar sudat de stâlp.

A_S și A_T armăturile suplimentare amplasate în placă în zona stâlpului (A_S armătura longitudinală și A_T armătura transversală). Relațiile de calcul pentru aceste armături și pentru rezultanta eforturilor de compresiune din placă sunt date în Anexa G.

Cazurile A, B1, B2, B3 sunt ilustrate în Figura 7.2.



- A - Nod interior
- B - Nod exterior
- C - Grindă compozită
- D - Grindă marginală compozită
- E - Fâșie de placă în consolă față de stâlp
- F - Conectori
- G - Dispozitive suplimentare sudate de stâlp pentru preluarea compresiunilor din placă

Figura 7.2. Dispunerea barelor suplimentare A_s , A_T și situații de calcul ale lățimii efective de placă

7.6.5.2. Grinzi compozite de beton armat cu armatură rigidă

(1) Pentru proiectarea grinzilor compozite de beton armat cu armatură rigidă se vor respecta prevederile SR EN 1994-1-1 și prevederile din capitolele 5 și 6, dacă nu contravin prevederilor din acest capitol.

(2) Lățimea efectivă de placă pentru calculul grinzilor la starea limita de rezistență la încovoiere se va determina în conformitate cu 5.3.4.1.1. Armăturile din placă se consideră active la moment negativ dacă sunt plasate pe lățimea b_{eff} și dacă sunt corespunzător ancorate.

(3) Pentru verificarea la forță tăietoare a grinzilor, forța tăietoare de proiectare V_{Ed} se va distribui între secțiunea de beton armat $V_{Ed,c}$ și oțel $V_{Ed,a}$ în raport cu valorile momentelor de proiectare capabile ale acestor componente. $M_{Rd,c}$ și oțel $M_{Rd,a}$.

Relațiile pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile $M_{pl,Rd}$ ale grinzilor compozite sunt date în SR EN 1994-1-1.

$V_{Rd,c}$ și $V_{Rd,a}$ se vor calcula în conformitate cu prevederile capitolelor 5 și 6. Verificarea la forță tăietoare se va realiza cu relațiile:

$$\begin{aligned} V_{Rd,a}/V_{pl,Rd,a} &\leq 0,5 \\ V_{Ed,c}/V_{pl,Rd,c} &\leq 1 \end{aligned} \quad (7.7)$$

(4) În structurile disipative, se consideră zone disipative (critice), zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea $l_{cr}=1.5h_b$ (h_b - înălțimea grinzii) măsurată de la fața stâlpilor sau zonele de aceeași lungime situate deoparte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii în care se atinge $M_{pl,Rd}$ în combinațiile dintre acțiunea seismică cu cea gravitațională.

(5) Asigurarea cerințelor de ductilitate locală în aceste zone se va face respectând condițiile de la 5.3.4.1.2.

7.6.6. Stâlpi compoziți din beton armat cu armătură rigidă (cu secțiunea din oțel total înglobată în beton)

(1) Pentru stâlpii compoziți se vor determina eforturile de proiectare cu relațiile prevăzute în articolul 5.3.3.3. Aceste eforturi vor respecta următoarele condiții:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0 \quad (7.8)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad (7.9)$$

$$V_{Ed,c}/V_{pl,Rd,c} \leq 1 \text{ și } V_{Ed,a}/V_{pl,Rd,a} \leq 0,5 \quad (7.10)$$

(2) Eforturile secționale de proiectare se vor determina astfel încât să favorizeze dezvoltarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice. La un anumit nivel momentele din stâlpi și grinzi se pot redistribui în condițiile realizării echilibrului de nod și a păstrării constante a forței tăietoare de nivel.

(3) Relațiile pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile $M_{pl,Rd}$ ale stâlpilor compoziți sunt date în SR EN 1994-1-1.

Valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile $V_{pl,Rd}$ a stâlpului se va determina ca sumă a forțelor tăietoare capabile ale componentelor de beton armat $V_{pl,Rd,c}$ și de beton armat $V_{pl,Rd,a}$ determinate conform capitolelor 5 și 6 din prezentul cod. Forța tăietoare de proiectare V_{Ed} se va distribui între secțiunea de beton armat $V_{Ed,c}$ și oțel $V_{Ed,a}$ în raport cu valorile momentelor de proiectare capabile ale secțiunilor acestor componente: beton armat $M_{Rd,c}$ și oțel $M_{Rd,a}$.

(4) În structurile compozite disipative, zonele de la extremitățile stâlpilor se proiectează ca zone disipative pentru care se iau măsuri de asigurare a ductilității.

(5) Lungimea zonelor critice ale stâlpilor compoziți se calculează cu relațiile:

$$l_{cr} = \max(h_c, l_{cl}/6, 600\text{mm}) \text{ pentru DCM} \quad (7.11)$$

$$l_{cr} = \max(1,5h_c, l_{cl}/6, 600\text{mm}) \text{ pentru DCH} \quad (7.12)$$

unde:

h_c înălțimea secțiunii stâlpului compozit

l_{cl} lungimea liberă a stâlpului.

Dacă $l_{cl} / h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră critică.

(6) În zonele disipative ale stâlpilor compoziți, dacă relația (7.9) nu este îndeplinită, pentru a asigura o capacitate de rotire plastică suficientă, se va respecta condiția:

$$\alpha \omega_{wd} \leq 30 \mu_{\phi} v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,0035 \quad (7.13)$$

unde,

μ_{ϕ} valoarea necesară a factorului ductilității de curbură

$$\mu_{\phi} = 2q - 1, \quad \text{dacă } T_1 \geq 0,7T_c \quad (7.14)$$

$$\mu_{\phi} = 2cq - 1, \quad \text{dacă } T_1 < 0,7T_c$$

c coeficientul de amplificare a deplasărilor definit conform prevederilor Anexei E.

T_1 perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii

T_c perioada de control (colț) a spectrului de răspuns

q factorul de comportare al structurii

v_d forța axială de proiectare normalizată

$$v_d = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd,a} + A_c f_{cd} + A_s f_{yd,s}) \quad (7.15)$$

$\varepsilon_{sy,d}$ valoarea de proiectare a deformației la inițierea curgerii oțelului

b_c, b_0 lățimea secțiunii transversale de beton, respectiv lățimea miezului de beton confinat, măsurate între axele etrierilor marginali

ω_{wd} factorul (coeficientul) de armare volumetric al armăturii transversale de confinare din zona critică

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumul etrierilor si agrafelor } f_{yd}}{\text{volumul nucleului - de beton } f_{cd}} \quad (7.16)$$

Pentru o secțiune dreptunghiulară de beton, relația (7.16) devine.

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{b_0 h_0 s} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.17)$$

h_c, h_0 înălțimea secțiunii transversale de beton, respectiv înălțimea miezului de beton confinat, măsurate între axele etrierilor marginali

b_c, b_0 lățimea secțiunii transversale de beton, respectiv lățimea miezului de beton confinat, măsurate între axele etrierilor marginali

n_b, n_h numărul de ramuri de etrieri pe fiecare direcție a secțiunii transversale de beton

A_{st} aria unei ramuri de etrier

α factorul de eficiență a confinării

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (7.18)$$

- pentru secțiuni dreptunghiulare:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \quad (7.19)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (7.20)$$

- - pentru secțiuni transversale circulare, armate cu etrieri circulari, $\alpha_n = 1$ și:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right)^2 \quad (7.21)$$

- - pentru secțiuni transversale circulare, armate cu spiră circulară, $\alpha_n = 1$ și:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right) \quad (7.22)$$

unde:

n numărul barelor longitudinale fixate lateral de etrieri și agrafe

b_i distanța între barele longitudinale succesive fixate lateral

s distanța între etrieri

D_0 diametrul interior al spirei sau etrierului circular

(7) Distanțele s între etrieri în zonele disipative nu vor depăși valorile:

$$s \leq \min(b_0/2, 200\text{mm}, 9d_{bL}), \text{ pentru clasa de ductilitate DCM} \quad (7.23)$$

$$s \leq \min(b_0/2, 175\text{mm}, 8d_{bL}), \text{ pentru clasa de ductilitate DCH} \quad (7.24)$$

unde,

b_0 dimensiunea minimă a miezului de beton măsurată între axele etrierilor

d_{bL} diametrul barelor longitudinale

Pentru zona disipativă de la baza stâlpilor din clasa de ductilitate DCH

$$s \leq \min (b_o/2, 150\text{mm}, 6d_{bL}) \quad (7.25)$$

(8) În cazul primelor două niveluri ale clădirii, etrierii se vor îndesi pe o lungime egală cu de 1.5 ori lungimea critică a stâlpilor.

(9) Diametrul etrierilor d_{bw} trebuie să respecte condițiile:

$$d_{bw} \geq 6\text{mm} \text{ pentru clasa de ductilitate DCM}$$

$$d_{bw} \geq \max (0,35d_{bL}^{\max} [f_{ydL}/f_{ydw}]^{0.5}, 8\text{mm}) \text{ pentru clasa DCH} \quad (7.26)$$

unde f_{ydL} și f_{ydw} sunt valorile de proiectare ale rezistențelor la curgere a oțelului armăturilor longitudinale și respectiv transversale.

(10) În zonele disipative, diametrul etrierilor de confinare d_{bw} pentru împiedicarea flambajului local al tălpii comprimate va respecta condiția:

$$d_{bw} \geq [(b_f t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0.5} \quad (7.27)$$

unde:

b_f, t_f lățimea și grosimea tălpii ,

f_{ydf}, f_{ydw} valorile de proiectare ale rezistenței la curgere a oțelului tălpii și respectiv a armăturii transversale.

(11) În zonele disipative (critice) distanța între două bare longitudinale consecutive legate la colț de etrieri sau cu agrafe nu va depăși 200mm pentru clasa de ductilitate DCM și 150mm pentru clasa de ductilitate DCH.

(12) Prevederile constructive privind ancorajul și înnădirea armăturilor stâlpilor compoziți vor fi aceleași cu cele date în capitolul 5 pentru stâlpii de beton armat.

(13) Acoperirea cu beton a armăturii rigide va fi de minim 75 mm pentru elemente de clasa DCM și 100 mm pentru elemente din clasa DCH.

7.6.7. Stâlpi compoziți din țevă umplută cu beton

(1) Pentru proiectarea stâlpilor din țevi de oțel umplute cu beton sau umplute și înglobate în beton se vor respecta prevederile din SR EN1994-1-1, paragraful 6.7.

(2) În cazul elementelor disipative din țevi umplute cu beton, valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile a stâlpului se va determina luând în considerare în calcul sau numai contribuția secțiunii de oțel, sau numai pe cea a miezului de beton armat considerând ca armătură transversală țeava de oțel.

(3) Relația între clasa de ductilitate și suplețea limită a pereților țevii este dată în Tabelul 7.3.

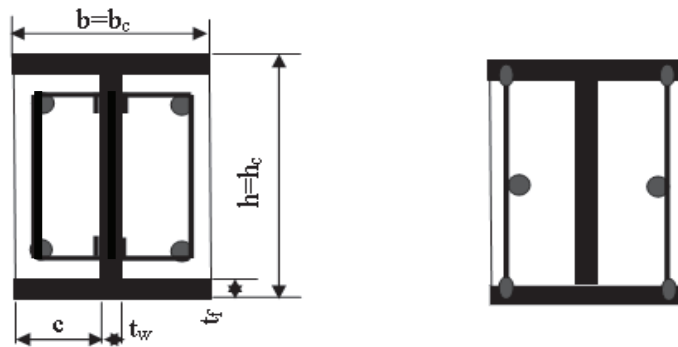
7.6.8. Elemente compozite cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton armat

(1) În zonele disipative ale elementelor compozite cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton, distanțele s între armăturile transversale vor satisface condițiile date la 7.6.6 și SR EN 1994-1-1, paragraful 6.7.

(2) În cazul elementelor disipative, valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile se va determina considerând în calcul numai contribuția secțiunii de oțel cu excepția cazurilor în care sunt luate măsuri speciale de mobilizare a capacității de rezistenței la forță tăietoare a betonului armat, prin realizarea de legături transversale între beton și grinda de oțel.

(3) Armăturile suplimentare sudate de tălpi ca în Figura 7.3, b, pot întârzia flambajul local al tălpilor în zonele disipative. În cazurile în care aceste bare se află la o distanță $s_l < c$, unde c este lățimea aripii tălpii iar s_l este distanța longitudinală între axele acestor bare, valorile pentru suplețea limită a tălpilor din tabelul 7.3 pot fi mărite astfel: pentru $s_l/c < 0.5$ limitele date în tabelul 7.3 pot crește cu 50%

(4) Pentru $0.5 < s_l/c < 1$ se va realiza o interpolare liniară între valorile din tabel și cele mărite cu 50%



a) etrieri sudați de inimă b) bare drepte sudate de tălpi

Figura 7.3. Armătura transversală a elementelor compozite parțial înglobate în beton

(5) Diametrul acestor armături suplimentare d_{bw} va fi cel puțin 8mm și va verifica relația (7.27).

(6) Armăturile suplimentare se vor suda de tălpi la ambele capete, iar rezistența sudurilor nu va fi mai mică decât rezistența la întindere a armăturilor. Aceste armături vor avea acoperirea cuprinsă între 20 mm și 40 mm.

7.6.9. Nodurile cadrelor compozite disipative

(1) Pentru proiectarea nodurilor compozite și hibride se vor respecta prevederile din capitolele 5 și 6 din prezentul cod.

(2) Nodurile compozite vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative ale elementelor adiacente astfel încât deformațiile neliniare să fie dirijate către acestea.

(3) În timpul acțiunii seismice se va asigura integritatea betonului comprimat al plăcii din jurul stâlpilor prin prevederea de armături suplimentare. Armăturile din placă, amplasate în zona nodurilor, vor respecta condițiile de alcătuire prevăzute în Figura 7.2 și Anexa G.

(4) Pentru proiectarea îmbinărilor cu sudură sau cu șuruburi a elementelor în nod se va respecta condiția:

$$R_d \geq 1.5 R_{fy} \quad (7.28)$$

unde

R_d valoarea de proiectare a eforturilor capabile ale îmbinării iar

R_{fy} valoarea de proiectare a eforturilor capabile ale elementelor disipative care se îmbină.

(5) În cazul nodurilor compozite grindă –stâlp la care panoul de oțel al nodului este total înglobat în beton, capacitatea de rezistență a nodului se va calcula ca sumă a contribuției betonului armat și a panoului de oțel din nod care se determină conform prevederilor din capitolele 5 și 6 din prezentul cod ,dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

(a) raportul dimensiunilor nodului va respecta condițiile

$$0,6 \leq h_b/h_c \leq 1,4 \quad (7.29)$$

unde h_b și h_c sunt dimensiunile panoului nodului (egale cu înălțimea secțiunii de oțel a grinzii și respectiv a stâlpului)

(b)

$$V_{j,Ed} < V_{j,Rd} \quad (7.30)$$

unde:

$V_{j,Ed}$ valoarea forței tăietoare de proiectare a nodului asociată formării articulațiilor plastice în zonele disipative ale grinzilor compozite adiacente, calculata în raport cu valorile momentelor de proiectare capabile ale componentelor din beton armat $M_{Rd,c}$ și oțel $M_{Rd,a}$ ale acestora, considerand și factorul de suparezistență al oțelului.

$V_{j,Rd}$ valoarea de proiectarea a forței tăietoare capabilă a nodului compozit.

Valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile $V_{j,Rd}$ a nodului se va determina ca sumă a forțelor tăietoare capabile ale componentelor de beton armat $V_{j,Rd,c}$ și de oțel $V_{j,Rd,a}$ ale nodului determinate conform capitolelor 5 și 6 din prezentul cod.

(6) La proiectarea nodurilor compozite alcătuite din grinzi de oțel compozite cu plăci de beton armat și stâlpi compoziți sau de beton armat se vor lua următoarele măsuri:

- la fața stâlpului se vor amplasa rigidizări verticale.
- forța tăietoare din grinzi se va distribui între armăturile verticale suplimentare sudate de talpa grinzii și secțiunea de oțel a stâlpului.

(7) La proiectarea nodurilor hibride alcătuite din grinzi de oțel sau compozite și stâlpi de beton armat se va ține seama de următoarele condiții de alcătuire:

- grinda de oțel va trece continuă prin nod
- la fața stâlpului se vor dispune rigidizări verticale
- în apropierea rigidizărilor verticale se vor dispune în stâlpi armături verticale suplimentare sudate de tălpile grinzii, având o rezistență la întindere egală cu forța tăietoare de proiectare a grinzii de oțel. Betonul din zona acestor armături

va fi confinat cu armătură transversală care va respecta condițiile din paragraful 7.6.6.

(8) Nodurile hibride alcătuite din stâlpi de beton armat și grinzi de oțel nu se recomandă în zone cu seismicitate ridicată $a_g \geq 0.16$.

7.7. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice

(1) La proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice se vor respecta prevederile secțiunii 6.7 referitoare la:

- criteriile de proiectare (6.7.1)
- calculul cadrelor (6.7.2)
- dimensionarea elementelor diagonale (6.7.3) a grinzilor și stâlpilor (6.7.4)

(2) Cadrele compozite cu diagonale centrice vor fi alcătuite din grinzi și stâlpi în soluție compozită cu noduri rigide și diagonale din oțel sau compozite.

7.8. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri excentrice

(1) La proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri excentrice se vor respecta prevederile secțiunii 6.8 referitoare la:

- criteriile de proiectare (6.8.1)
- dimensionarea barelor disipative (6.8.2)
- dimensionarea elementelor care nu conțin bare disipative (6.8.3)

(2) Cadrele compozite cu contravântuiri excentrice vor fi alcătuite din grinzi, stâlpi și diagonale compozite sau de oțel. Barele disipative vor fi de oțel.

(3) Cadrele compozite cu diagonale excentrice se vor proiecta astfel încât disiparea să se producă prin formarea de zone critice la extremitățile barelor disipative înaintea cedării îmbinărilor, a curgerii sau flambajului grinzilor și a stâlpilor.

(4) Diagonalele, stâlpii, și zonele grinzilor din afara zonelor disipative se vor proiecta să lucreze în domeniul elastic la forțele maxime asociate plastificării barelor disipative, cu considerarea efectelor consolidării oțelului.

(5) În cazul structurilor la care barele disipative sunt amplasate lângă stâlpi de beton armat sau stâlpi compoziți, se vor prevedea la fața stâlpilor rigidizări verticale pe ambele părți ale secțiunii barei disipative. Armatura transversală din stâlp din zona barei disipative va respecta condițiile date la 7.6.6.

(6) Îmbinările barelor disipative se vor proiecta considerând suprarezistența secțiunii și cea a materialului barei disipative datorată consolidării oțelului.

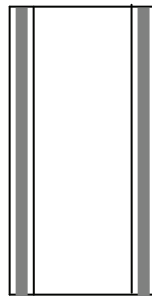
(7) În evaluarea valorii de proiectare a capacității de rezistență la întindere a diagonalelor compozite se va considera în calcul numai secțiunea de oțel a diagonalei.

7.9. Proiectarea structurilor cu pereți compoziți

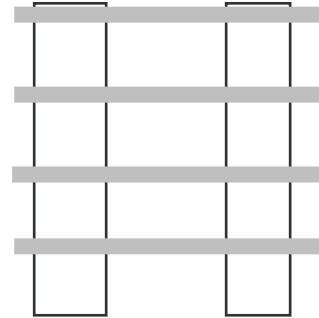
(1) Prevederile acestui capitol se referă la sistemele structurale compozite aparținând tipurilor definite în Figura 7.4

(2) În cazul pereților compoziți de tipul 1 energia se disipează prin încovoiere în zonele disipative amplasate la baza pereților.

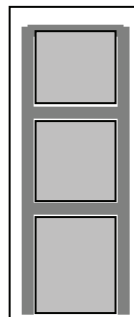
Tip 1 Pereți compoziți de beton armat cu armatură rigidă în zonele de capăt



Tip 2 Pereți compoziți sau de beton armat cuplați cu grinzi compozite sau de oțel



Tip 3 –Pereți compoziți cu panou de oțel înglobat în inimă și cu bulbi și centuri cu armatura rigidă



Tip 4 –Pereți compoziți cu diagonale de armatură rigidă înglobate în inimă și cu bulbi și centuri cu armatură rigidă

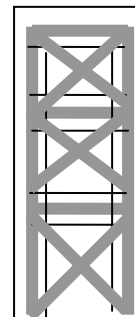


Figura 7.4. Sisteme structurale pentru pereții compoziți

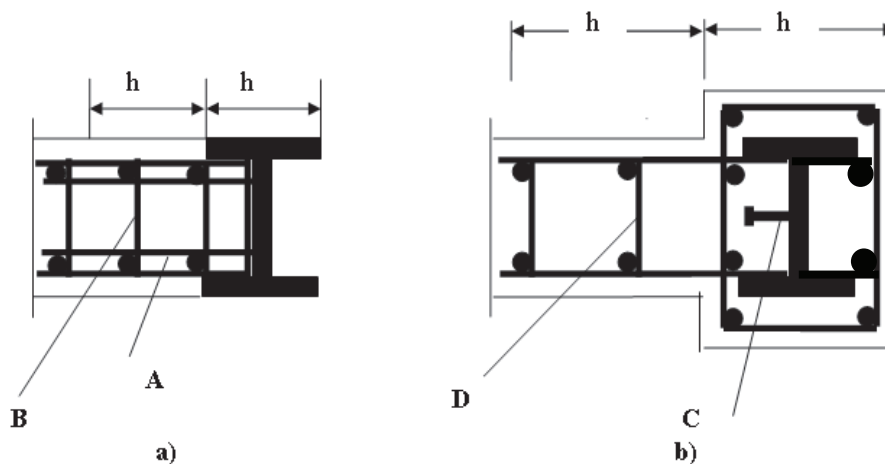
(3) În cazul tipului 2 de pereti compoziți disiparea energiei se realizează în zona de la baza pereților și în grinzile de cuplare.

(4) În cazul peretilor compoziți de tip 3 cu panoul de oțel înglobat în betonul armat al inimii disiparea energiei se produce în zona de la baza peretelui. Prin înglobarea în beton armat, panoul de oțel este împiedicat să-și piardă stabilitatea.

(5) În cazul pereților compoziți de tip 4, disiparea energiei seismice se produce în secțiunile de la baza pereților, diagonalele de oțel înglobate asigurând armarea eficientă la forță tăietoare a inimii peretelui.

7.9.1. Calculul structurilor cu pereți compoziți

- (1) Calculul rigidității de proiectare a pereților compoziți va ține seama de aportul armăturii rigide înglobate.
- (2) Relațiile de calcul ale eforturilor de proiectare pentru impunerea mecanismului de plastificare în cazul pereților compoziți sunt date în capitolul 5.3.3.5.
- (3) Pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile și pentru alcătuirea pereților compoziți se vor respecta prevederile din capitolele 5 și 6.
- (4) În cazul pereților compoziți cu inimă de beton armat (tipul 1 și tipul 2) se consideră că forța tăietoare este preluată integral de inima de beton armat a peretelui iar momentul de încovoiere de ansamblul peretelui.
- (5) În cazul pereților compoziți care au armatură rigidă în inimă (tipul 3 și 4) forța tăietoare este preluată prin suma contribuțiilor betonului armat și a armăturii rigide din inimă.
- (6) Asigurarea cerințelor de ductilitate locală și lungimile zonelor disipative ale pereților compoziți sunt cele din 5.3.4.3.2.
- (7) Panourile de beton armat ale peretilor compoziți vor respecta prevederile de alcătuire constructivă și de dimensionare ale pereților de beton armat date în cap 5.
- (8) Zonele de la extremitățile secțiunii pereților cu armatură rigidă total înglobată în beton vor fi proiectate în conformitate cu paragraful 7.6.6 din prezentul cod.
- (9) Zonele de la extremitățile secțiunii pereților cu armatură rigidă cu înglobare parțială în beton se vor proiecta ținând cont de prevederile paragrafului 7.6.8



a) Element de capăt parțial înglobat în beton utilizat în sisteme de tip 1

b) Element de capăt total înglobat în beton utilizat în sisteme de tip 1

A = bare sudate de stâlp

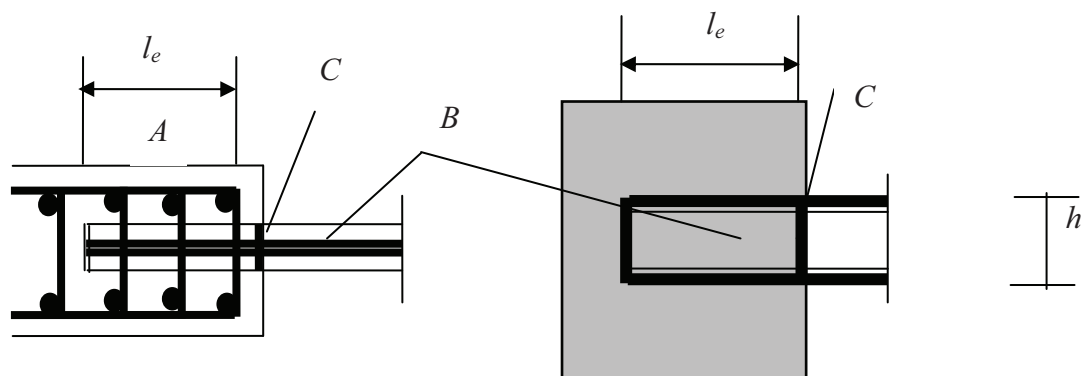
B = armatură transversală

C = conectori

D = agrafe

Figura 7.5. Detalii pentru zonele de capăt ale pereților compoziți

- (10) Transferul eforturilor tangențiale între zonele de la extremitățile peretelui și panoul din beton armat al inimii peretelui se va realiza prin conectori, prin bare sudate de secțiunea de oțel sau bare trecute prin găurile armăturii rigide (Figura 7.5)
- (11) Rigele de cuplare de oțel sau compozite cu placă de beton armat vor avea o lungime de înglobare suficientă în peretele din beton armat, capabilă să transmită peretelui momentele și forțele tăietoare de proiectare ale grinzii de cuplare. Lungimea de înglobare le se măsoară de la primul rând de armatură al zonelor de capăt (Figura 7.6). Lungimea de înglobare nu va fi mai mică de $1.5h$ unde h este înălțimea grinzii de cuplare.
- (12) În zona de înglobare a grinzii de cuplare se vor dispune în perete armături verticale sudate de tălpile grinzii cu o capacitate de rezistență la întindere egală cu forța tăietoare capabilă a grinzii. $2/3$ din aria acestei armături se va amplasa în prima jumătate a lungimii de înglobare. Armătura se va prelungi simetric deasupra și dedesubtul tălpilor grinzii de cuplare cu o lungime egală cu lungimea de ancoraj. În această zonă armătura transversală va respecta condițiile date în 7.6.6.
- (13) În cazul clasei de ductilitate DCM armătura de confinare a elementelor de capăt ale pereților compoziti se va realiza pe o distanță egală cu h , iar pentru clasa de ductilitate DCH aceasta distanță se va extinde pe lungimea peretelui la $2h$, dar cel puțin $l_w = h/10$. (h este înălțimea secțiunii elementului de capăt în planul peretelui, Figura 7.5).
- (14) Conectarea panoului de oțel cu cadrul de înrămare se va realiza continuu cu sudură sau cu șuruburi.
- (15) Grosimea minimă de înglobare în beton a panoului de oțel va fi de 200 mm (minimum 100mm pe fiecare parte a panoului).
- (16) Procentul minim de armare al betonului de înglobare va fi de 0.25% pe ambele direcții.
- (17) Conectarea între panoul de oțel și betonul de înglobare se va realiza cu conectori sudați sau cu agrafe care trec prin găuri practicate în panoul de oțel.
- (18) Golurile din panoul de oțel al inimii peretelui compozit vor fi rigidizate.



A=Armătură suplimentară a peretelui în zona de înglobare a grinzii de oțel

B = Grindă de cuplare de oțel

C = Rigidizări verticale

Figura 7.6. Grinzi de cuplare de oțel ale pereților de beton armat și detalii de înglobare pentru clasa de ductilitate DCH

7.10. Proiectarea fundațiilor structurilor compozite

- (1) Sistemul de fundații al structurilor compozite se va proiecta cu un grad de asigurare sporit în raport cu suprastructura, la forțe corespunzătoare mecanismului structurii de disipare a energiei în conformitate cu capitolul 4.6.2.5.
- (2) Se recomandă ca armatura rigidă de oțel a elementelor compozite verticale să fie ancorată în elementele de beton armat ale infrastructurii (pereții subsolurilor și în fundații) astfel încât placa de bază a acestora să se afle sub cota în care se consideră încastrarea structurii. Armatura rigidă se va ancora atât la nivelul plăcii de bază, cât și pe înălțimea de înglobare.
- (3) La proiectarea infrastructurilor se vor respecta prevederile capitolele 5.8 din prezentul cod.

8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE

8.1. Generalități

8.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

(1) Prezentul capitol are ca obiect enunțarea cerințelor generale și a condițiilor tehnice specifice pentru *situația de proiectare seismică*, definită conform Codului CR0, privind:

- calculul și alcătuirea arhitectural-structurală a clădirilor cu pereți structurali din zidărie;
- calculul, alcătuirea și detalierea constructivă a pereților structurali din zidărie.

Proiectarea elementelor nestructurale și a panourilor de zidărie înrămate în cadre se va face conform prevederilor generale din acest Cod și prevederilor specifice din capitolul 10.

(2) Prevederile pentru *situația de proiectare seismică* stabilite în acest Capitol completează și se aplică împreună cu prevederile generale de calcul (ipoteze, procedee, modele și metode) și cu detaliile constructive pentru *situația persistentă de proiectare* și pentru *situația tranzitorie de proiectare*, definite conform 8.1.3.(2), date în Codul CR 6.

(3) Pereții structurali care constituie obiectul acestui capitol sunt definiți după cum urmează:

- (a) **Perete structural:** perete destinat să reziste forțelor verticale și orizontale care acționează, în principal, în planul său.

Pereții de zidărie care îndeplinesc condițiile geometrice minime date la 8.5.2.1.2, care au continuitate până la fundații și care sunt executați din materialele menționate la 8.2. sunt "*pereți structurali*" și vor fi calculați și alcătuiți conform regulilor generale din Codul CR 6 și prevederilor suplimentare din prezentul Cod.

- (b) **Perete structural de rigidizare:** perete dispus perpendicular pe un perete structural, cu care conlucrează la preluarea forțelor verticale și orizontale și contribuie la asigurarea stabilității acestuia.

În cazul clădirilor cu planșee care descarcă pe o singură direcție, pereții structurali paraleli cu direcția elementelor principale ale planșeului, care nu sunt încărcăți direct cu forțe verticale, dar care preiau forțele orizontale care acționează în planul lor, sunt denumiți și *pereți de contravântuire*.

(4) Clădirile cu pereți structurali din zidărie și pereții structurali din zidărie se vor proiecta conform prevederilor generale pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare stabilite în Codul CR 6 și, în plus, conform prevederilor din prezentul Cod pentru:

- efectele acțiunii seismice de proiectare în planul pereților, cu valorile forțelor calculate conform acestui capitol;
- efectele acțiunii seismice de proiectare perpendiculare pe planul pereților, cu valorile forțelor calculate conform capitolului 10 din acest Cod.

(5) Prevederile acestui capitol se referă la:

- cerințele de performanță seismică pentru ansamblul structurii și pentru pereții structurali;
 - condițiile de efectuare a verificărilor de siguranță pentru situația de proiectare seismică pentru ansamblul structurii și pentru pereții structurali;
 - coeficienții de calcul specifici pentru situația de proiectare seismică, pentru diferite materiale și pentru diferite tipuri de structuri cu pereți structurali din zidărie;
 - cerințele specifice pentru situația de proiectare seismică pentru materialele utilizate pentru pereții structurali și unele condiții tehnologice speciale;
 - cerințele/regulile constructive pentru situația de proiectare seismică pe care trebuie să le satisfacă diferitele tipuri de zidărie folosite pentru realizarea pereților structurali.
- (6) Prevederile se aplică structurilor cu pereți structurali din zidărie cu elemente din argilă arsă și din beton celular autoclavizat (BCA), cu următoarele tipuri de alcătuire:
- zidărie simplă/nearmată (ZNA);
 - zidărie confinată (ZC);
 - zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR);
 - zidărie cu inimă armată (ZIA).
- (7) Prevederile din acest capitol nu se aplică pereților structurali realizați cu:
- (a) Elemente pentru zidărie și/sau cu mortare pentru care nu există reglementări europene adoptate ca standarde naționale (SR EN) sau alte reglementări naționale sau cu elemente pentru care nu există reguli de proiectare pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare;
 - (b) Elemente cu forme speciale care permit armarea interioară.

8.1.2. Documente normative de referință

- (1) Prevederile din prezentul capitol sunt indicate la capitolul 1.5 și se aplică împreună cu prevederile reglementărilor tehnice în vigoare referitoare la:
- acțiuni în construcții, clasificarea și gruparea încărcărilor;
 - calculul, alcătuirea și execuția construcțiilor de beton, beton armat, oțel și lemn;
 - calculul, alcătuirea și execuția structurilor din zidărie;
 - calculul, alcătuirea și execuția clădirilor pe terenuri de fundare dificile;
 - cercetarea și calculul terenului de fundare;
 - materialele componente ale zidăriei (elemente pentru zidărie, mortare).

8.1.3. Definiții

- (1) În acest capitol se folosesc definițiile generale din capitolul 1.2 din acest Cod.
- (2) Situațiile de proiectare la care se face referire în acest Capitol sunt definite conform Codului CR 0, după cum urmează:
 - *Situație persistentă de proiectare*: situație de proiectare care este relevantă pe un interval de timp de același ordin cu durata vieții structurii.
 - *Situație tranzitorie de proiectare*: situație de proiectare care este relevantă pe o durată de timp mai scurtă decât durata proiectată a vieții structurii și care are o probabilitate mare de a se produce;
 - *Situație de proiectare seismică*: situație de proiectare excepțională când structura este expusă unui eveniment seismic.
- (3) Definițiile specifice lucrărilor din zidărie folosite în acest capitol sunt identice cu cele din Codul CR 6, cu precizări suplimentare față de acestea, când este cazul.

8.1.4. Simboluri

- (1) În acest capitol se folosesc simbolurile generale date la capitolul 1.3.
- (2) Simbolurile specifice lucrărilor din zidărie folosite în acest capitol sunt identice cu cele date în Codul CR 6, par.1.4..
- (3) Notațiile suplimentare introduse în acest capitol sunt explicitate în text.

8.2. Materiale componente

- (1) Condițiile de calitate și caracteristicile mecanice de rezistență și de deformabilitate ale materialelor componente și ale zidărilor realizate cu acestea, folosite la proiectarea structurilor și a pereților structurali din zidărie conform prezentului Cod, vor fi stabilite pe baza încercărilor efectuate conform standardelor europene adoptate ca standarde române corespunzătoare. În lipsa datelor obținute din încercări, se vor folosi valorile forfetare pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare date în Codul CR 6, cu respectarea condițiilor speciale de utilizare prevăzute în fiecare caz în parte.
- (2) Pentru stabilirea valorilor de proiectare ale caracteristicilor mecanice, fizice și chimice ale materialelor pentru zidărie se vor folosi date rezultate din încercări efectuate de producător, conform specificației tehnice de produs aplicabile (standard armonizat, standard european, agreement tehnic armonizat, agreement tehnic).
- (3) Caracteristicile mecanice, geometrice, de formă și de aspect, inclusiv toleranțele de fabricație, ale elementelor pentru zidărie specificate în proiecte și folosite la execuție vor fi conforme cu datele comunicate în mod oficial de către producător în documentele care însoțesc produsul. Verificarea conformității produselor cu specificațiile tehnice ale proiectului se va face conform prevederilor reglementărilor tehnice specifice aplicabile, în vigoare.
- (4) Pentru pereții structurali din zidărie, valorile necesare ale rezistențelor și ale celorlalte caracteristici ale elementelor pentru zidărie și ale mortarelor pentru zidărie vor fi stabilite de către proiectant astfel încât să se obțină rezistențe ale zidăriei cu

valori mai mari sau egale cu cele minime date în tabelele 8.2 ÷ 8.5 necesare pentru preluarea solicitărilor din gruparea seismică de încărcări stabilită conform Codului CR 0 și prezentului Cod, astfel:

(a) Rezistențele caracteristice necesare la compresiune ale zidăriei, (f_k) și (f_{kh}) .

Valorile (f_k) și (f_{kh}) utilizate în proiect vor fi cel puțin egale cu valorile minime date în tabelele 8.2 și 8.3, în funcție de numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și de accelerația terenului pentru proiectare (a_g)

(b) Rezistența caracteristică inițială necesară la forfecare a zidăriei f_{vk0} .

Valoarea f_{vk0} prevăzută în proiect va fi cel puțin egală cu valoarea minimă dată în tabelul 8.4 în funcție de numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și de accelerația terenului pentru proiectare.

(c) Rezistențele caracteristice necesare la încovoiere perpendicular pe plan ale zidăriei f_{xk1} și f_{xk2} .

Valorile (f_{xk1}) și (f_{xk2}) utilizate în proiect vor fi cel puțin egale cu valorile minime date în tabelul 8.5, în funcție de accelerația terenului pentru proiectare.

(5) Proprietățile mecanice și fizico-chimice ale elementelor și ale mortarelor alese conform (4) și dimensiunile pereților structurali realizați cu acestea, trebuie să asigure și satisfacerea tuturor cerințelor esențiale/fundamentale aplicabile construcțiilor.

8.2.1. Cerințe speciale pentru elemente pentru zidărie.

(1) Prevederile acestui capitol se referă la zidăriile pereților structurali realizate cu următoarele tipuri de elemente pentru zidărie:

- din argilă arsă, pline și cu goluri verticale (SR EN 771-1);
- din beton celular autoclavizat – BCA (SR EN 771-4).

(2) Prevederile capitolului nu se aplică la proiectarea pereților structurali executați cu:

- elemente pentru zidărie din silico-calcar;
- elemente pentru zidărie din beton, cu agregate obișnuite/ușoare;
- elemente pentru zidărie din piatră artificială;
- elemente pentru zidărie din piatră cioplită.

Utilizarea pentru execuția pereților structurali a elementelor pentru zidărie menționate la (2) se va face conform prevederilor reglementărilor tehnice specifice aplicabile, în vigoare.

(3) Pentru satisfacerea cerinței de *robustețe*, în scopul evitării ruperilor fragile locale sub efectul acțiunii seismice, pentru executarea pereților structurali din zidărie, se vor folosi numai elemente din argilă arsă sau BCA clasificate în grupele 1 și 2, având proprietățile din tabelul 8.1.

Tabelul 8.1. Proprietățile geometrice ale elementelor pentru zidărie

Caracteristici	Grupa 1 Argilă arsă și BCA	Grupa 2 Elemente din argilă arsă cu goluri verticale			
		perete interior		perete exterior	
Volumul total al golurilor (% din volumul brut)	$\leq 25\%$	$a_g \leq 0,15g$	$a_g \geq 0,20g$	$a_g \leq 0,15g$	$a_g \geq 0,20g$
		$>25\%; \leq 55\%$	$>25\%; \leq 45\%$		
Volumul fiecărui gol (% din volumul brut)	$\leq 12,5\%$	*fiecare din golurile multiple $\leq 2\%$ *total goluri de manipulare $\leq 12,5\%$			
Valoarea declarată a grosimii pereților interiori și exteriori (mm)	Fără cerințe	$a_g \leq 0,15g$	$a_g \geq 0,20g$	$a_g \leq 0,15g$	$a_g \geq 0,20g$
		≥ 5	≥ 10	≥ 8	≥ 12

(4) Elementele pentru zidărie cu goluri verticale folosite în zonele cu accelerația seismică $a_g \geq 0,20g$ trebuie să îndeplinească și următoarele condiții:

(a) Aria unui singur gol $\leq 1200 \text{ mm}^2$

(b) Pereți verticali interiori continui pe toată lungimea elementului (în planul peretelui)

(5) În condițiile specifice de proiectare și de execuție stabilite prin acest Cod, prin excepție de la (3), pentru pereții structurali din zidărie, pot fi folosite și alte elemente încadrate în grupa 2: cărămizi și blocuri din argilă arsă cu goluri verticale cu geometrie *specială* (cu pereți subțiri - grupa 2S) care îndeplinesc următoarele condiții referitoare la geometria blocului:

(a) volumul golurilor $\leq 50\%$ din volumul blocului;

(b) grosimea pereților exteriori $11 \text{ mm} \leq t_e < 15 \text{ mm}$;

(c) grosimea pereților interiori $6 \text{ mm} \leq t_i < 10 \text{ mm}$;

(d) pereții verticali interiori sunt realizați continuu pe toată lungimea elementului (în planul peretelui).

În prezentul capitol sunt stabilite condițiile specifice de proiectare ale pereților structurali cu aceste elemente pentru zidărie.

(6) Utilizarea elementelor pentru zidărie din argilă arsă cu goluri orizontale realizate la turnare nu este permisă pentru executarea pereților structurali din zidărie cu excepția anexelor gospodărești și a construcțiilor provizorii.

(7) Pentru executarea pereților structurali din zidărie, indiferent de accelerația terenului pentru proiectare a_g , se vor folosi numai elemente pentru zidărie din categoria I, cu excepția construcțiilor menționate la (8).

(8) Elementele pentru zidărie din categoria II pot fi folosite numai pentru:

- pereți structurali la clădiri din clasele de importanță III și IV în zonele cu $a_g \leq 0,15g$;

- pereți structurali la anexe gospodărești și construcții provizorii în toate zonele seismice.

8.2.2. Cerințe speciale pentru mortare

(1) Pentru executarea pereților structurali din zidărie se vor folosi *mortare pentru zidărie pentru utilizare generală (G)* și *mortare pentru rosturi subțiri (T)* definite conform SR EN 998-2.

(2) Mortarul *pentru zidărie pentru utilizare generală (G)*, preparat la șantier, va putea fi folosit pentru executarea pereților structurali din zidărie, dacă respectă toate prevederile din reglementările tehnice specifice privind execuția lucrărilor din zidărie, aplicabile, în vigoare, numai pentru:

- Clădiri din clasele de importanță III și IV, în toate zonele seismice;
- Clădiri din clasa de importanță II în zonele seismice cu $a_g \leq 0,15g$;
- Anexe gospodărești și construcții provizorii, în toate zonele seismice.

(3) Pentru pereții structurali executați cu elemente din BCA sau cu elemente din argilă arsă cu fețele de așezare prelucrate special, pot fi folosite și *mortare pentru rosturi subțiri (T)* în rosturi cu grosimi cuprinse între 0,5÷3,0 mm. Pentru armarea acestor rosturi se vor folosi produse cu grosimi adecvate.

8.2.3. Țeserea zidăriei

(1) Pereții structurali din zidărie pentru care se folosesc elementele menționate la 8.2.1 vor fi realizați cu zidărie "*țesută*", conform prevederilor reglementărilor tehnice specifice aplicabile, în vigoare.

(2) Pentru pereții structurali ai tuturor clădirilor, din toate clasele de importanță, indiferent de valoarea accelerației terenului pentru proiectare a_g la amplasament, rosturile verticale și orizontale ale zidăriei vor fi umplute complet cu mortar.

(3) În cazul utilizării pentru pereții structurali a elementelor pentru zidărie așezate pe locașuri de mortar se vor folosi valorile de proiectare ale rezistențelor la compresiune, la forfecare și la încovoiere pentru acest sistem de zidire, aplicabile în condițiile specifice solicitărilor seismice, declarate de producător.

(4) Elementele pentru zidărie cu fețe verticale de capăt de tip "nut și feder/lambă și uluc", produse în țară sau din import, nu vor fi folosite pentru realizarea pereților structurali din zidărie indiferent de numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) și de valoarea accelerației terenului pentru proiectare a_g la amplasament.

8.2.4. Cerințe privind rezistențele caracteristice minime ale zidăriei la compresiune, forfecare și încovoiere

(1) Pentru pereții structurali din zidărie cu elemente din argilă arsă și din BCA rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei perpendicular pe rosturile de așezare (f_k) va avea valorile minime date în tabelul 8.2 în funcție de:

- înălțimea clădirii (numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare);
- accelerația terenului pentru proiectare a_g la amplasament
- clasa de importanță-expunere a clădirii.

Tabelul 8.2. Valori minime necesare ale rezistenței caracteristice la compresiune f_k (N/mm²) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III - IV

Număr niveluri n_{niv}	Accelerația terenului pentru proiectare a_g		
	0,10g și 0,15g	0,20g și 0,25g	0,30g ÷ 0,40g
1 (P)	1,70	2,15	3,00
2 (P+1)	1,85	2,30	3,15
3 (P+2)	2,00	2,50	3,25
4 (P+3)	2,50	3,00	4,00
5 (P+4)	2,70	***	***
*** Se aplică prevederile art.8.3.2.2. (7)			

Pentru clădirile din clasele de importanță II și I, valorile minime din tabel se vor spori cu 0,5 N/mm², respectiv cu 1,0 N/mm².

(2) Pentru pereții structurali cu elemente din argilă arsă și din BCA, rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei paralel cu rosturile de așezare (f_{kh}) va avea valorile minime din tabelul 8.3.

Tabelul 8.3. Valori minime ale rezistenței caracteristice la compresiune f_{kh} (N/mm²) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III – IV

Număr niveluri n_{niv}	Accelerația terenului pentru proiectare a_g		
	0,10g și 0,15g	0,20g și 0,25g	0,30g ÷ 0,40g
1 (P)	0,425	0,550	0,700
2 (P+1)	0,450	0,575	0,725
3 (P+2)	0,500	0,625	0,750
4 (P+3)	0,625	0,750	0,875
5 (P+4)	0,650	***	***
*** Se aplică prevederile art.8.3.2.2. (7)			

Pentru pereții structurali ai clădirilor din clasa de importanță II valorile minime din tabelul 8.3 se vor spori cu 15% iar pentru clădirile din clasa de importanță I valorile din tabel se vor spori cu 30%.

(3) Valorile rezistențelor caracteristice la compresiune ale zidăriei (f_k) și (f_{kh}) folosite pentru situația seismică de proiectare vor fi mai mari decât cele din tabelele 8.2 și 8.3 și, în lipsa rezultatelor încercărilor conform SR EN 1052-1, se vor calcula cu formulele date în codul CR 6, pe baza rezistenței standardizate a elementelor (f_b și f_{bh}) și a rezistenței mortarului (M), folosind prevederile generale pentru calculul acestor rezistențe pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare.

(4) Valorile minime necesare ale rezistenței caracteristice inițiale la forfecare f_{vk0} folosite pentru situația seismică de proiectare, pentru zidăriile cu elemente din argilă arsă și din BCA, zidite cu mortare tip (G) sau (T), se vor lua din tabelul 8.4.

Tabelul 8.4. Valori minime ale rezistenței caracteristice inițiale la forfecare f_{vk0} (N/mm^2) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III – IV

Număr niveluri n_{niv}	Accelerația terenului pentru proiectare a_g		
	0,10g și 0,15g	0,20g și 0,25g	0,30g ÷ 0,40g
1 (P)	0,125	0,175	0,225
2 (P+1)	0,140	0,190	0,240
3 (P+2)	0,150	0,200	0,250
4 (P+3)	0,200	0,250	0,300
5 (P+4)	0,225	***	***

*** Se aplică prevederile art. 8.3.2.2.(7)

Pentru pereții structurali ai clădirilor din clasa de importanță II valorile din tabelul 8.3 se vor spori cu 15% iar pentru clădirile din clasa de importanță I valorile din tabel se vor spori cu 30%.

(5) Valorile minime necesare ale rezistențelor caracteristice la încovoiere ale zidăriei perpendicular pe planul peretelui, folosite pentru situația seismică de proiectare pentru zidărie cu mortare tip (G) și (T) se vor lua din tabelul 8.5.

Tabelul 8.5. Valori minime necesare ale rezistențelor caracteristice la încovoiere f_{xk1} și f_{xk2} (în N/mm^2) pentru pereții structurali ai clădirilor din clasele de importanță III – IV

Tipul elementelor	Accelerația terenului pentru proiectare a_g			
	$a_g \leq 0,15g$		$a_g \geq 0,20g$	
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
Argilă arsă - grupa 1, pline sau cu max. 25 % goluri	0,100	0,200	0,200	0,400
Argilă arsă-grupa 2 și 2S cu 25 ÷ 55% goluri	0,075	0,150	0,150	0,300
BCA -grupa 1, pline	0,050	0,100	0,100	0,200

Pentru pereții structurali ai clădirilor din clasa de importanță II valorile din tabelul 8.5 se vor spori cu 15% iar pentru clădirile din clasa de importanță I valorile din tabel se vor spori cu 30%.

8.2.5. Betoane

(1) Clasa betonului specificată în proiect pentru elementele de confinare (centuri și stâlpișori) și pentru stratul median al zidăriei cu inimă armată va fi stabilită prin calcul în funcție de intensitatea cea mai mare a eforturilor din grupările de încărcări fundamentale și seismice, cu respectarea următoarelor valori minime:

(a) pentru elementele de confinare clasa minimă a betonului va fi C12/15.

- (b) pentru stratul median al pereților din ZIA se va folosi mortar-beton (*grout*) cu rezistența caracteristică la compresiune $f_{mbk} \geq 12 \text{ N/mm}^2$ sau beton din clasa $\geq \text{C12/15}$.

Pentru betoanele curente valorile de proiectare ale rezistențelor se vor lua se vor lua din tabelul 8.6.

Tabelul 8.6. Valorile de proiectare ale proprietățile mecanice ale betoanelor pentru elemente de confinare pentru toate clasele de importanță

Valori de proiectare (N/mm ²)	Înălțime de turnare	Clasa betonului/grout-ului	
		C12/15	C16/20
Rezistența la întindere ($\gamma_M=1,50$)	$\geq 150 \text{ cm}$	0,50	0,65
	$< 150 \text{ cm}$	0,60	0,80
Rezistența la compresiune ($\gamma_M=1,35$)	$\geq 150 \text{ cm}$	5,80	7,70
	$< 150 \text{ cm}$	6,70	8,90
Rezistența la forfecare ($\gamma_M= 1,50$)	$\geq 150 \text{ cm}$	0,115	0,140
	$< 150 \text{ cm}$	0,135	0,165
Modulul de elasticitate	Oricare	24000	27000

8.2.6. Armături

- (1) Armăturile din oțel pentru pereții din zidărie armată (ZC, ZC+AR și ZIA), inclusiv pentru grinzile de cuplare, în cazul pereților cu goluri, vor avea caracteristicile mecanice de rezistență din tabelul 8.7. Limita de curgere a oțelurilor pentru armarea elementelor de confinare și a pereților din ZIA va fi în toate cazurile $R_e(R_{p0.2}) \leq 400 \text{ MPa}$.

Tabelul 8.7. Proprietățile mecanice minime ale oțelurilor pentru armarea elementelor de confinare și a ZIA

Tipul oțelului	Limita de curgere	Rezistența de proiectare
	$R_e(R_{p0.2})$ (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)
Categoria de rezistență 2	340	300
Categoria de rezistență 1	240	210

- (2) Oțelurile din tabelul 8.7. vor fi din clasa de ductilitate B conform ST 009, cu excepția oțelurilor folosite în zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$ pentru armarea elementelor de confinare (centuri și stâlpișori), a riglelor de cuplare și pentru armarea zidăriei în rosturile de așezare la parterul clădirilor cu înălțime $\geq P+2E$ unde se va folosi oțel din clasa de ductilitate C.

Folosirea plaselor sudate pentru armarea stratului median al pereților din zidărie cu inimă armată este permisă numai în condițiile date în Codul CR 2-1-1.1 pentru structurile cu pereți structurali din beton armat.

8.2.7. Alte materiale pentru armarea zidăriei

- (1) Zidăria poate fi armată cu grile polimerice de înaltă densitate și rezistență sau cu polimeri armați cu fibre (FRP) printr-unul din următoarele procedee:
- (i) inserția produselor în rosturi;
 - (ii) inserția produselor în tencuială.

8.3. Construcții cu pereți structurali din zidărie

8.3.1. Tipuri de pereți structurali din zidărie

- (1) Prezentul capitol se referă la pereții de zidărie cu alcătuirile enumerate la 8.1.1.(6).
- (2) Pentru pereții structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR și ZIA) conlucrarea zidăriei cu betonul/mortarul armat se obține prin turnarea elementelor de beton după executarea zidăriei.

8.3.2. Condiții de utilizare

- (1) Secțiunea de încastrare a ansamblului pereților structurali pentru calculul la forțe orizontale, față de care se definește numărul de niveluri n_{niv} , se va considera astfel:
- (a) la nivelul superior al soclurilor, pentru clădirile fără subsol;
 - (b) la planșeul peste subsol, pentru clădirile cu pereți deși (sistem *fagure*) și pentru clădirile cu pereți rari (sistem *celular*) la care s-au prevăzut pereți suplimentari în subsol (subsol cu pereți deși);
 - (c) peste nivelul fundațiilor pentru clădirile cu pereți rari, dacă nu s-au prevăzut pereți suplimentari în subsol (subsol cu pereți rari).
- (2) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) al clădirilor cu pereți structurali din zidărie, pentru care se aplică prevederile prezentului Cod, se limitează în funcție de:
- accelerația terenului pentru proiectare la amplasament (a_g);
 - clasa de regularitate/neregularitate structurală definită conform 8.3.3.;
 - clasa de importanță a clădirii, stabilită conform 4.4.5;
 - tipul/alcătuirea zidăriei (ZNA, ZC, ZC+AR, ZIA);
 - grupa elementelor pentru zidărie definită conform 8.2.1.
- (3) Densitatea pereților structurali ai clădirilor din zidărie, interiori+exteriori, pe fiecare din direcțiile principale ale clădirii, este definită prin procentul ariei nete totale a pereților structurali din zidărie ($A_{z,net}$) de pe direcția respectivă, raportată la aria planșeului (A_{pl}) de la nivelul respectiv

$$p(\%) = 100 \frac{A_{z,net}}{A_{pl}} \quad (8.1)$$

8.3.2.1. Condiții de utilizare pentru structuri cu pereți din zidărie nearmată (ZNA)

(1) Din cauza capacității scăzute de a disipa energia seismică, datorită rezistenței mici la întindere perpendicular pe rostul de așezare și la eforturi principale de întindere și a ductilității reduse, deficiențe care favorizează ruperile fragile, se recomandă ca utilizarea structurilor cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) să fie evitată.

(2) Structurile cu pereți de zidărie nearmată (ZNA) cu elemente pentru zidărie definite conform 8.2.1 vor fi folosite, în condițiile stabilite în tabelul 8.8, numai dacă sunt îndeplinite toate condițiile de mai jos:

- (a) clădirea se încadrează în categoria "clădiri regulate cu regularitate în plan și în elevație";
- (b) clădirea se încadrează în clasele de importanță III sau IV;
- (c) sistemul de așezare a pereților este de tip "pereți deși" (sistem *fagure*);
- (d) înălțimea nivelului $h_{etaj} \leq 3,00$ m;
- (e) sunt prevăzute elemente verticale și orizontale pentru asigurarea integrității structurale și conlucrării spațiale ale pereților conform (4)
- (f) sunt respectate cerințele de alcătuire a zidăriei și planșeelor din acest Cod;
- (g) materialele folosite satisfac cerințele de la par.8.2 din acest Cod.

(3) Utilizarea structurilor cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) pentru clădirile din clasele de importanță I și II nu este permisă, în toate zonele seismice indiferent de numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}).

(4) Structurile cu pereți structurali din zidărie nearmată cu $n_{niv} \geq 2$ ($\geq P+1E$) în zonele seismice cu $a_g \leq 0,25g$ indiferent de materialul și de caracteristicile geometrice și mecanice ale elementelor pentru zidărie, vor fi prevăzute cu stâlpișori și centuri de beton armat, în pozițiile indicate la 8.5.4.2.1.(1) pentru asigurarea integrității ansamblului clădirii în stadiile avansate de solicitare sub efectul unor cutremure care depășesc accelerația a_g stabilită conform figurii 3.1 pentru amplasamentul respectiv. Rezistența acestor elemente nu se va lua în considerare pentru calculul rezistenței de proiectare a pereților structurali și nici pentru verificarea siguranței ansamblului structurii.

(5) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) și valoarea minimă constructivă asociată a densității pereților structurali – ($p\%$), pe fiecare din direcțiile principale, în funcție de accelerația terenului pentru proiectare (a_g), sunt date în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8. Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali ($p\%$) pentru clădiri cu pereți structurali din ZNA.

n_{niv}	Accelerația terenului pentru proiectare (a_g)					
	0,10g și 0,15g		0,20g și 0,25g		0,30g ÷ 0,40g	
	Argilă arsă gr.1 și 2	Argilă arsă gr.2S și BCA	Argilă arsă gr.1 și 2	Argilă arsă gr.2S și BCA	Argilă arsă gr.1 și 2	Argilă arsă gr.2S și BCA
1 (P)	≥4,0%	≥4,5%	≥5,0%	≥5,5%	NA	N.A
2 (P+1)	≥4,5%	≥5,0%	≥5,5%	≥6,0%		
3 (P+2)	≥5,0%	≥5,5%	NA	NA		
NA - nu se acceptă folosirea zidăriei nearmate (ZNA)						

(6) Valorile din tabelul 8.8 se referă la primul nivel peste secțiunea de încastrare. Pentru următoarele niveluri se acceptă reducerea densității pereților cu maximum 1% pe nivel păstrând condițiile de regularitate în elevație.

(7) În cazul clădirilor cu pereți structurali din ZNA mansarda și/sau construcțiile anexe (uscătorii, spălătorii, etc) - definite la 8.3.2.2.(5) , se consideră "nivel" care se include în numărul total admis conform tabelului 8.5. chiar dacă sunt îndeplinite condițiile speciale de alcătuire constructivă de la 8.3.2.2. (4).

(8) Structurile cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elementele de zidărie definite conform 8.2.1 pot fi folosite, în toate zonele seismice, fără verificarea siguranței în situația de proiectare seismică, pentru:

- construcții cu un singur nivel peste secțiunea de încastrare, cu funcțiunea de anexe gospodărești care adăpostesc bunuri de valoare redusă și în care accesul oamenilor este întâmplător;
- construcții provizorii, cu durata de utilizare prevăzută mai mică de trei ani (construcții pentru organizare de șantier, de exemplu).

8.3.2.2. Condiții de utilizare pentru structuri cu pereți structurali din zidărie armată(ZC, ZC+AR, ZIA)

(1) Structurile cu pereți structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR, ZIA), pot fi utilizate, în condițiile de calcul, de dimensionare și de alcătuire constructivă precizate în acest Cod, numai pentru clădiri cu număr de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) și cu densitatea minimă constructivă a pereților structurali - interiori + exteriori ($p\%$), pe fiecare direcție principală, care se încadrează în valorile din tabelul 8.9.

Tabelul 8.9. Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) și densitatea minimă a pereților structurali ($p\%$) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie armată

n_{niv}	Accelerația terenului pentru proiectare (a_g)					
	0,10g și 0,15g		0,20g și 0,25g		0,30g ÷ 0,40g	
	Argilă arsă gr.1 și 2	Argilă arsă gr.2S și BCA	Argilă arsă gr.1 și 2	Argilă arsă gr.2S și BCA	Argilă arsă gr.1 și 2	Argilă arsă gr.2S și BCA
1 (P)	≥3,0%	≥3,0%	≥4,0%	≥4,0%	≥5,0%	≥5,5%
2 (P+1E)		≥3,5%		≥4,5%	≥5,5%	≥6,5%
3 (P+2E)	≥4,0%	≥4,0%	≥5,0%	≥5,5%*	≥6,0%*	≥6,0%*
4 (P+3E)		≥5,0%	≥6,0%*	≥6,0%*	≥6,5%*	**
5 (P+4E)	≥5,0%*	≥5,5%*	**	**	**	NA

* Pentru aceste situații se vor folosi obligatoriu alcătuirile ZC+AR sau ZIA.
 ** Numai în condițiile de la art. 8.3.2.2.(7)
 NA - nu se acceptă

(2) Densitatea pereților structurali stabilită în tabelul 8.9 se referă la primul nivel peste secțiunea de încastrare. Pentru următoarele niveluri se acceptă reducerea densității pereților cu maximum 1% pe nivel cu obligația de păstrare a condițiilor de regularitate în elevație.

În cazul în care, prin această reducere, condițiile de regularitate nu mai sunt satisfăcute, calculul forței tăietoare de bază se va face cu metoda de calcul modal folosind, după caz, modele de calcul plan sau spațial conform tabelului 4.1 din acest Cod.

(3) În zonele seismice cu $a_g=0,15g$ și $a_g=0,20g$ cel puțin 75% din forța tăietoare de bază, calculată conform 8.4.2., trebuie să fie preluată cu pereți structurali din zidărie confinată cu stâlpișori din beton armat la ambele extremități sau cu pereți structurali din zidărie cu inimă armată. În zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$ forța tăietoare de bază trebuie să fie preluată integral cu pereți structurali confinați cu stâlpișori din beton armat la ambele extremități sau cu pereți structurali din zidărie cu inimă armată.

În ambele situații, poziționarea, dimensiunile și armarea stâlpișorilor de beton armat trebuie să respecte prevederile din acest Capitol.

(4) În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR și ZIA) cu mansardă peste ultimul nivel curent, aceasta nu se include în numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare maxim admis conform tabelului 8.9. numai dacă sunt îndeplinite următoarele condiții constructive:

- densitatea minimă constructivă a pereților din tabelul 8.9 se majorează cu 1,0%;
- pereții perimetrali din zidărie nu depășesc înălțimea medie de 1,25 m;
- pereții de compartimentare sunt de tip ușor (gips-carton sau similar);
- șarpanta din lemn este proiectată astfel încât să nu rezulte împingeri în pereții perimetrali;

- (e) zidăria pereților structurali de la mansardă este confinată cu stâlpișori de beton armat în continuarea celor de la nivelul inferior;
- (f) la partea superioară a pereților de zidărie ai mansardei este prevăzută o centură de beton armat.

Dacă cel puțin una din aceste condiții nu este îndeplinită, mansarda va fi considerată "nivel" iar clădirea se va încadra, din punct de vedere al înălțimii și al densității pereților structurali, în condițiile date în tabelul 8.9.

(5) În cazul în care pe planșeul peste ultimul nivel curent al clădirii cu pereți structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR și ZIA) sunt prevăzute construcții anexe (uscătorii, spălătorii, etc) care ocupă cel mult 20% din suprafața nivelului curent și a căror înălțime nu este mai mare decât înălțimea acestuia, încăperile respective vor fi considerate ca o proeminență a clădirii principale și vor fi tratate conform prevederilor de la (6) fără a fi considerate ca "nivel" în limitele date în tabelul 8.9.

(6) În cazul clădirilor menționate la (5) calculul forței tăietoare cu metoda forțelor statice echivalente se va face astfel:

(a) Forța tăietoare de bază (F_b) pentru întreaga clădire (cu masa totală m) se va calcula ca la 8.4.2. considerând că masa proeminenței (m_p) se adaugă masei ultimului nivel.

(b) Forța tăietoare de bază (F_{bp}) aferentă masei (m_p) se va calcula cu relația:

$$F_{bp} = 2F_b \frac{m_p}{m} \quad (8.2)$$

(7) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) dat în tabelul 8.9 poate fi depășit cu un nivel, dar fără a depăși înălțimea de P+4E pentru zonele cu $a_g \leq 0,15g$, dacă sunt îndeplinite următoarele două condiții:

- se folosesc elemente pentru zidărie și mortar cu care se obține rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei $f_k \geq 4,5 \text{ N/mm}^2$;
- siguranța structurii este verificată prin calcul cu un procedeu static neliniar (biografic) conform 4.5.3.5.2.

(8) În aceleași condiții ca la (7) se acceptă scăderea cu cel mult 20% a densității minime a pereților ($p\%$) stabilită în tabelul 8.9, dar fără ca aceasta să devină mai mică de 3%.

(9) Prevederile de la (7) și (8) nu se vor aplica structurilor pentru care factorul de suprarezistență definit la 8.3.4.(2) are valoarea $\alpha_u/\alpha_I=1,0$.

(10) Prevederea în proiect a densității minime constructive a pereților structurali ($p\%$), conform tabelelor 8.8 și 8.9 și/sau a rezistențelor caracteristice minime ale zidăriei din tabelele 8.2 ÷ 8.5 nu asigură satisfacerea cerinței de siguranță, în toate cazurile de alcătuire arhitectural-structurală a clădirii și pentru toate zonele seismice, și în consecință, nu elimină obligația proiectantului de a verifica, prin calcul, îndeplinirea acestei cerințe.

Se exceptează de la această prevedere clădirile "simple din zidărie" definite la 8.9 pentru care nu este obligatorie verificarea prin calcul a cerinței de siguranță pentru situația seismică de proiectare.

8.3.3. Regularitate și neregularitate geometrică și structurală

(1) Criteriile specifice de regularitate geometrică și structurală, în plan și în elevație, pentru clădirile cu pereți structurali din zidărie folosite pentru situația de proiectare seismică sunt identice cu cele folosite pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare detaliate în Codul CR 6 și sunt în concordanță cu prevederile capitolul 4 din prezentul Cod.

8.3.4. Factori de comportare

(1) Factorii de comportare "q" pentru structurile cu pereți structurali din zidărie, se vor lua din tabelul 8.10

Tabelul 8.10. Factori de comportare "q" pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie

Regularitate		Factorul de comportare q pentru tipul zidăriei			
Plan	Elevație	ZNA	ZC	ZC+AR	ZIA
Da	Da	1,75 α_u/α_1	2,25 α_u/α_1	2,50 α_u/α_1	2,75 α_u/α_1
Nu	Da				
Da	Nu	1,50 α_u/α_1	2,00 α_u/α_1	2,25 α_u/α_1	2,50 α_u/α_1
Nu	Nu				
1° Pentru structurile cu un singur nivel valorile "q" din acest tabel se reduc cu 15%					
2° Pentru structurile cu pereți din zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR) valorile "q" din tabel se vor folosi numai dacă în toți pereții care preiau forța seismică conform art.8.3.2.2.(3) armăturile din rosturile de așezare respectă cerințele minime din acest Cod. Dacă aceste condiții nu sunt respectate se vor lua valorile corespunzătoare zidăriei confinate (ZC).					

(2) Factorul de suprarezistență este definit prin expresia α_u/α_1 în care:

- α_u reprezintă 90% din forța seismică orizontală pentru care, dacă efectele celorlalte acțiuni rămân constante, structura atinge valoarea maximă a forței laterale capabile;
- α_1 reprezintă forța seismică orizontală pentru care, dacă efectele celorlalte acțiuni rămân constante, primul element structural atinge rezistența ultimă (la încovoiere cu forța axială sau la forfecare).

(3) Calculul factorului de suprarezistență se poate face folosind orice procedeu de calcul static neliniar. Valorile α_u/α_1 obținute prin calcul nu vor depăși cu mai mult de 25% valorile forfecare date la (4).

(4) Dacă nu se efectuează un calcul static neliniar conform (3), pentru clădirile cu $n_{niv} \geq 2$, în cazul zidăriilor cu lege constitutivă $\sigma-\varepsilon$ cu deformațiile specifice $\varepsilon_{mu}/\varepsilon_{m1} >> 1,0$, valorile α_u/α_1 se vor lua după cum urmează:

- clădiri cu structura din zidărie nearmată (ZNA): $\alpha_u/\alpha_1=1,10$
- clădiri cu structura din zidărie armată (ZC, ZC+AR, ZIA): $\alpha_u/\alpha_1=1,25$

(5) Pentru structurile cu pereți din zidărie cu lege constitutivă liniară cu $\varepsilon_{mu}/\varepsilon_{m1} \cong 1,0$ pentru toate tipurile de elemente pentru zidărie din argilă arsă și din BCA, factorii de comportare q se vor lua după cum urmează:

- pentru zidărie nearmată (ZNA): $q=1,50$
- pentru zidărie confinată (ZC) și pentru zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR): $q=2,0$.

8.4. Calculul seismic al clădirilor cu pereți structurali din zidărie

(1) Calculul seismic al clădirilor cu pereți structurali din zidărie se va face conform principiilor și regulilor generale din acest Cod, par. 4.5 cu precizările specifice date în cele ce urmează.

(2) Spectrul de răspuns elastic va fi calculat cu relația (A.7.1.) din acest Cod. Factorul de corecție dat de relația (A.7.2) se va lua $\eta=0,88$, corespunzător fracțiunii din amortizarea critică $\xi=8\%$.

8.4.1. Condiții generale

(1) Modelul de calcul structural trebuie să reprezinte în mod adecvat proprietățile de rigiditate ale întregului sistem structural.

(2) Determinarea eforturilor secționale (N,M,V) în pereții structurali și a deplasărilor laterale ale structurii se poate face prin procedee de calcul manual sau cu orice program de calcul bazat pe principiile recunoscute ale mecanicii structurilor.

(3) Rigiditatea elastică a elementelor va fi calculată considerând deformațiile din încovoiere și din forfecare ale zidăriei nefisurate.

(4) Rezultate mai exacte se obțin folosind rigiditatea zidăriei fisurate:

(a) pentru pereții din zidărie nearmată (ZNA):

- (i) caracteristicile geometrice ale secțiunii nefisurate din zidărie;
- (ii) $\frac{1}{2}$ din valoarea modulului de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei (E_z) cu valoarea calculată în funcție de rezistența caracteristică f_k
- (iii) $\frac{1}{2}$ din valoarea modulului de elasticitate transversal;

(b) pentru zidăria confinată (ZC) și pentru zidăria cu inimă armată (ZIA):

- (i) caracteristicile geometrice ale secțiunii întregi nefisurate (zidărie și beton)
- (ii) $\frac{1}{2}$ din valoarea modulului de elasticitate longitudinal echivalent, de scurtă durată, ($E_{ZC(ZIA)}$);
- (iii) $\frac{1}{2}$ din valoarea modulului de elasticitate transversal echivalent ($G_{ZC(ZIA)}$).

(5) Rigiditatea riglelor de cuplare din beton armat se va lua în calcul cu valorile folosite pentru calculul clădirilor cu pereți structurali din beton armat (a se vedea CR2-1-1).

(6) În modelul de calcul pentru pereții cu goluri din zidărie nearmată nu se va ține seama de efectul riglelor de cuplare. Acestea vor fi armate constructiv, astfel încât

cedarea riglei să precedă cedarea reazemului (montantului) prin zdrobirea locală a zidăriei.

(7) Pentru calculul seismic, planșeele clădirilor cu pereți structurali din zidărie se clasifică din punct de vedere al rigidității în plan orizontal în:

- planșee rigide în plan orizontal;
- planșee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal.

(8) La clădirile curente cu pereți structurali din zidărie, pentru modelul de calcul, pot fi considerate, fără verificări suplimentare, ca diafragme *rigide în plan orizontal*, dacă nu sunt slăbite semnificativ de goluri, fără verificarea prin calcul, planșeele care au următoarele alcătuirii:

- planșee din beton armat monolit sau din predale cu suprabetonare continuă cu grosime ≥ 60 mm, armată cu plasă de oțel beton cu aria ≥ 250 mm²/m pe fiecare direcție;
- planșee din panouri sau semi panouri prefabricate din beton armat îmbinate pe contur prin piese metalice sudate, bucle de oțel beton și beton de monolitizare;
- planșee executate din elemente prefabricate de tip "fâșie", cu bucle sau cu bare de legătură la extremități și cu suprabetonare continuă cu grosime ≥ 60 mm, armată cu plasă din oțel beton cu aria ≥ 250 mm²/m pe fiecare direcție ($\geq 5 \Phi 8$ /m).

(9) Planșeul care nu satisface integral prevederile de la (8) poate fi considerat rigid în plan orizontal dacă, atunci când este modelat cu flexibilitatea sa reală în plan, deplasările orizontale calculate în situația de proiectare seismică nu depășesc nicăieri cu mai mult de 10 % din deplasarea orizontală absolută corespunzătoare.

(10) Următoarele categorii de planșee vor fi considerate cu *rigiditate nesemnificativă*, în plan orizontal:

- (a) planșee din elemente prefabricate de tip "fâșie" cu bucle sau cu bare de legătură la extremități;
- (b) planșee din elemente prefabricate din beton cu dimensiuni mici sau din blocuri ceramice, fără suprabetonare armată sau cu șapă nearmată cu grosimea ≤ 30 mm;
- (c) planșee din lemn.

(11) În clădirile curente, indiferent de tipul zidăriei (ZNA, ZC, ZIA), în zonele seismice cu $a_g \geq 0,30g$ nu se acceptă prevederea planșeelor parțiale (supante). În zonele cu $a_g \leq 0,25g$ forța seismică pentru clădiri cu supante se va determina prin calculul modal cu spectre de răspuns.

(12) În cazul pereților cu goluri de uși și/sau ferestre, plinurile orizontale din zidărie vor fi considerate ca grinzi de cuplare numai dacă sunt țesute efectiv cu montanții alăturați și dacă sunt legate atât cu centura planșeului cât și cu buiandrugul de beton armat de sub zidărie (dacă acesta este separat de centura planșeului).

(13) Forțele tăietoare de bază pentru pereții structurali determinate prin calculul liniar elastic, conform paragrafelor 4.4.3 și 8.4.2.1.din acest Cod pot fi redistribuite între pereții de pe aceeași direcție, cu condiția ca echilibrul global să fie satisfăcut și ca

forța tăietoare în oricare perete să nu fie redusă/sporită cu mai mult de 20%. Redistribuirea este permisă numai pentru zidăriile de lege $\sigma-\varepsilon$ de formă liniar-dreptunghiulară cu $\varepsilon_{mu} \gg \varepsilon_{ml}$ și nu se aplică în cazul zidăriilor fragile pentru care $\varepsilon_{mu} \approx \varepsilon_{ml}$ și numai în cazul planșeelor care au rezistență suficientă stabilită conform Codului CR 6, cap.6.

8.4.2. Modele și metode de calcul pentru stabilirea forțelor seismice de proiectare

(1) Pentru proiectarea clădirilor cu pereți structurali din zidărie în vederea satisfacerii cerințelor fundamentale de *siguranța vieții* și de *limitare a degradărilor* efectele acțiunii seismice și ale altor acțiuni incluse în situația seismică de proiectare se determină pe baza comportării liniar-elastice a structurii.

(2) Pentru verificarea satisfacerii cerinței de evitare a *prăbușirii locale* sau *generalizate*, efectele acțiunilor incluse în gruparea de încărcări pentru situația seismică de proiectare se determină pe baza unui model care ține seama de comportarea post-elastică așteptată a structurii.

(3) În condițiile de la (1) în funcție de caracteristicile de regularitate ale clădirii se va utiliza unul dintre următoarele tipuri de calcul liniar elastic:

- (a) Calculul cu forțe seismice static echivalente
- (b) Calculul modal cu spectru de răspuns

(4) Forțele seismice de proiectare care acționează perpendicular pe planul pereților structurali se vor determina cu formula (10.1) folosind factorul de importanță al clădirii (γ_{le}) și următoarele valori ale parametrilor β și q :

- pereți structurali exteriori rezemați în consolă (calcane, frontoane)
 $\beta = 2,5 \quad q = 1,5$
- pereți structurali exteriori rezemați sus și jos
 $\beta = 1,0 \quad q = 1,5$
- pereți structurali interiori
 $\beta = 1,0 \quad q = 2,5$

8.4.2.1. Calculul cu forțe seismice statice echivalente

(1) Calculul cu forțe seismice statice echivalente se folosește pentru toate clădirile cu pereți structurali din zidărie care îndeplinesc condițiile de regularitate în plan și în elevație.

(2) Prin excepție de la (1) calculul cu modele plane poate fi folosit și în cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie care nu au regularitate în plan dar au regularitate în elevație, numai dacă sunt îndeplinite următoarele condiții suplimentare de alcătuire:

- (a) clădirea are planșee rigide în plan orizontal la toate nivelurile;
- (b) clădirea se încadrează în clasele de importanță III și IV;
- (c) înălțimea clădirii este $\leq 10,0\text{m}$ ($\leq P+2E$, în cazul clădirilor curențe);

(d) raportul dimensiunilor clădirii în plan, lungime /lățime este ≤ 2.5

(e) sunt satisfăcute, la fiecare nivel, relațiile

$$(i) \quad r_x^2 > l_{pl}^2 + e_{0x}^2 \quad (8.3a)$$

$$(ii) \quad r_y^2 > l_{pl}^2 + e_{0y}^2 \quad (8.3b)$$

în care notațiile sunt

- l_{pl} este raza de rotație a planșeului;
- r_x și r_y sunt razele de torsiune;
- e_{0x} și e_{0y} sunt distanțele între centrul de masă și centrul de rigiditate măsurate pe direcțiile "x" și respectiv "y"

În cazul în care condițiile speciale de mai sus sunt îndeplinite, cu excepția relațiilor (8.3a) și (8.3b), se acceptă folosirea calculului cu două modele plane dar toate valorile efectelor acțiunii seismice care se obțin vor fi majorate 25%.

(3) Mărimile din relațiile (8.3a) și (8.3b) sunt definite astfel:

(a) Raza de rotație a planșeului se calculează cu relația

$$l_{pl} = \sqrt{\frac{I_{p,pl}}{A_{pl}}} \quad (8.4)$$

unde

A_{pl} este aria planșeului

$I_{p,pl}$ este momentul polar al suprafeței planșeului calculat cu relația

$$I_{p,pl} = I_x(pl) + I_y(pl) \quad (8.5)$$

în care $I_x(pl)$ și $I_y(pl)$ sunt momentele de inerție ale ariei planșeului în raport cu un sistem de axe paralel cu axele Oxy, care are originea în centrul maselor (centrul de greutate al suprafeței planșeului).

(b) Razele de torsiune ale structurii se calculează cu relațiile

$$r_{0x} = \sqrt{\frac{J_R}{\sum K_x}} \quad r_{0y} = \sqrt{\frac{J_R}{\sum K_y}} \quad (8.6)$$

unde

J_R este rigiditatea la torsiune a structurii;

$\sum K_x$ și $\sum K_y$ sunt rigiditățile relative de nivel ale structurii pe direcțiile principale (a se vedea Cap.4)

(4) În condițiile de la (1) și (2) calculul se va face folosind două modele plane constituite fiecare din pereții structurali dispuși pe direcțiile principale ale clădirii

(5) Forța tăietoare de bază pentru ansamblul clădirii, pentru fiecare direcție principală, se calculează cu relația generală (4.5) din acest Cod detaliată, simplificat, sub forma

$$F_b = \gamma_{l,e} \frac{\beta_0 a_g}{q} m \lambda \eta = c_s G \quad (8.7)$$

unde

$\beta_0 = 2,50$ ordonata maximă a spectrului elastic

$\eta = 0,88$ factorul de reducere care ține seama de amortizarea zidăriei $\xi=8\%$

q factorul de comportare conform tabelului 8.10 sau, după caz, conform 8.3.4.(5)

$\gamma_{l,e}$ factorul de importanță

$\lambda = 1,0$ pentru clădirile P, P+1E și $\lambda=0,85$ pentru clădirile $\geq P+2E$

m masa totală a clădirii supusă acțiunii seismice

$G = g \times m$ greutatea totală a clădirii

c_s coeficientul seismic global

Relația (8.7) ține seama de faptul că pentru clădirile curente din zidărie cu înălțime $\leq P+4E$, perioada proprie a modului fundamental vibrație calculată cu relația (B.3) din Anexa B la acest Cod rezultă $T_1 < 0,7s$.

8.4.2.2. Calcul modal cu spectrul de răspuns

(1) Pentru clădirile care nu satisfac condițiile de regularitate în elevație se va folosi calculul modal cu spectrul de răspuns, cu modele plane sau spațiale conform tabelului 4.1 din acest Cod.

(2) Calculul modal cu spectrul de răspuns va fi folosit pentru clădirile încadrate în clasa de importanță I chiar dacă sunt satisfăcute condițiile de regularitate care permit calculul cu două modele plane.

8.4.2.3. Metode de calcul neliniar

(1) Pentru evaluarea și/sau validarea unor alcătuirii arhitectural-structurale care nu respectă în totalitate recomandările și/sau condițiile generale de regularitate date în capitolul 4 din acest Cod vor fi folosite procedee de calcul care iau în considerare comportarea postelastice a pereților structurali de zidărie. Procedeele sunt aplicabile numai în cazul zidăriilor pentru care parametrii curbei σ - ε sunt $\varepsilon_{mu} \gg \varepsilon_{m1}$.

(2) Procedeele de calcul static neliniar (calcul "biografic") urmărește, pe măsura sporirii încărcărilor laterale, evoluția nivelurilor de solicitare atinse de pereții structurali (montanți și, după caz, grinzi de cuplare) până la ieșirea succesivă din lucru a acestora. Capacitatea de rezistență a structurii este considerată atinsă când reducerea forței capabile inițiale este de 15%.

(3) Pentru clădirile cu pereți structurali din zidărie cu $n_{niv} \leq 3$ calculul biografic se poate face pentru fiecare etaj în parte.

(4) Folosirea procedeeleor de calcul dinamic neliniar nu este justificată pentru clădirile curente cu pereți structurali din zidărie.

8.4.3. Determinarea forțelor seismice de proiectare pentru pereții structurali

8.4.3.1. Distribuția forțelor seismice orizontale pe înălțimea clădirii

(1) Pentru clădirile curente cu pereți structurali din zidărie, distribuția forței tăietoare de bază pe înălțimea clădirii se va face cu relația (4.5) din acest Cod, admitând că forma proprie a modului fundamental este o linie dreaptă.

8.4.3.2. Distribuția forței tăietoare între pereții structurali

8.4.3.2.1. Clădiri cu planșee rigide în plan orizontal

(1) Pentru calculul cu modele plane, pentru fiecare direcție principală, forța seismică de proiectare de nivel pentru ansamblul construcției F_i calculată cu relația (4.5) se va distribui pereților structurali proporțional cu rigiditatea relativă de nivel a fiecăruia, determinată conform principiilor de la 8.4.1 și ținând seama de efectele de torsiune calculate conform 4.5.3.2.4.

(2) În cazul calculului modal cu spectrul de răspuns folosind modele spațiale, distribuția forței seismice între pereții structurali rezultă din calculul structural.

8.4.3.2.2. Clădiri cu planșee cu rigiditate ne semnificativă în plan orizontal

(1) Pentru clădirile cu planșee cu rigiditate ne semnificativă în plan orizontal, forța seismică de proiectare pentru ansamblul construcției se distribuie pereților structurali proporțional cu masa aferentă fiecăruia, compusă din greutatea proprie a peretelui și din încărcările aduse de planșeele aferente.

8.5. Principii și reguli generale de alcătuire specifice construcțiilor cu pereți structurali din zidărie

8.5.1. Condiții generale

(1) Clădirile etajate cu pereți structurali din zidărie trebuie să satisfacă prevederile generale de alcătuire de ansamblu date la 4.4. și prevederile generale pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare date din Codul CR 6.

(2) Pentru asigurarea comportării spațiale a structurilor cu pereți din zidărie, în proiect se vor prevedea măsuri adecvate pentru realizarea unor legături sigure, între:

- pereții structurali de pe cele două direcții principale;
- pereți și planșee.

8.5.2. Proiectarea suprastructurii

8.5.2.1. Pereți structurali

8.5.2.1.1. Condiții generale

(1) Toți pereții din zidărie care îndeplinesc condițiile de la 8.1.1. (3) vor fi considerați "*pereți structurali*" și vor fi proiectați conform acestui capitol.

(2) Pereții din zidărie care nu îndeplinesc condițiile de la 8.1.1. (3) vor fi considerați "*pereți nestructurali*" și vor fi calculați și alcătuiți, pentru situația persistentă de proiectare și situația tranzitorie de proiectare conform prevederilor din Codul CR 6 și pentru situația seismică de proiectare conform prevederilor din capitolul 10 din acest Cod.

(3) Structurile construcțiilor etajate curente din zidărie, se clasifică după cum urmează:

- structuri cu pereți structurali deși (*sistem fagure*);
- structuri cu pereți structurali rari (*sistem celular*).
- structuri mixte (*dual*) la care pereții structurali conlucrează cu cadre din beton armat pentru preluarea forțelor seismice

8.5.2.1.2. Arii de zidărie și cerințe privind geometria pereților

(1) Valorile necesare ale ariilor nete ale pereților structurali, pe ambele direcții principale ale construcției, se vor stabili prin calcul. Aceste valori trebuie să fie cel puțin egale cu cele din tabelele 8.8 și 8.9 sau cu valorile reduse conform 8.3.2.2.(7) și 8.3.2.2.(8).

(2) Lungimea minimă (l_{min}) a spaleților adiacenți golurilor de uși și de ferestre se limitează, în funcție de cea mai mare înălțime a golurilor adiacente (h_{gol}) sau de grosimea peretelui (t), după cum urmează:

(a) pentru zidăria nearmată (ZNA):

- spaleți de capăt la pereți de fațadă și interiori: $l_{min}=0,6h_{gol} \geq 1,20$ m
- spaleți intermediari la pereți de fațadă și interiori: $l_{min}=0,5h_{gol} \geq 1,00$ m

(b) pentru zidăria confinată (ZC sau ZC+AR):

- spaleți de capăt la pereți de fațadă și interiori: $l_{min}=0,5h_{gol} \geq 1,00$ m
- spaleți intermediari la pereți de fațadă și interiori: $l_{min}=0,4h_{gol} \geq 0,80$ m

(c) pentru zidăria cu inimă armată (ZIA): $l_{min}=3t$ unde t este grosimea totală a peretelui.

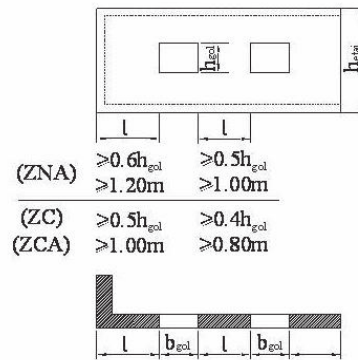


Figura 8.1. Dispunerea în plan a golurilor din pereții de zidărie

(3) Raportul ρ între ariile în plan ale golurilor de uși și ferestre și ariile plinurilor de zidărie va fi limitat la valorile din tabelul 8.11. Pentru determinarea raportului ρ se iau în considerare numai elementele verticale cu continuitate până la fundații și care au dimensiuni cel puțin egale cu valorile minime date la (2).

Tabelul 8.11. Raportul ρ între ariile în plan ale golurilor de uși și ferestre și ariile plinurilor de zidărie

Accelerația a_g	0,10g	0,15g	0,20g și 0,25g	0,30g ÷ 0,40g
Perete exterior	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 1,5$	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 1,25$	$\rho \leq 1,00$	$\rho \leq 0,80$
	$n_{niv} = 4,5$ $\rho \leq 1,25$	$n_{niv} = 4$ $\rho \leq 1,00$		
Perete interior	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 0,55$	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 0,45$	$\rho \leq 0,35$	$\rho \leq 0,25$
	$n_{niv} = 4,5$ $\rho \leq 0,45$	$n_{niv} = 4$ $\rho \leq 0,35$		

(4) Grosimea minimă a pereților structurali pentru cerința de siguranță structurală, indiferent de materialul elementelor din care este executată zidăria va fi 240 mm. Pentru satisfacerea celorlalte cerințe esențiale, grosimile pereților se vor stabili conform reglementărilor specifice în vigoare.

(5) Indiferent de rezultatele calculelor de rezistență, raportul între înălțimea etajului (h_{et}) și grosimea peretelui structural (t) trebuie să satisfacă următoarele condiții:

- zidărie nearmată (ZNA) $h_{et}/t \leq 12$;
- zidărie confinată (ZC) și zidărie cu inimă armată (ZIA) $h_{et}/t \leq 15$.

8.5.2.1.3. Secțiuni de zidărie slăbite prin goluri și șlițuri.

(1) Se aplică prevederile comune pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare date în Codul CR 6, indiferent de zona seismică, de înălțimea clădirii și de materialele din care este realizată zidăria.

8.5.2.2. Planșee

(1) Pentru proiectarea planșelor se va ține seama de prevederile comune pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare, de condițiile generale date în acest Cod, art.4.4.4., și de prevederile specifice date în continuare.

(2) Planșeele cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal sunt permise numai pentru:

- ultimul nivel al clădirilor cu pereți structurali din zidărie, cu un singur nivel cu sau fără mansardă - (P) sau (P+M) , pentru zonele seismice cu $a_g=0,10g$;
- planșeele intermediare ale construcțiilor cu două și trei niveluri (P+1E÷2E), din clasele de importanță III și IV, în zonele seismice cu $a_g \leq 0,15g$ (cu excepția planșeului peste subsol);

(3) În cazul planșelor cu goluri de dimensiuni mari se vor respecta condițiile generale date la 4.4.4.5 și prevederile de la (4) și (5).

(4) Pozițiile golurilor de dimensiuni mari vor fi stabilite încât să nu conducă la reducerea rigidității și a rezistenței planșelor și să asigure transferul forțelor orizontale la pereții structurali fără concentrări importante de eforturi. În acest scop, se va evita poziționarea golurilor la colțurile planșelor, lângă pereții de contur sau alăturarea mai multor goluri.

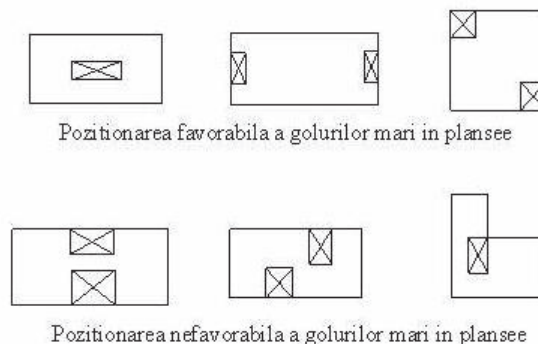


Figura 8.2. Poziționarea golurilor de mari dimensiuni în planșee

(5) În cazurile în care slăbirea semnificativă a planșelor prin goluri nu poate fi evitată se va ține seama de efectul rigidității finite a planșeului prin adoptarea unui model de calcul spațial.

8.5.3. Proiectarea infrastructurii

(1) Alcătuirea infrastructurii clădirilor cu pereți structurali din zidărie va respecta prevederile generale pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare, principiile generale date la 4.4.1.7 și prevederile specifice date în continuare.

(2) Dimensionarea fundațiilor, soclurilor și pereților de subsol se va face prin calcul pentru satisfacerea condițiilor de rezistență sub efectele rezultate din gruparea fundamentală de încărcări. Dimensiunile astfel obținute vor fi verificate și pentru efectele încărcărilor din gruparea seismică de încărcări.

(3) În zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$, pentru dimensionarea fundațiilor, soclurilor și pereților de subsol, efectele acțiunii seismice se vor lua în calcul cu valorile

rezistențelor de proiectare la încovoiere cu forță axială ale pereților din elevație determinate considerând rezistența armăturilor majorată cu 25%. În cazul pereților cuplați se va ține seama și de modificarea forței axiale corespunzător rezistențelor de proiectare la forță tăietoare ale grinzilor de cuplare.

8.5.3.1. Fundațiile pereților structurali

- (1) Fundațiile pereților structurali din zidărie vor fi de tip "talpă continuă".
- (2) Prin excepție de la (1), în zonele cu accelerația seismică de proiectare $a_g \leq 0,15g$, în cazul unor încărcări verticale reduse (clădiri $\leq P+1E+M$), pentru clădiri din clasele de importanță III și IV, pe terenuri normale de fundare, cu presiunea convențională pe teren $p_{conv} > 200$ kPa, se pot prevedea și fundații izolate din beton simplu, legate cu grinzi din beton armat pe ambele direcții.

8.5.3.2. Socluri

- (1) În cazul construcțiilor fără subsol, soclul și fundațiile vor fi executate din beton armat, cu excepția situațiilor prevăzute la (2).
- (2) În cazul amplasamentelor cu teren normal de fundare, pentru construcții din clasa de importanță III, cu $n_{niv} \leq 3$, în zonele seismice cu $a_g \leq 0,15g$, precum și pentru construcții din clasa de importanță IV, în toate zonele seismice, soclul poate fi executat din beton simplu dacă rezultatele calculelor de dimensionare cu încărcările menționate la 8.5.3.(2) permit această soluție.

8.5.3.3. Pereți de subsol

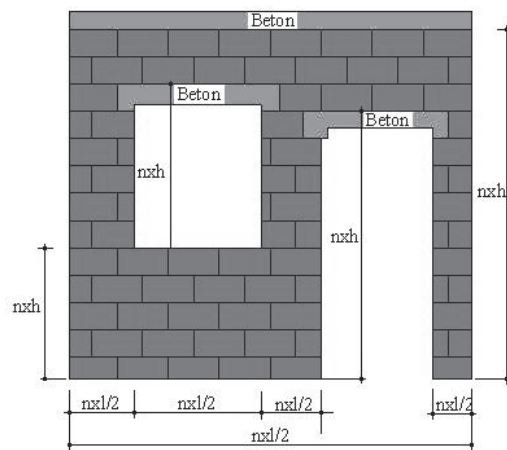
- (1) Pereții de subsol ai clădirilor cu pereți structurali din zidărie se vor realiza din beton armat cu excepția situațiilor prevăzute la (2).
- (2) În cazul amplasamentelor cu teren normal de fundare, pentru construcții din clasa de importanță III, cu $n_{niv} \leq 3$, în zonele seismice cu $a_g \leq 0,15g$, precum și pentru construcții din clasa de importanță IV, în toate zonele seismice, pereții de subsol pot fi executați din beton simplu dacă rezultatele calculelor de dimensionare cu încărcările menționate la 8.5.3.(2) permit această soluție.
- (3) În zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$ se va evita slăbirea semnificativă prin goluri a pereților de subsol, rezistența zonelor slăbite va fi verificată prin calcul și, dacă este necesar, se vor adopta soluții de sporire a rezistenței acestora.
- (4) Pentru clădirile cu pereți dispuși în sistem celular, în zonele cu $a_g \geq 0,25g$, în afara măsurilor de la (3) se recomandă sporirea rigidității subsolului prin introducerea unor pereți suplimentari (realizarea unui subsol cu pereți deși).

8.5.3.4. Planșee la infrastructură

- (1) Planșeul peste subsol va fi realizat din beton armat indiferent de zona seismică a amplasamentului, de înălțimea clădirii și de materialele din care este realizată zidăria.

8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie

- (1) Pentru proiectarea pereților structurali și a planșelor se vor respecta regulile generale din paragraful 8.5.2. și regulile specifice date în continuare.
- (2) Se recomandă ca dimensiunile în plan ale plinurilor de zidărie, între goluri sau până la capătul peretelui, să fie multiplu de $\frac{1}{2}$ din lungimea elementului pentru zidărie.
- (3) Condiția de la (2) este obligatorie pentru zidăriile realizate cu elemente din argilă arsă din grupa 2S; în acest caz, pentru a se elimina tăierea/spargerea la șantier a elementelor, se vor folosi numai elemente speciale, cu lungimea egală cu un submultiplu al lungimii nominale, din sortimentele respective. Dacă nu se realizează modularea se vor spori dimensiunile stâlpișorilor din beton armat.
- (4) În cazul zidăriilor cu înălțimea de referință a rândului ≥ 200 mm, înălțimea panoului de zidărie, între centurile de beton armat, va fi un multiplu întreg al înălțimii rândului (înălțimea elementului + grosimea stratului de mortar de circa $10 \div 12$ mm).



h - înălțimea elementului. l - lungimea elementului

Figura 8.3. Modularea zidărilor în raport cu dimensiunile elementelor pentru zidărie

- (5) În cazul clădirilor cu planșee alcătuite din elemente liniare (care descarcă pe o singură direcție), în toate zonele seismice și indiferent de tipul zidăriei (ZNA, ZC sau ZIA), se vor prevedea măsuri constructive pentru ancorarea, la fiecare planșeu, a pereților structurali exteriori dispuși paralel cu elementele principale ale planșeului. Se recomandă ca toți pereții structurali de pe contur să fie încărcăți direct de planșeu.

8.5.4.2. Reguli specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA)

- (1) Toate clădirile cu pereți structurali din zidărie nearmată, indiferent de elementele pentru zidărie și de mortarele folosite, vor avea stâlpișori din beton armat dispuși constructiv, în funcție de zona seismică conform 8.5.4.2.1. (1).
- (2) Peste golurile de uși și de ferestre se vor prevedea buiandrugi din beton armat legați, de regulă, cu centura de la nivelul planșeului.

(3) Pentru clădirile amplasate în zone seismice cu $a_g \geq 0,15g$ în zonele de legătură între pereții perpendiculari (colțuri, ramificații și intersecții) se vor prevedea armături în rosturile orizontale conform 8.5.4.2.4.

8.5.4.3. Reguli specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC)

(1) În clădirile cu pereți structurali din zidărie, indiferent de elementele pentru zidărie și de mortarele folosite, vor fi prevăzute elemente de confinare din beton armat dispuse vertical (stâlpișori) și orizontal (centuri) după cum urmează:

- (a) pentru clădirile din ZNA → elemente cu rol *constructiv*;
- (b) pentru clădirile din ZC și ZC+AR → elemente cu rol *structural*.

(2) Pozițiile în plan și pe verticală și dimensiunile secțiunii transversale și armarea longitudinală și transversală ale stâlpișorilor și centurilor se stabilesc ținând seama de efectele încărcărilor verticale și ale forțelor seismice de proiectare, cu respectarea condițiilor precizate în continuare.

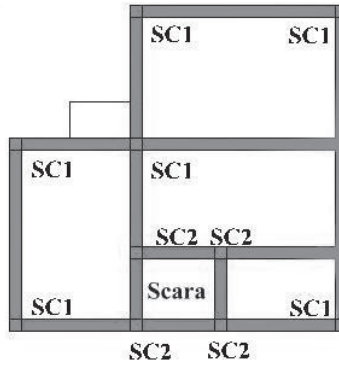
8.5.4.3.1. Prevederi referitoare la stâlpișori

(1) La toate clădirile cu pereți structurali din zidărie simplă (ZNA) cu elemente din argilă arsă și din BCA, se vor prevedea, ca măsură constructivă, stâlpișori de beton armat în următoarele poziții (figura 8.4,a):

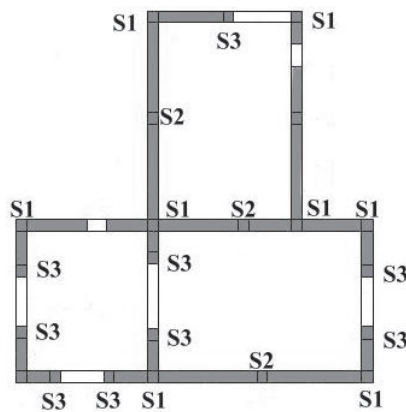
- (a) Pentru zonele seismice cu $a_g \leq 0,15g$. la toate colțurile exterioare și intrânde de pe conturul construcției (SC1)
- (b) Pentru zonele seismice cu $0,15g < a_g \leq 0,25g$ la toate colțurile exterioare și intrânde de pe conturul construcției (SC1) și la casa scării (SC2).

(2) La clădirile cu pereți din zidărie confinată (ZC), cu elemente din argilă arsă și din BCA, stâlpișorii de beton armat vor fi amplasați în următoarele poziții (figura 8.4b):

- (a) la toate colțurile exterioare și intrânde de pe conturul construcției (S1);
- (b) la capetele libere ale fiecărui perete;
- (c) de ambele părți ale oricărui gol (S3) cu suprafața $\geq 2,5 \text{ m}^2$ în zonele seismice cu $a_g \leq 0,20g$ și de ambele părți ale oricărui gol cu suprafața $\geq 1,5 \text{ m}^2$ în zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$; golurile cu dimensiuni mai mici vor fi mărginite cu stâlpișori dacă necesitatea acestora rezultă din calcule sau din cerința d ;
- (d) în lungul peretelui (S2), astfel încât distanța între axele stâlpișorilor să nu depășească:
 - (i) 5.0 m în cazul structurilor cu pereți deși (sistem *figure*);
 - (ii) 4.0 m în cazul structurilor cu pereți rari (sistem *celular*);
- (e) la intersecțiile pereților, dacă cel mai apropiat stâlpișor amplasat conform regulilor de mai sus se află la o distanță mai mare de $3t$ unde t este grosimea peretelui
- (f) în toți spaleții care nu au lungimea minimă prevăzută la art.8.5.2.1.2 (2)



(a) Poziționarea stâlpișorilor constructivi la clădiri din zidărie nearmată



(b) Poziționarea stâlpișorilor din beton armat la structuri din zidărie confinată

Figura 8.4. Poziționarea stâlpișorilor din beton armat la structuri din zidărie confinată

- (3) Stâlpișorii vor fi executați pe toată înălțimea construcției.
- (4) Secțiunea transversală a stâlpișorilor de beton armat va satisface următoarele condiții:
 - (a) aria secțiunii transversale $\geq 625\text{cm}^2$;
 - (b) latura minimă $\geq 25\text{cm}$.
- (5) Armarea stâlpișorilor se va stabili prin calcul, cu următoarele condiții minime:
 - (a) procentul de armare longitudinală:
 - (i) $\geq 1,0\%$ pentru zonele seismice $a_g \geq 0,25g$;
 - (ii) $\geq 0,8\%$ pentru zonele seismice $a_g = 0,15g$ și $a_g = 0,20g$.
 - (iii) $\geq 0,6\%$ pentru zonele seismice $a_g = 0,10g$
 - (b) diametrul barelor longitudinale $\geq 12\text{mm}$;
 - (c) armare transversală:
 - (i) etrieri închiși cu $\Phi \geq 6\text{ mm}$;
 - (ii) distanța între etrieri: $\leq 15\text{cm}$ în câmp curent și $\leq 10\text{ cm}$ pe lungimea de înădărire a barelor longitudinale și pe 60 cm la intersecțiile cu centurile (peste și sub centură).

- (6) Barele longitudinale ale stâlpișorilor de la ultimul nivel vor fi ancorate în centurile ultimului nivel conform SR EN 1992-1-1.
- (7) Înnădirea barelor longitudinale din stâlpișori se va face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime $\geq 50\Phi$; în secțiunea de la bază (secțiunea de încastrare), suprapunerea barelor longitudinale ale stâlpișorilor din suprastructură cu mustățile din socluri sau din pereții de subsol se va face pe o lungime $\geq 60\Phi$.

8.5.4.3.2. Prevederi referitoare la centuri

- (1) Pentru toate clădirile, indiferent de alcătuirea zidăriei (ZNA, ZC sau ZIA) și de zona seismică, se vor prevedea centuri de beton armat în planul pereților:
- la nivelul fiecărui planșeu, indiferent de materialul din care este realizat (beton armat sau lemn) și de tehnologia de realizare a acestuia,
 - în poziție intermediară, la construcțiile etajate cu pereți rari (*sistem celular*) și la construcțiile tip “sală/hală” ai căror pereți structurali au înălțimea $>3,20$ m, în zonele seismice cu $a_g \geq 0,15g$, sau $>4,00$ m - în zonele seismice cu $a_g = 0,10g$.
- (2) În cazul clădirilor cu mansardă sau cu pod necirculabil și cu șarpantă din lemn se vor prevedea centuri la partea superioară a tuturor pereților care depășesc nivelul ultimului planșeu.
- (3) Centurile prevăzute conform (1) vor fi continue pe toată lungimea peretelui și vor alcătui contururi închise. Centurile de la nivelul planșeelor curente și cele de la acoperiș nu vor fi întrerupte de goluri de uși și ferestre cu excepția situațiilor menționate la (4).
- (4) Continuitatea centurilor poate fi întreruptă numai în următoarele situații:
- centura planșeului curent, în dreptul casei scării, cu condiția să se prevadă:
 - stâlpișori din beton armat la ambele margini ale golului;
 - o centură-buiandrug, la podestul intermediar, legată de cei doi stâlpișori;
 - centura peste zidul de la mansardă, în dreptul lucarnelor, cu condiția să se prevadă:
 - stâlpișori de beton armat la ambele margini ale golului, cu armăturile longitudinale ancorate corespunzător în centura planșeului inferior;
 - centură peste parapetul de zidărie al ferestrei, legată de cei doi stâlpișori.

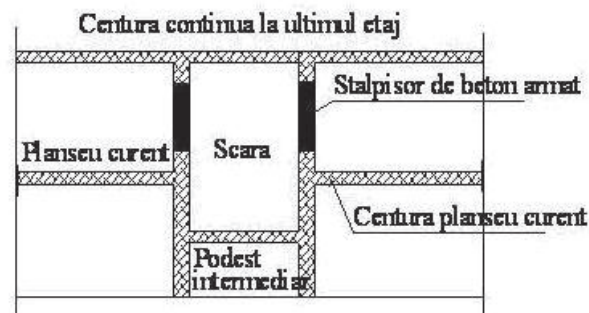


Figura 8.5. Întreruperea centurilor la casa scării

- (5) Se recomandă ca întreruperea centurilor de la casa scării, să fie prevăzută numai pentru clădirile din zonele seismice cu $a_g \leq 0,20g$.
- (6) Secțiunea transversală a centurilor de beton armat va satisface următoarele condiții:
- (a) aria secțiunii transversale $\geq 500\text{cm}^2$, cu respectarea următoarelor dimensiuni:
 - (i) lățimea ≥ 25 cm, dar $\geq \frac{2}{3}$ din grosimea peretelui;
 - (ii) înălțimea \geq decât grosimea plăcii planșeului pentru pereții interiori și \geq decât dublul acesteia pentru pereții de pe conturul clădirii și de la casa scării.
 - (7) Armarea centurilor se va stabili prin calcul cu următoarele condiții minime:
 - (a) procentul de armare longitudinală:
 - (i) $\geq 1,0\%$ pentru zonele seismice $a_g \geq 0,25g$;
 - (ii) $\geq 0,8\%$ pentru zonele seismice $a_g = 0,15g$ și $a_g = 0,20g$.
 - (iii) $\geq 0,6\%$ pentru zonele seismice $a_g = 0,10g$
 - (b) diametrul barelor longitudinale $\geq 12\text{mm}$;
 - (c) armare transversală:
 - (i) etrieri închiși cu $\Phi \geq 6\text{mm}$;
 - (ii) distanța între etrieri: ≤ 15 cm în câmp curent și ≤ 10 cm pe lungimea de înnădire a barelor longitudinale și pe 60 cm la intersecțiile cu stâlpișorii.
 - (8) Înădările barelor longitudinale se vor face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime de 60Φ . Secțiunile de înnădire ale barelor vor fi decalate cu cel puțin 1.00 m; într-o secțiune se vor înnădi cel mult 50% din barele centurii.

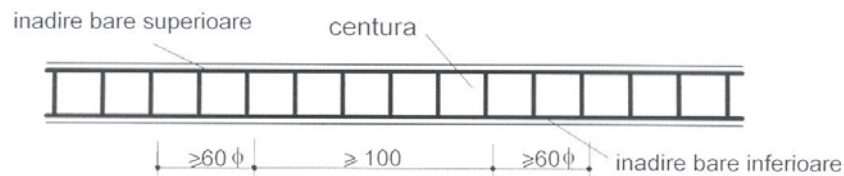
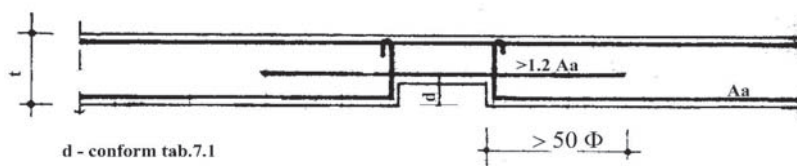


Figura 8.6. Înădirea barelor din centuri

- (9) La colțuri, intersecții și ramificații se va asigura legătura monolită a centurilor amplasate pe cele două direcții iar continuitatea transmiterii eforturilor va fi realizată prin ancorarea barelor longitudinale în centurile perpendiculare pe o lungime $\geq 60\Phi$.
- (10) În cazul slițurilor verticale realizate prin zidire, continuitatea armăturilor din centuri care se întrerup va fi asigurată prin bare suplimentare având o secțiune cu cel puțin 20% mai mare decât cea a barelor întrerupte.



d - conform tab.7.1

Figura 8.7. Armarea centurilor slăbite prin slițuri

- (11) În cazul clădirilor cu șarpantă, în centurile de la ultimul nivel se vor prevedea piese metalice pentru ancorarea cosoroabelor șarpantei.

8.5.4.3. Prevederi referitoare la buiandrugi și rigle de cuplare

- (1) În clădirile curente, riglele de cuplare vor fi legate monolit cu centura planșeului.
- (2) Lungimea de rezemare a riglelor de cuplare pe pereții de zidărie va fi $\geq 40\text{cm}$
- (3) Lățimea riglelor de cuplare va fi egală cu grosimea peretelui. Pentru pereții de fațadă se acceptă o reducere de 5cm pentru aplicarea protecției termice.
- (4) În condițiile de la (1) armarea elementului constituit din centură și rigla de cuplare (buiandrug) va satisface următoarele condiții:
 - (a) la partea superioară, armătura din centură va fi continuă în rigla de cuplare;
 - (b) la partea inferioară procentul de armare va fi 0,1% raportat la secțiunea de beton;
 - (c) pentru elementele cu $h > 700\text{ mm}$ se aplică prevederile SR EN 1992-1-1;
 - (d) capacitate de rezistență la forță tăietoare va fi superioară cu cel puțin 25% celei corespunzătoare momentelor ultime ale elementului calculate ținând seama de suprazistența armăturilor.
- (5) Dacă buiandrugul prevăzut la (4) nu este legat cu centura planșeului, armarea acestuia se va determina numai pentru încărcările verticale aferente și va respecta condițiile din SR EN 1992-1-1 pentru elemente neparticipante la preluarea eforturilor din cutremur.

8.5.4.3.4. Prevederi referitoare la armarea zidăriei în rosturile orizontale

- (1) Pentru clădirile din ZC+AR secțiunea armăturilor dispuse în rosturile orizontale ale zidăriei va fi determinată prin calcul.
- (2) La clădirile situate în zone seismice cu $a_g \geq 0,15g$, rosturile orizontale ale zidăriei vor fi armate, indiferent de rezultatele calculului, pentru următoarele elemente:
 - (a) spaleții între ferestre sau uși care au raportul înălțime / lățime $\leq 2,5$, dacă nu sunt întăriți cu stâlpișori din beton armat la extremități;
 - (b) zonele de legătură între pereții perpendiculari (intersecții, colțuri și ramificații);
 - (c) parapeteii de sub ferestre.

La intersecții, colțuri și ramificații armăturile vor depăși marginea intersecției, pe toate direcțiile, cu cel puțin 1,00 m.

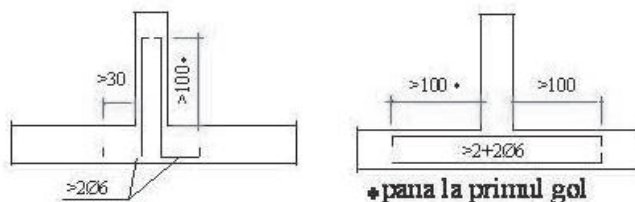


Figura 8.8. Armarea zidăriei la intersecții de pereți

- (3) Armăturile din rosturile orizontale dispuse conform (1) și (2) vor satisface următoarele condiții:
 - (a) distanța între rosturile orizontale armate va fi:
 - (i) ≤ 2 asize în cazul elementelor cu înălțime între $188 \div 240\text{ mm}$;

- (ii) ≤ 3 asize în cazul elementelor cu înălțime < 188 mm;
- (iii) aria armăturilor dispuse într-un rost orizontal va fi $\geq 1,0$ cm² ($2\Phi 8$ mm);

(b) acoperirea laterală cu mortar a barelor din rosturi va fi stabilită pentru a asigura protecția anticorozivă a barelor.

(4) Armăturile din rosturile orizontale vor fi ancorate în stâlpișori sau prelungite în zidărie, dincolo de marginea opusă a stâlpișorului, pentru a se realiza o lungime totală de ancoraj de cel puțin 60Φ . Barele se vor fasona fără cârlige.

(5) Înnădirile barelor din rosturi se vor face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime de $\geq 60\Phi$. Secțiunile de înnădire ale barelor vor fi decalate cu cel puțin 1.00m; într-o secțiune se vor înnădi cel mult $1/3$ din barele peretelui.

8.5.4.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți din zidărie cu inimă armată (ZIA).

(1) Pereții de cărămidă din straturile marginale vor avea grosimea de minimum $\frac{1}{2}$ cărămidă (minimum 115mm), vor fi executați cu zidăria țesută și vor avea rosturile verticale complet umplute cu mortar. Nu se acceptă folosirea elementelor cu îmbinare mecanică (nut și feder) pentru cele două straturi de zidărie ale ZIA.

(2) Grosimea stratului median, de beton sau mortar-beton (*grout*), va fi ≥ 10 cm.

(3) Armarea stratului median se va determina prin calcul.

(4) Pentru primul nivel al clădirilor cu $n_{niv} \geq 3$, procentele de armare minime, raportate la secțiunea de beton a stratului median, vor respecta condițiile din tabelul 8.12. Diametrul minim al barelor va fi ≥ 8 mm iar distanța între bare va fi ≤ 150 mm.

Tabelul 8.12. Procente de armare minime pentru pereți din ZIA

Accelerația seismică de proiectare	Barele orizontale		Barele verticale	
	Categoria 1	Categoria 2	Categoria 1	Categoria 2
$a_g \geq 0,20g$	0,30%	0,25%	0,25%	0,20%
$a_g \leq 0,15g$	0,25%	0,20%	0,20%	0,15%

(5) Pentru construcțiile cu $n_{niv} < 3$, și pentru nivelurile de peste parter ale construcțiilor cu $n_{niv} \geq 3$, procentele minime de armare se vor lua egale cu 80% din valorile din tabelul 8.12. Diametrul minim al barelor va fi ≥ 6 mm iar distanța între bare va fi $\leq 1,5t_m$ unde t_m este grosimea stratului median.

Armarea cu plase sudate se va face numai dacă, din calcul, rezultă că, în situația de proiectare seismică, armăturile rămân în domeniul elastic de comportare. Armarea cu plase sudate nu se va folosi la pereții parterului, indiferent de numărul nivelurilor peste secțiunea de încastrare, pentru clădirile din zone cu $a_g \geq 0,15g$.

8.6. Verificarea siguranței

(1) Verificarea siguranței clădirilor cu pereți structurali din zidărie în situația de proiectare seismică se va face prin calcul, indiferent de tipul zidăriei, de numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) și de accelerația terenului pentru proiectare la amplasament (a_g) cu excepția "clădirilor simple" definite și detaliate la par.8.9.

(2) Verificarea siguranței structurilor din zidărie se face în raport cu:

- stările limită ultime de rezistență și de stabilitate (ULS);
- starea limită de serviciu (SLS).

(3) Combinarea efectelor încărcărilor verticale și seismice se va face conform Codului CR 0 și capitolului 4 din acest Cod.

8.6.1. Cerința de rezistență în raport cu starea limită ultimă (ULS)

(1) Pentru acțiunea cutremurului de proiectare, cu accelerația terenului a_g dată în Figura 3.1. din acest Cod, cerința de rezistență în raport cu starea limită ultimă (ULS) se verifică pentru:

- efectul forțelor seismice care acționează în planul peretelui structural;
- efectul forțelor seismice care acționează perpendicular pe planul peretelui structural.

(2) Rezistențele de proiectare ale pereților structurali la starea limită ultimă (ULS), pentru gruparea seismică de încărcări, se vor calcula pe baza rezistențelor caracteristice folosind valorile coeficienților parțiali de siguranță γ_M din tabelul 8.13. Pentru celelalte grupări de încărcări, pentru calculul structurilor cu pereți structurali din zidărie se folosesc valorile γ_M date în Codul CR 6 pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare.

Tabelul 8.13. Coeficienți parțiali de siguranță γ_M pentru calculul pereților structurali din zidărie la starea limită ultimă (ULS) pentru gruparea seismică de încărcări

Categoría elementelor	Mortar	Tipul controlului la execuție		
		Redus	Normal	Special
Categoría I	De rețetă (G) preparat la șantier	2,4	2,2	1,9
	De rețetă (G) preparat industrial, semifabricat industrial	2,2	1,9	1,8
	Performant (T) și (G)	---	1,8	1,8
Categoría II	De rețetă (G) preparat la șantier	2,7	2,5	2,2
	De rețetă (G) preparat industrial, semifabricat industrial	2,4	2,2	2,0

8.6.1.1. Cerința de rezistență pentru efectele cutremurului în planul peretelui

(1) Pereții structurali vor fi proiectați pentru a avea, în toate secțiunile, rezistențele de proiectare la eforturi secționale (N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd}) mai mari decât eforturile secționale de proiectare (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed}) rezultate din încărcările din gruparea seismică.

(2) Pentru proiectarea clădirilor cu structuri din zidărie, mecanismul de disipare a energiei seismice va fi ales astfel încât să se asigure comportarea ductilă a structurii în funcție de valoarea accelerației terenului pentru proiectare (a_g) din zona amplasamentului.

(3) Pentru clădirile situate în zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$ este obligatorie asigurarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice la cutremure severe care constă în dirijarea tuturor zonelor de dezvoltare a deformațiilor inelastice în zona de la baza montanților (peste secțiunea de "încastrare").

(4) Pentru clădirile situate în zonele seismice cu $a_g = 0,15g$ și $a_g = 0,20g$, mecanismul favorabil de disipare a energiei seismice descris la (3) poate fi asigurat numai pentru o parte dintre pereții structurali care vor fi confinați cu stâlpișori de beton armat la ambele extremități - a se vedea 8.3.2.2. (3). Acești pereți vor fi considerați ca *elemente structurale principale* -conform 4.4.2. din acest Cod.

(5) Pentru clădirile situate în zonele seismice cu accelerația de proiectare $a_g = 0,10g$ respectarea măsurilor constructive generale prevăzute în Codul CR 6 și în prezentul Cod asigură un răspuns seismic adecvat.

(6) Realizarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice stabilit la (3) se obține, în principal, prin următoarele măsuri de proiectare conceptuală (ierarhizarea capacității de rezistență):

- momentele încovoietoare capabile în peretele structural vor fi superioare, în toate secțiunile, valorii momentului corespunzător plastificării din secțiunea de încastrare;
- capacitatea de rezistență la forță tăietoare a pereților structurali va fi superioară, în toate secțiunile, forței tăietoare asociată capacității de rezistență la compresiune excentrică;

(7) În zonele seismice cu $a_g \geq 0,30g$, nu se vor proiecta clădiri pentru care, în cazul cutremurului de proiectare, mecanismul de disipare a energiei implică formarea articulațiilor plastice în montanții dintre golurile de uși/ferestre la parter. Aceste elemente vor fi proiectate pentru a rămâne în domeniul elastic de comportare.

(8) În conformitate cu principiul ierarhizării capacității de rezistență, în starea limită ultimă, valoarea rezistenței de proiectare la forță tăietoare V_{Rd} a fiecărui perete structural, trebuie să satisfacă relațiile:

$$V_{Rd} \geq 1.25V_{Ed} \quad (8.8)$$

$$V_{Rd} \leq qV_{Ed} \quad (8.9)$$

unde

V_{Edu} valoarea forței tăietoare asociată rezistenței la compresiune excentrică (forță axială + încovoiere) a secțiunii din zidărie simplă, confinată sau cu inimă armată, determinată ținând seama de suprarezistența armăturilor ($1.25f_{yd}$);

V_{Ed} valoarea forței tăietoare determinată prin calculul structurii în domeniul elastic liniar cu forțele din situația de proiectare seismică;

q factorul de comportare utilizat pentru calculul structurii.

(9) În cazul pereților structurali a căror rezistență de proiectare la încovoiere M_{Rd} îndeplinește condiția

$$M_{Rd} \geq qM_{Ed} \quad (8.10)$$

unde M_{Ed} este momentul încovoietor determinat prin calculul structurii în domeniul elastic liniar, rezistența de proiectare la forță tăietoare V_{Rd} va fi limitată la

$$V_{Rd} = qV_{Ed} \quad (8.11)$$

8.6.1.2. Cerința de rezistență pentru efectele cutremurului perpendicular pe planul peretelui

(1) Pentru pereții structurali cu și fără goluri de uși sau ferestre, momentele încovoietoare de proiectare date de forța seismică perpendiculară pe planul peretelui (M_{Exd1} și M_{Exd2}) vor fi calculate conform Codului CR 6.

(2) Calculul rezistențelor de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui din zidărie (M_{Rxd1} și M_{Rxd2}) se va face conform Codului CR 6.

8.6.1.3. Verificarea planșeelor

(1) Verificarea rezistenței și rigidității planșeelor la forțe seismice orizontale, conform Codului CR 6, cap.6 va fi făcută pentru următoarele categorii de clădiri cu pereți structurali din zidărie:

- (a) clădiri etajate cu pereți rari (sistem *celular*);
- (b) clădiri tip "sală/hală", pentru planșeul de acoperiș;
- (c) clădiri etajate cu goluri mari în planșee;
- (d) clădiri cu planșee prefabricate (pentru verificarea capacității îmbinărilor).

(2) În cazul clădirilor cu pereți deși (sistem *fagure*) verificarea planșeelor din beton armat la forțe seismice orizontale nu este necesară.

8.6.2. Cerința de rigiditate

Structurile din zidărie și trebuie să fie proiectate astfel ca valoarea deplasării relative de nivel d_r , determinată conform paragrafului 8.8 să nu depășească deplasările relative de nivel admisibile stabilite conform art. 4.6.3.2. Cerința de rigiditate nu trebuie să fie verificată prin calcul pentru clădirile cu pereți deși.

8.6.3. Cerința de stabilitate

(1) Cerința de stabilitate laterală a pereților structurali din zidărie este satisfăcută dacă sunt respectate cerințele de alcătuire pentru ansamblul construcției și cerințele geometrice și de alcătuire constructivă pentru fiecare perete în parte.

8.6.4. Cerința de ductilitate

(1) Cerința de ductilitate este considerată satisfăcută dacă sunt respectate prevederile de calcul, de dimensionare și de alcătuire constructivă formulate pentru situația persistentă de proiectare și pentru situația tranzitorie de proiectare și prevederile suplimentare date în prezentul Capitol.

8.6.5. Cerințe de rezistență în raport cu starea limită de serviciu (SLS)

(1) Pentru clădirile din clasele de importanță I și II situate în zone seismice cu accelerația terenului pentru proiectare $a_g \geq 0,30g$, rezistența pereților structurali din zidărie va fi verificată la acțiunea cutremurului cu interval mediu de recurență mai mic decât cel al cutremurului de proiectare. Factorul de reducere a acțiunii seismice pentru verificarea rezistenței se va lua $v=0,5$ iar pentru deplasările laterale impuse factorul v se va lua conform art.10.3.2.2.

(2) În condițiile de la (1) cerința de siguranță se va verifica astfel:

- Eforturile secționale de proiectare (N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}) se vor calcula, pentru toate tipurile de zidărie, cu factorul de comportare $q=1,0$. (în domeniul elastic)
- Rezistențele de proiectare (N_{Rd}, M_{Rd}, V_{Rd}) se vor calcula cu coeficientul parțial de siguranță pentru material $\gamma_M = 1,5$

(3) Pentru pereții structurali ai clădirilor din clasa de importanță III și IV nu se impun cerințe speciale pentru SLS.

8.7. Calculul valorilor de proiectare ale rezistențelor pereților structurali din zidărie

8.7.1. Prevederi generale de calcul.

(1) Calculul valorilor de proiectare ale rezistențelor pereților structurali din zidărie la:

- la forță axială și încovoiere în planul peretelui,
- forță tăietoare,
- încovoiere perpendicular pe planul peretelui;

și

- calculul rezistenței planșeelor,
- calculul deplasărilor laterale,

se vor face conform ipotezelor, modelelor și metodelor stabilite în Codul CR 6, cap.6.

(2) Rezistența de proiectare a pereților structurali se va determina pentru:

- eforturile secționale care acționează în planul peretelui: forța axială (N_{Rd}), încovoiere (M_{Rd}) și forță tăietoare (V_{Rd});
- eforturile secționale care acționează perpendicular pe planul peretelui: încovoiere în plan paralel cu rosturile orizontale (M_{Rxd1}), încovoiere în plan perpendicular pe rosturile orizontale (M_{Rxd2}).

8.7.2. Prevederi suplimentare pentru calculul pereților structurali la forță axială și încovoiere în planul peretelui

(1) În cazul clădirilor la care predomină pereții structurali cu formă complexă nesimetrică a secțiunii transversale (L,I,T) rezistența de proiectare la forță axială și moment încovoietor în planul peretelui și rezistența la forță tăietoare se vor calcula pentru ambele sensuri de acțiune a forței seismice sau vor fi luate, acoperitor, egale cu valorile minime respective care rezultă pentru cele două sensuri ale acțiunii seismice

(2) În cazul pereților structurali cu formă complexă (L,I,T), rezistența de proiectare se va determina pe baza secțiunii de calcul (inclusiv tălpile); legătura dintre inimă și talpă va fi verificată pentru eforturile de forfecare verticale corespunzătoare forței tăietoare de proiectare.

(3) Verificarea de la (2) nu este necesară dacă:

- legătura între talpă și inima peretelui este realizată prin țesere;

și dacă

- pentru construcțiile situate în zonele seismice cu $a_g \geq 0,20g$, la colțuri, intersecții și ramificații sunt prevăzute în rosturile orizontale minimum două bare cu $d=8\text{mm}$ la interval $\leq 400\text{ mm}$ care continuă în perete pe o lungime de $40d \geq 600\text{ mm}$.

8.7.3. Prevederi suplimentare privind rezistența de proiectare a pereților structurali cuplați

(1) În cazul pereților structurali din zidărie confinată care participă la preluarea forței seismice, grinzile de cuplare din beton armat între montanții pereților cu goluri de uși/ferestre vor fi proiectate astfel încât sub efectul eforturilor din gruparea de proiectare seismică:

(a) Cedarea grinzii din încovoiere să preceadă:

- (i) cedarea montantului prin compresiune excentrică;
- (ii) cedarea grinzii prin forță tăietoare.

(b) Cedarea grinzii din forță tăietoare să preceadă cedarea reazemului grinzii (montantului) prin zdrobirea locală a zidăriei sau prin cedarea la compresiune excentrică a stâlpișorului de la marginea golului (dacă acesta există).

8.8. Calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui

8.8.1. Condiții generale

(1) Pentru calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui structural se vor folosi legea constitutivă "efort unitar - deformație specifică $\geq \varepsilon$ " și valorile modulelor de elasticitate longitudinal și transversal ale zidăriei stabilite conform prevederilor din codul CR 6-2013.

8.8.2. Deformațiile laterale ale pereților structurali din zidărie

(1) Cerința de rigiditate a clădirilor cu pereți structurali din zidărie se va considera satisfăcută dacă deplasările relative de nivel ale clădirii d_r , sub acțiunea încărcărilor din gruparea seismică, se înscriu în limitele stabilite în Anexa. E.

8.9. Proiectarea clădirilor simple din zidărie

8.9.1. Generalități

(1) Prin excepție de la prevederile art. 8.6 capitol clădirile cu pereți structurali din zidărie care satisfac condițiile constructive enunțate în continuare pot fi proiectate fără verificarea prin calcul a siguranței la efectele provenite din gruparea seismică de încărcări. Aceste clădiri sunt denumite în continuare, *clădiri simple din zidărie*.

(2) Pentru aceste clădiri, siguranța elementelor structurale verticale, a planșeelor, a șarpantelor și a fundațiilor va fi verificată prin calcul pentru toate celelalte grupări de încărcări prevăzute în Codul CR 0.

(3) Clădirile cu pereți structurali din zidărie încadrate în clasele de importanță III și IV, sunt considerate "*clădiri simple de zidărie*" numai dacă respectă în totalitate:

- cerințele de la 8.9.2. ÷ 8.9.4;
- cerințele generale de alcătuire și detaliere constructivă pentru tipurile respective de zidărie (ZNA, ZC, ZIA), și cerințele referitoare la alcătuirea și dimensionarea prin calcul a infrastructurii și fundațiilor.

(4) Dacă cel puțin una din condițiile enunțate în continuare la 8.9.2. ÷ 8.9.4. nu este îndeplinită, sau dacă proiectantul dorește folosirea materialelor care asigură rezistențele minime prevăzute în tabelele 8.2 ÷ 8.5 (valorile de bază, fără majorarea de 20% prevăzută la 8.9.2.(2)), cerința de siguranță va fi verificată prin calcul și pentru această grupare de încărcări conform metodologiei generale care se aplică pentru situația seismică de proiectare.

8.9.2. Materiale pentru zidărie

(1) Pentru executarea clădirilor simple din zidărie se vor folosi elementele pentru zidărie și mortarele menționate la 8.2.

(2) Rezistențele la compresiune ale elementelor pentru zidărie și ale mortarelor vor fi alese de proiectant astfel încât rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei, perpendicular pe rosturile de așezare (f_k) să aibă cel puțin valorile din tabelul 8.2 majorate cu 20%.

8.9.3. Condiții de regularitate geometrică și structurală

- (1) Clădirile simple din zidărie trebuie să satisfacă cerințele de regularitate în plan și în elevație din acest capitol și următoarele cerințe suplimentare
- (a) Planul trebuie să fie aproximativ dreptunghiular. Aria retragerilor de la forma dreptunghiulară trebuie să fie $\leq 15\%$ din aria totală a planșeului.
 - (b) Raportul dintre lungimea laturii scurte și cea a laturii lungi în plan trebuie să fie
 - (i) $\geq 0,33$ pentru clădiri cu pereți din zidărie nearmată
 - (ii) $\geq 0,25$ pentru clădiri cu pereți din zidărie confinată și din zidărie cu inima armată
- (2) Pereții structurali ai clădirii trebuie să satisfacă toate cerințele următoare:
- (a) clădirea trebuie să fie rigidizată prin pereți structurali, dispuși aproximativ simetric în plan pe două direcții ortogonale astfel încât să fie evitat/limitat efectul de torsiune de ansamblu; această condiție se consideră satisfăcută dacă distanța între centrul de masă și centrul de rigiditate ale structurii, pe oricare dintre cele două direcții, este $\leq 0,1L$ unde L este dimensiunea clădirii perpendicular pe direcția considerată.
 - (b) pe fiecare dintre cele două direcții ortogonale ale clădirii trebuie să existe cel puțin câte doi pereți paraleli iar lungimea fiecărui perete trebuie să fie $> 30\%$ din lungimea clădirii pe direcția peretelui considerat;
 - (c) distanța între pereții cei mai depărtați de centrul de rigiditate de pe cel puțin una din direcții trebuie să fie $> 75\%$ din lungimea clădirii pe cealaltă direcție;
 - (d) cel puțin 75% din încărcările verticale trebuie să fie preluate de pereții structurali;
 - (e) pereții structurali trebuie să fie continui de la acoperiș până la fundații.
- (3) În ambele direcții orizontale, masa de etaj și secțiunile orizontale ale pereților structurali pot fi mai mici cu cel mult 15% în raport cu nivelul imediat inferior.
- (4) Pentru clădirile cu pereți din zidărie nearmată și din zidărie confinată, pereții de pe o direcție trebuie să fie legați cu pereții de pe direcția ortogonală la o distanță $\leq 7,0$ m în zonele seismice cu $a_g \leq 0,10g$ și $\leq 5,0$ m în zonele seismice cu $a_g = 0,15g$ și $a_g = 0,20g$.
- (5) Efortul unitar mediu de compresiune în pereții structurali, la parter, dat de încărcările verticale din gruparea fundamentală va fi $\leq 0,25f_d$.

8.9.4. Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali pentru clădiri simple din zidărie

(1) Pentru clădirile simple din zidărie numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare (n_{niv}) și densitatea minimă asociată a pereților structurali vor respecta valorile din tabelele 8.14 și 8.15 în funcție de tipul zidăriei și de accelerația seismică de proiectare a_g . În numărul de niveluri admis conform tabelelor 8.14 și 8.15 se include mansarda și nu se include podul necirculabil.

Tabelul 8.14. Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali pentru clădiri simple din zidărie cu elemente din argilă arsă din grupele 1 și 2

Tipul zidăriei	Număr de niveluri (n_{niv})	Accelerația terenului pentru proiectare (a_g)		
		0,10g	0,15g	0,20g
Zidărie nearmată	1	4,0%	5,0 %	NA
	2	NA	NA	
Zidărie confinată	1	3,5%	4,0%	4,5%
	2	4,0%	5,0%	5,5%*
	3	5,0%*	6,0%*	NA
Zidărie cu inimă armată	1	3,0%	3,5%	4,0%
	2	3,5%	4,5%	5,5%
	3	4,5%	6,0%	NA

* Numai cu condiția satisfacerii cerințelor constructive pentru zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR)
NA - nu se acceptă

Tabelul 8.15 Numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare și densitatea minimă a pereților structurali pentru clădiri simple din zidărie cu elemente din argilă arsă din grupa 2S și din BCA

Tipul zidăriei	Număr de niveluri (n_{niv})	Accelerația terenului pentru proiectare (a_g)		
		0,10g	0,15g	0,20g
Zidărie nearmată	1	4,5%	5,5 %	NA
	2	NA	NA	
Zidărie confinată	1	4,0%	5,0%	6,0%
	2	4,5%	5,5%*	NA
	3	5,0%*	NA	

* Numai cu satisfacerea cerințelor constructive pentru zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR)
NA - nu se acceptă

9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN

9.1. Generalități

9.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

- (1) Acest capitol se aplică proiectării în zone seismice a clădirilor și a altor construcții similare definite la capitolul 1, paragraful 1.1, realizate cu structuri de rezistență pentru care se utilizează lemn brut, lemn ecarisat, lemn lamelat încleiat și panouri pe bază de lemn, îmbinate cu adezivi, prin chertare sau cu elemente de îmbinare metalice (conectori).
- (2) Prevederile prezentului capitolului trebuie corelate cu prevederile din capitolele 1–4 în care sunt detaliate aspectele de ansamblu pentru proiectarea specifică construcțiilor din diferite materiale și componente nestructurale.
- (3) Documentele normative de referință pentru proiectarea construcțiilor din lemn, inclusiv la acțiunea seismică, sunt indicate la capitolul 1.5.
- (4) Standardele de referință complementare prezentului capitol sunt indicate la capitolul 1.5.

9.1.2. Definiții

- (1) În acest capitol sunt folosiți următorii termeni:
 - **Îmbinări semi-rigide:** Îmbinări cu o flexibilitate importantă, a căror influență trebuie considerată în calcul structural. Îmbinările semi-rigide oferă un anumit grad de interacțiune al elementelor îmbinate, în funcție de caracteristicile componentelor. Îmbinările semi-rigide trebuie să fie capabile să transmită eforturile interne și momentele rezultate din analizele statice (ex. îmbinări cu tije).
 - **Îmbinări rigide:** Îmbinări cu flexibilitate neglijabilă. Îmbinările rigide trebuie să posede suficientă rigiditate la rotire pentru a putea justifica analiza bazată pe noduri continue (ex. îmbinări încleiate).
 - **Îmbinări articulate:** Îmbinări cu o flexibilitate importantă, a căror influență trebuie considerată în calcul structural. Îmbinările articulate trebuie să fie capabile să transmită eforturile interne fără o dezvoltare semnificativă a momentelor încovoietoare care să afecteze elementele structurale îmbinate sau întreaga structură. Un nod articulată trebuie să preia rotirile rezultate din aplicarea eforturilor calculate (ex. îmbinări prin chertare).
 - **Îmbinări cu tije:** Îmbinări cu elemente metalice de îmbinare de tip dorn (ex. cuie, șuruburi, dornuri, etc.) încărcate perpendicular pe axa lor.
 - **Îmbinări prin chertare:** Îmbinările la care eforturile se transmit prin arie de presiune și fără elemente metalice de îmbinare.
 - **Ductilitate statică:** raportul dintre deformația ultimă și deformația la sfârșitul comportării elastice, evaluată în testele ciclului cvasi-static.

9.1.3. Concepția de proiectare

- (1) Construcțiile din lemn, rezistente la cutremur, trebuie proiectate ținând cont de unul din următoarele concepte (tabelul 9.1):
 - (a) comportare structurală disipativă;
 - (b) comportare structurală slab disipativă.
- (2) Comportarea structurală disipativă (conceptul a) este considerată capacitatea unei părți structurale (zone disipative) de a rezista acțiunii seismice prin incursiuni dincolo de limita elastică. Când se folosește spectrul de proiectare, factorul de comportare q poate fi luat mai mare ca 1.5. Valoarea lui q depinde de tipul structurii de rezistență din lemn și de clasa de ductilitate.
- (3) În conceptul b), efectele acțiunii sunt calculate pe baza unei analize globale elastice, fără a lua în considerare comportarea neliniară a materialului. Când se folosesc condițiile de proiectare definite în paragraful 3.2.2.5, factorul de comportare q nu se ia mai mare de 1.5. Acest concept este corespunzător clasei de ductilitate DCL.
- (4) Structurile din lemn pentru clădiri proiectate în conformitate cu (a) se împart în două clase de ductilitate, clasa ductilitate înaltă (DCH) și clasa de ductilitate medie (DCM), în funcție de capacitatea de disipare a energiei și de rezistența la forțe laterale. Structurile proiectate pentru DCH au ductilitate de ansamblu și locală superioară celor proiectate pentru DCM. Pentru a reduce cerințele de ductilitate, structurile din clasa de ductilitate medie vor fi dotate cu o capacitate de rezistență superioară structurilor din prima clasa.
- (5) Zonele disipative vor fi localizate în îmbinări și conectori metalici, luând în considerare și eventualele influențe locale datorate tijelor care se deformează, iar elementele din lemn rămân în domeniul de comportare elastică.
- (6) În anumite situații, structurile de clădiri se pot proiecta pentru o capacitate minimală de disipare a energiei seismice prin deformații plastice (de ductilitate), cu o creștere corespunzătoare a capacității de rezistență la forțe laterale. Structurile proiectate în conformitate cu clasa de ductilitate joasă (DCL) vor respecta, în principal, regulile de proiectare generale pentru construcții din lemn împreună cu prevederile suplimentare specifice acestei clase date în prezentul capitol.
- (7) Deplasările laterale asociate cerințelor de ductilitate vor fi suficient de reduse pentru a nu apărea pericolul pierderii stabilității.

Tabelul 9.1. Tipuri de structuri și valori ale factorului de comportare q în funcție de clasa de ductilitate cerută

Concept de proiectare	Factor de comportare q	Clasa de ductilitate cerută
Structuri slab disipative	$1 < q \leq 1,5$	DCL (joasă)
Structuri disipative	$1,5 < q \leq 2,5$	DCM (medie)
	$2,5 < q \leq 5$	DCH (înaltă)

9.2. Condiții privind comportarea structurală disipativă

- (1) La proiectarea structurilor din lemn pe baza conceptului de comportare disipativă, prezența factorului de comportare q conduce la structuri cu o rezistență redusă, care trebuie compensată printr-o bună ductilitate. Componentele structurale disipative se dimensionează la eforturile din gruparea seismică de încărcări și trebuie să îndeplinească cerințele care să le asigure o comportare ductilă.
- (2) În componentele nedisipative trebuie prevenite deformațiile plastice, prin asigurarea unei suprarezistențe față de cele disipative. Eforturile de calcul în componentele nedisipative se stabilesc pe baza conceptului de proiectare bazată pe capacitatea de rezistență.
- (3) La proiectarea structurilor din lemn pe baza conceptului de comportare slab-disipativă, structura se bazează pe rezistența pentru preluarea acțiunii seismice. Verificarea componentelor structurale se face la eforturile de calcul din combinația seismică de încărcări, în mod similar cu proiectarea în gruparea fundamentală de încărcări, nefiind necesare adoptarea unor măsuri speciale de asigurare a ductilității.
- (4) Când se utilizează conceptul de comportare structurală disipativă, se vor aplica următoarele prevederi:
 - (a) Zonele disipative sunt realizate de materialele și tipurile de conectori metalici care au o comportare corespunzătoare la solicitarea de oboseală;
 - (b) Îmbinările incleiate sunt considerate ca având comportare elastică;
 - (c) Îmbinările prin chertare nu pot fi folosite atunci când eforturile de forfecare sau de întindere perpendiculară pe fibre sunt predominante.
- (5) Pentru placajele pereților structurali și ale diaframelor de planșee, cerințele pentru conceptul de comportare structurală sunt satisfăcute dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:
 - (a) Plăcile aglomerate derivate au densitatea specifică de cel puțin 650 kg/m^3 .
 - (b) Placajele au cel puțin 9 mm grosime.
 - (c) Plăcile fibrolemnoase (PFL) și cele din aşchii din lemn (PAL) au cel puțin 13 mm grosime.
 - (d) Plăcile cu lamele de lemn dublu orientate (OSB) au cel puțin 12mm grosime.
- (6) Cerințele menționate pentru conceptul de comportare structurală disipativă sunt satisfăcute dacă conectorii, sub forma de piese (plane sau cu forme diverse) sau tije, pentru îmbinări la structurile din lemn respectă următoarele cerințe:
 - (a) Conectorii, ca material și structură, utilizați pentru îmbinările structurilor din lemn satisfac cerințele normelor tehnice și standardelor de calitate în vigoare.
 - (b) Proprietățile de ductilitate ale îmbinărilor grinzilor cu zăbrele și placajelor, ca și ale structurilor de lemn încadrate în clasele de ductilitate DCM sau DCH (vezi 9.3) trebuie verificate pentru conformitate cu 9.3(4) prin încercări ciclice ale combinațiilor de elemente din lemn îmbinate și conectori.

9.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

- (1) Valorile coeficientului de comportare q sunt asociate spectrelor de proiectare și țin cont de influența coeficientului de amortizare propriu fiecărei construcții. În concordanță cu comportarea lor ductilă și capacitatea de disipare de energie sub acțiuni seismice, structurile din lemn se vor încadra în una dintre cele trei clase de ductilitate DCL, DCM și DCH. Factorul de comportare q are valorile prezentate în tabelul 9.2 cu condiția satisfacerii cerințelor de regularitate a structurii și respectarea prevederilor capitolul 4 din prezentul cod.
- (2) Pentru structuri neregulate pe înălțime, coeficientul q se reduce cu 20% față de valorile prezentate în tabelul 9.2 (cu condiția $q \geq 1.5$).
- (3) Elementul structural cel mai puțin ductil din ansamblul structurii de rezistență determină valoarea coeficientului de comportare q .
- (4) Pentru a se asigura posibilitatea de utilizare a valorilor date ale factorului q , zonele disipative trebuie să fie capabile să se deformeze plastic în cel puțin trei cicluri complete de încărcare-descărcare cu ductilitate 4 pentru structurile din clasa de ductilitate DCM și ductilitate 6 pentru structurile pentru clasa de ductilitate DCH, fără o reducere mai mare de 20% a rezistenței lor.

Tabelul 9.2. Factori de comportare q pentru structuri de lemn

Tip de structură	Clasa de ductilitate	Factor de comportare q
Console Grinzi Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate prin chertare Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu inele Sarpante asamblate cu conectori Arce cu 2 sau 3 articulații	Capacitate joasă de disipare de energie (DCL)	1,5
Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane Structuri mixte (cadre și elemente de închidere care nu participă la preluarea forțelor orizontale) Pereți din panouri din lemn cu fețe încleiate, îmbinate cu cuie și buloane	Capacitate medie de disipare de energie (DCM)	2
Structuri în cadre având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane (vezi pct. 9.4.2.(4))		2,5
Pereți din panouri din lemn cu fețe îmbinate cu cuie și buloane pe scheletul din lemn (vezi pct. 9.4.2.(5)) Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu cuie	Capacitate înaltă de disipare de energie (DCH)	3
Structuri în cadre având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane (vezi pct. 9.4.2.(7))		4
Structuri din panouri din lemn cu fețe îmbinate cu cuie pe scheletul din lemn (vezi pct. 9.4.2.(7))		5

- (5) Regimul de înălțime maxim recomandat este de 10.00m pentru construcțiile amplasate în zone seismice cu $a_g < 0.15g$ și 7.00m pentru zone cu $a_g \geq 0.15g$. Înălțimea se calculează de la cota ± 0.00 a construcției la cornisă (streașină).
- (6) Regimul de înălțime peste 10.00 m se poate admite după evaluarea capacității structurale, pe modele la scară naturală sau redusă la 1/2 sau 1/4.

9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

9.4.1. Reguli pentru elementele de îmbinare (conectori)

- (1) Îmbinările, realizate cu elemente de îmbinare – conectori - se vor proiecta astfel încât acestea să prezinte o ductilitate bună, să nu fie sensibile la sarcini repetate și să asigure, prin modul de alcătuire, disiparea energiei.
- (2) Pentru evitarea ruperii prin fisurare prematură a lemnului, se vor respecta reguli privind distanțele dintre tije și distanțele dintre tije și capătul elementului din lemn care se îmbină, conform reglementărilor tehnice specifice privind proiectarea construcțiilor din lemn, aplicabile în vigoare. Majorarea spațiilor dintre piesele de îmbinare și cele față de limitele elementului din lemn contribuie la creșterea rezistenței la fisurare și, în consecință, la ductilitatea îmbinării.
- (3) Fisurarea poate fi prevenită prin adăugarea în zona de îmbinare a unor piese de rigidizare, cu o bună rezistență la întindere transversală, cum sunt contraplăcile.
- (4) Capacitatea de disipare de energie poate fi îmbunătățită prin alegerea de tije zvelte, care permit formarea de articulații plastice. Ductilitatea este îmbunătățită când coeficientul de zveltețe al tijei mai mare ca 8.
- (5) Fisurarea poate fi limitată prin creșterea grosimii elementului din lemn în raport cu diametrul conectorilor sub formă de tijă.
- (6) Elemente de îmbinare de tip tije (cuie, agrafe și șuruburi), cu excepția elementelor din oțel dur, cuiele, agrafele și șuruburile au o comportare plastică.
- (7) Creșterea lungimii de pătrundere a tijei în elementul de lemn previne riscul de smulgere. Pentru majorarea rezistenței la smulgere se recomandă utilizarea tijelor profilate (cu caneluri în spirală, cu dinți, etc.).
- (8) Pentru îmbinările între panourile de placaj și structura de lemn, comportarea ductilă se manifestă atunci când coeficientul de zveltețe al tijei este mai mare ca 4. Încercări pe panouri cu structura din lemn îmbinate cu cuie demonstrează o ductilitate sporită și o capacitate mare de disipare de energie.
- (9) Broșe (dornuri) - Îmbinările cu tije metalice zvelte au capacitatea de a plastifica în același timp oțelul și lemnul din îmbinare, ceea ce permite o disipare bună de energie. Coeficientul de zveltețe al dornului trebuie să fie mai mare ca 8, ca să se obțină o ductilitate bună.
- (10) La conectorii de tip tijă masivă capacitatea de disipare de energie a structurii depinde numai de capacitatea portantă a lemnului.
- (11) Pentru îmbinările cu conectori de tip bulon, ruperea fibrelor de lemn rezultată în urma practicării găurilor (pregăurire) provoacă neregularități în distribuția eforturilor. În zone seismice se recomandă realizarea cu precizie a acestor

îmbinări și utilizarea de buloane zvelte împreună cu piese metalice de fixare de tip inele cu dinți.

- (12) Inele - Din cauza capacității reduse de deformare plastică, utilizarea acestor mijloace de îmbinare nu este indicată pentru îmbinări disipative.
- (13) Crampoane (inele cu dinți) - Dacă sunt bine concepute, acestea sunt capabile de o bună comportare plastică. Pentru prevenirea fisurării lemnului, trebuie respectate distanțele dintre dinți, prevăzute în reglementărilor tehnice specifice privind proiectarea construcțiilor din lemn, aplicabile în vigoare.
- (14) Conectori cu dinți ambutisați - în cazul utilizării conectorilor cu dinți, există eventualitatea unei rupturi fragile a plăcii și a smulgerii dinților. Acest tip de îmbinare se calculează și se dimensionează pentru stadiul elastic de comportare. În consecință, conectorii cu dinți ambutisați nu sunt recomandați în îmbinări disipative.

9.4.2. Reguli pentru îmbinări

- (1) Elementele comprimate și îmbinările care pot ceda din deformații datorate încărcărilor alternante vor fi proiectate astfel încât să se prevină distanțarea pieselor componente.
- (2) Buloanele și dornurile vor fi montate în goluri practicate în prealabil prin pregăurire. Buloanele și dornurile mari ($d > 16$ mm) nu vor fi folosite în îmbinările lemn pe lemn și metal pe lemn, exceptând combinațiile cu alți conectori.
- (3) Dornurile și cuiele netede nu vor fi folosite fără piese suplimentare de strângere (buloane) care se dispun în noduri sau pe lungimea elementului compus pentru a strânge pachetul de bare împotriva retragerilor.
- (4) Îmbinările cu cuie, buloane și dornuri, lemn pe lemn sau metal pe lemn, sunt suficient de ductile atunci când grosimea minimă a elementelor îmbinate este de $10d$ și diametrul tijei $d \leq 12$ mm.
- (5) Panourile realizate din produse din lemn, îmbinate cu cuie, prezintă o comportare ductilă, dacă plăcile pentru fețe au grosimea $t_1 > 4d$ (d - diametrul cuiului). Pentru îmbinarea față - ramă, se recomandă ca $d \leq 3,1$ mm și o distanță de dispunere de maximum 150 mm la elementele perimetrice (montanți marginali, rigla superioară și inferioară) și de maximum 300 mm la montanții și riglele intermediare.
- (6) Toate reazemele trebuie să aibe o legătură mecanică. Elementele de fixare trebuie concepute astfel încât să se evite deplasarea elementelor de lemn din îmbinare.

Tabelul 9.3. Factori de comportare modificaliți q pentru structuri

Tip de structură	Factor de comportare q
Structuri în cadre având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane	2,5
Pereți din panouri din lemn cu fețe încleiate, imbinat cu cuie și buloane	3

- (7) Dacă cerințele de la pct. 4 și 5 nu sunt îndeplinite, dar este asigurată o grosime minimă a elementelor îmbinate de $8d$ și $3d$ pentru cazul (4) și (5), trebuie utilizate reducerile valorilor limitei superioare ale factorului q din tabelul 9.3.

9.4.3. Reguli pentru diafragmele orizontale

- (1) Distribuția forțelor tăietoare în diafragme se face luând în considerare poziția în plan a elementelor de rezistență verticale care preiau încărcările laterale.
- (2) Continuitatea grinzilor trebuie asigurată în special în zonele de discontinuitate ale diafragmelor de planșeu.
- (3) În cazul în care nu se dispun rigidizări pe întreaga înălțime a grinzilor de planșeu, raportul între înălțimea și grosimea grinzilor (h/b) trebuie să fie mai mic ca 4.
- (4) Când diafragmele orizontale (planșeele) sunt rigide în plan nu trebuie să existe nici o discontinuitate a grinzilor în reazemele unde forțele orizontale sunt transferate elementelor verticale / pereților structurali.
- (5) În cazul construcțiilor de dimensiuni reduse în plan (ex.: case individuale) se consideră că diafragma orizontală (planșeu) asigură contravântuirea în plan orizontal dacă:
 - oricare dintre dimensiunile în plan ale clădirii este mai mica de 12 m;
 - grinzile diafragmelor orizontale (planșeelor) din lemn sunt continue;
 - elementele de fixare (tije) sunt dispuse la maximum 150mm pe conturul exterior al panourilor de planșeu și la 300mm pe riglele intermediare.

9.5. Verificări de siguranță

- (1) Pentru verificarea la starea limită ultimă a structurilor proiectate conform conceptului de comportare structurală slab disipativă (Clasa DCL), se aplica coeficienții parțiali de siguranță ai proprietăților materialului γ_M pentru combinațiile fundamentale de încărcări, conform SR EN 1995-1-1.
- (2) Pentru verificarea la starea limită ultimă a structurilor proiectate conform conceptului de comportare structurală disipativă (clasa DCM sau DCH), se aplica coeficienții parțiali de siguranță ai proprietăților materialului γ_M pentru combinațiile excepționale de încărcări, conform SR EN 1995-1-1.
- (3) Pentru a se asigura incursiunea în domeniul post-elastic a zonelor disipative, toate celelalte elemente structurale și îmbinări trebuie să fie proiectate cu suficientă suprarezistență. Cerințe speciale de suprarezistență sunt cerute în special pentru:
 - ancorări (tiranți);
 - orice alte îmbinări la elemente masive din lemn;
 - îmbinări între diafragme orizontale și elemente verticale care preiau încărcări laterale.

Îmbinările prin chertare nu prezintă riscul de cedare casantă dacă pentru verificarea la forța tăietoare se consideră un coeficient de siguranță mărit cu 1,3.

10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR

10.1. Generalități

10.1.1. Obiect și domeniu de aplicare

(1) Prezentul capitol are ca obiect enunțarea cerințelor generale și a condițiilor tehnice specifice pentru *situația de proiectare seismică*, definită conform Codului CR0, pentru subsistemul Componentelor NeStructurale (CNS) ale categoriilor de construcții care constituie obiectul acestui Cod. Condițiile menționate se referă numai la componentele legate solidar cu structura sau cu alte elemente fixe ale clădirii.

(2) Prevederile pentru *situația de proiectare seismică* stabilite în acest Capitol completează și se aplică împreună cu prevederile generale de calcul (ipoteze, procedee, modele și metode) și cu detaliile constructive pentru *situația persistentă de proiectare* și pentru *situația tranzitorie de proiectare*, definite conform 8.1.3.(2), date în reglementările tehnice specifice fiecărei categorii de CNS.

(3) În cazul componentelor nestructurale din zidărie, prevederile stabilite în acest Capitol completează și se aplică împreună cu prevederile generale de calcul (ipoteze, procedee, modele și metode) și cu detaliile constructive pentru *situația persistentă de proiectare* și pentru *situația tranzitorie de proiectare*, date în CR 6.

(4) Prevederile se referă la:

- componentele nestructurale (CNS);
- piesele de legătură ale CNS de structura principală sau de alte CNS;
- elementele și/sau subansamblurile structurii principale de care sunt prinse CNS.

(5) Cerințele de siguranță și regulile de proiectare stabilite în cele ce urmează sunt diferențiate în funcție de următorii parametri:

- clasa de importanță a construcției stabilită conform tabelului 4.2;
- accelerația seismică a terenului pentru proiectare a_g la amplasament;
- categoria (funcțiunea) și rolul CNS în funcționarea clădirii;
- proprietățile geometrice și mecanice ale CNS și ale legăturilor acesteia;
- interacțiunile posibile ale componentei nestructurale cu elementele structurii principale sau cu alte CNS.

(6) Măsurile prevăzute în acest capitol se referă la protecția CNS față de cele două efecte ale cutremurului:

1. Efectul direct al forțelor de inerție corespunzătoare produsului dintre masa componentei nestructurale și accelerația pe care aceasta o capătă în timpul cutremurului.
2. Efectul indirect rezultat din deformațiile impuse componentei nestructurale prin deplasările laterale relative ale punctelor de prindere/de contact cu structura principală.

(7) Prevederile referitoare la performanțele seismice așteptate ale CNS pot diferențiate în funcție de performanța seismică impusă clădirii prin tema de proiectare.

10.1.2. Subsistemul componentelor nestructurale (CNS)

(1) Subsistemul *componentelor nestructurale* (CNS) include toate părțile și elementele construcției, cu excepția celor care aparțin subsistemului *elementelor structurale*, precum și mobilierul fix de uz profesional.

(2) Subsistemul *componentelor nestructurale* este constituit din următoarele categorii de componente:

A. Componente arhitecturale (părți/elemente de construcție):

A.1. Elemente atașate anvelopei construcției:

- finisaje și placaje, elemente de protecție termică sau decorații, din cărămidă, beton, piatră, materiale ceramice, sticlă sau similare care au ca suport elementele de închidere, structurale sau nestructurale;
- copertine, balustrade și parapeti de balcon, atice, profile ornamentale, statui - indiferent de materialul din care sunt executate;
- coșuri de fum și de ventilație - indiferent de materialul din care sunt executate;
- utilaje, echipamente electromecanice și rezervoare instalate pe acoperișul sau pe fațada clădirii;
- firme, reclame, antene de televiziune.

A.2. Elemente ale anvelopei:

- componentele nestructurale ale anvelopei - panouri de perete indiferent de materialul din care sunt executate, inclusiv panourile de zidărie înrămate în cadre de beton armat sau de oțel, dintr-un singur strat sau din două straturi, pline sau cu goluri, alte elemente majore de zidărie (timpane, frontoane), montanți, rigle, buiandrugi, centuri;
- tâmplăriile înglobate, inclusiv sticla.

A.3. Elemente de compartimentare interioară fixe sau amovibile (inclusiv finisajele și tâmplăriile înglobate) - indiferent de materialul din care sunt executate.

A.4. Tavane suspendate.

A.5. Pardoseli înălțate

A.6. Alte elemente de construcție: garduri de incintă (împrejmuiri).

B. Instalații:

B.1 Instalații sanitare.

B.2 Instalații electrice/iluminat.

B.3 Instalații de încălzire, de condiționare și de ventilație.

B.4 Instalații speciale cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc).

C. Echipamente electromecanice:

C.1 Ascensoare.

C.2 Scări rulante.

D. Mobilier și alte dotări:

D.1 Mobilier/echipamente profesionale fixe: de birou (rafturi, dulapuri), din unități medicale, de cercetare, inclusiv sistemele de computere, din muzee de interes național, inclusiv exponatele.

D.2 Mobilier și dotări speciale din construcții din clasa de importanță I: panouri de control și comandă ale dispeceratelor din servicii de urgență, din unități de pompieri, poliție, centrale telefonice, echipamente din stații de radiodifuziune/televiziune și similare.

D.3 Rafturi din magazine și din depozite accesibile publicului.

(3) Pentru protecția seismică, în raport cu funcțiunea în clădire, CNS se împart în:

- CNS cu *rol esențial* în funcționarea clădirii, inclusiv pereții pe care sunt montate acestea, indiferent de materialul din care sunt executați (dacă este cazul). Încetarea funcționării acestora la cutremurul de proiectare este acceptată numai pe durata de timp necesară pentru înlocuirea sursei de alimentare sau a unor CNS care o susțin.
- CNS cu *rol de susținere/alimentare* a unei CNS cu rol esențial inclusiv pereții pe care sunt montate acestea indiferent de materialul din care sunt executați (dacă este cazul).
- CNS cu *rol secundar* pentru funcționarea clădirii. Se acceptă încetarea funcționării acestora de lungă durată fără a împiedica derularea activității în clădire.

10.2. Cerințe generale de performanță seismică specifice CNS

(1) Cerințele privitoare la comportarea la cutremur a CNS se referă la:

- evitarea pierderilor de vieți omenești sau a rănirii persoanelor din exteriorul sau din interiorul construcțiilor prin răsturnarea, alunecarea și/sau dezmembrarea parțială a CNS sau prin degajarea unor substanțe toxice sau explozive;
- evitarea întreruperii activităților și serviciilor esențiale în timpul și după cutremur prin avarierea/ieșirea din funcțiune a unor CNS esențiale pentru continuarea activității în clădire, inclusiv a pereților pe care sunt montate acestea, indiferent de materialul din care sunt executați, (dacă este cazul), sau prin producerea unor alte evenimente care împiedică exploatarea normală a clădirii (incendii, de exemplu)
- evitarea degradării bunurilor culturale sau artistice valoroase;
- limitarea pagubelor materiale ca amploare și gravitate;
- asigurarea căilor de evacuare a persoanelor din construcție și a căilor de acces pentru echipele de intervenție;

- evitarea/limitarea avarierii unor elemente structurale ca urmare a interacțiunii acestora cu elementele nestructurale;
 - limitarea impactului psihologic datorat disconfortului ocupanților.
- (2) În funcție de clasa de importanță a construcției și de rolul componentei în sistemele respective, CNS trebuie să realizeze următoarele performanțe seismice:
- în clădirile din clasele de importanță I și II, CNS cu rol esențial și cele cu rol de susținere trebuie să funcționeze continuu în timpul cutremurului și imediat după acesta, cu eventuale întreruperi în limitele timpului necesar pentru intrarea în funcțiune a echipamentelor și instalațiilor de rezervă; efectele avariilor locale (ruperea unei conducte de apă, de exemplu) vor fi limitate și nu vor împiedica funcționarea normală a restului clădirii; prin tema de proiectare, lista CNS esențiale și cu rol de susținere va fi stabilită de investitor/utilizator;
 - pentru instalațiile cu echipamente speciale, care lucrează cu apă fierbinte sau cu abur sub presiune, pentru instalațiile de gaz și instalațiile și echipamentele electrice, precum și pentru recipientii care conțin cantități importante de substanțe toxice sau explozive, indiferent de clasa de importanță a clădirii, trebuie să se evite pericolul de producere a exploziilor și scurt-circuitelor care ar putea genera incendii sau degajări de apă și abur la temperaturi ridicate sau eliberarea necontrolată a substanțelor periculoase;
 - în construcțiile din toate clasele de importanță, trebuie să fie asigurată stabilitatea tuturor componentelor nestructurale iar remedierea eventualelor avarii și repunerea în funcțiune a componentei avariate trebuie să fie realizabile într-un interval de timp și cu costuri acceptabile pentru investitor/utilizator;
- (3) Pentru satisfacerea cerințelor de la (1) și (2), categoriile de componente nestructurale ale construcțiilor stabilite la (4), cu excepțiile menționate la (5), trebuie să fie proiectate și executate astfel încât să rămână stabile și să-și păstreze integritatea fizică și, după caz, să-și păstreze funcționalitatea, sub acțiunea forțelor și a deplasărilor produse de efectele acțiunii seismice.
- (4) Prevederile prezentului capitol, referitoare la alcătuirea, la detalierea constructivă, inclusiv la proprietățile materialelor constitutive și la calculul seismic, se aplică în funcție de nivelul de risc din punct de vedere al parametrilor enumerați la 10.1.1.(3) numai pentru următoarele categorii de CNS- cu notațiile de la 10.1.2.(2)-, diferențiat în funcție de accelerația seismică de proiectare la amplasament și de clasa de importanță a clădirii:
- A. Clădiri din clasa de importanță IV:
- Componentele A1 și A2 amplasate pe fațadele către spații publice sau cu aglomerări de persoane și B4 pentru zonele seismice cu $a_g = 0,10g \div 0,40g$;
- B. Clădiri din clasa de importanță III:
- Componentele A1 și A2 amplasate pe fațadele către spații publice sau cu aglomerări de persoane și B4 pentru zonele seismice cu $a_g = 0,10g \div 0,40g$;
 - Celelalte CNS numai pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0,30g$, cu excepția celor menționate la (5);
- C. Clădiri din clasa de importanță II:

- Componentele A1 și A2 amplasate pe fațadele către spații publice sau cu aglomerări de persoane, B1 (numai pentru instalațiile de stingere a incendiilor) și B4 pentru zonele seismice cu $a_g = 0,10g \div 0,40g$;
- Celelalte CNS numai pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0,20g$ cu excepția celor menționate la (5)

D. Clădiri din clasa de importanță I:

- Toate categoriile de CNS pentru zonele seismice cu $a_g = 0,10g \div 0,40g$ cu excepția celor menționate la (5)

(5) Se exceptează de la prevederile (4) toate componentele din categoriile B (cu excepția B4), C, D, din clădirile din clasele de importanță II și III, indiferent de accelerația seismică de proiectare (a_g), dacă îndeplinesc următoarele două condiții:

- sunt montate la înălțime mai mică de 1,50 m peste nivelul planșeului;
- au greutate totală maximă în exploatare mai mică de 0,20 kN.

(6) În cazul componentelor nestructurale pentru care, conform (4), proiectarea seismică nu este obligatorie pentru materialele din care acestea sunt alcătuite nu se formulează cerințe speciale privind comportarea la încărcările din gruparea seismică. Aceste componente se proiectează numai pentru încărcările din gruparea fundamentală conform reglementărilor specifice.

(7) Proprietățile mecanice și fizico-chimice ale materialelor alese pentru satisfacerea cerinței de rezistență mecanică și stabilitate la acțiunea seismică și dimensiunile CNS realizate cu acestea trebuie să asigure și satisfacerea celorlalte cerințe aplicabile construcțiilor și asigurarea durabilității prevăzute prin tema de proiectare.

10.3. Bazele calculului seismic al componentelor nestructurale

(1) Calculul seismic conform prevederilor acestui paragraf este obligatoriu pentru toate componentele nestructurale menționate la 10.2.(4).

(2) Prin excepție de la (1) calculul seismic nu este necesar pentru elementele și subansamblurile de construcție și de instalații/echipamente care sunt produse pentru utilizare în zone seismice, pe baza unor standarde recunoscute internațional (de exemplu, tavane suspendate, pardoseli înălțate, rafturi de depozitare, etc). Pentru acestea, proiectantul și verificatorul proiectului vor verifica numai compatibilitatea accelerației seismice a amplasamentului (a_g) cu accelerația seismică de proiectare declarată de producător sau stabilită printr-un procedeu recunoscut de *calificare seismică*.

(3) În situația menționată la (2), proiectarea legăturilor și a elementelor de reazem (dimensionarea și detalierea constructivă a acestora) se va face conform instrucțiunilor tehnice ale furnizorului. Aceste instrucțiuni vor fi adaptate de proiectantul de specialitate pentru respectarea condițiilor din reglementările tehnice în vigoare în România în ceea ce privește caracteristicile geometrice și mecanice de rezistență și de deformabilitate ale materialelor. În lipsa instrucțiunilor furnizorului, proiectarea legăturilor și a elementelor de reazem al acestor CNS se va face conform prevederilor acestui Cod.

10.3.1. Principii și metode de evaluare a forței seismice de proiectare

(1) Valoarea de proiectare a forței seismice pentru CNS depinde de următorii factori:

- importanța/rolul CNS în funcționarea clădirii;
- accelerația terenului pentru proiectare (a_g) și caracteristicile spectrului de răspuns elastic;
- amplificarea accelerației terenului la nivelul de prindere al CNS;
- amplificarea dinamică proprie a CNS;
- reducerea efectului forței seismice datorită capacității de absorbție a energiei a CNS și a legăturilor acesteia de structura principală;
- greutatea totală în exploatare a CNS.

(2) Forța seismică de proiectare rezultată din acțiunea directă a cutremurului asupra unei CNS va fi calculată folosind unul dintre următoarele procedee:

- metoda spectrelor de etaj;
- metoda forțelor static echivalente.

(3) Forța seismică de proiectare determinată conform prezentului Capitol se folosește numai pentru proiectarea CNS, a legăturilor acesteia și pentru verificarea locală a elementelor de reazem; efectele sale nu se adună cu efectele forței seismice pentru ansamblul structurii.

10.3.1.1. Metoda spectrelor de etaj

(1) Pentru CNS de mare importanță sau care conțin surse de risc deosebit (degajare de substanțe toxice și/sau explozibile, etc), calculul forței seismice din acțiunea directă a cutremurului se va face pe baza unui model de calcul complet, folosind spectrul de răspuns elastic pentru accelerație obținut din răspunsul seismic al structurii clădirii la nivelul de prindere al CNS (spectrul de etaj). Se recomandă folosirea acestui model și pentru componentele nestructurale din categoriile A1, A2 și B4 ale clădirilor cu înălțime $\geq 50,0$ m.

(2) Modelul de calcul utilizat pentru calculul spectrelor de etaj va ține seama de proprietățile mecanice relevante ale structurii, ale CNS și ale legăturilor acestora de structura principală.

Acțiunea seismică pentru care se calculează spectrele de etaj va fi modelată conform prevederilor de la capitolul 3 din acest Cod.

10.3.1.2. Metoda forțelor statice echivalente

(1) Pentru proiectarea tuturor componentelor nestructurale la care se aplică prevederile Codului, cu excepția cazurilor în care este necesar un calcul mai exact conform 10.3.1.1 (1), efectul acțiunii directe a cutremurului asupra CNS va fi înlocuit cu efectul unei forțe statice F_{CNS} .

(2) Forța seismică orizontală statică echivalentă F_{CNS} , care cuantifică efectul acțiunii directe a cutremurului asupra unei CNS aflată la cota "z" în raport cu baza construcției, se va calcula cu formula:

$$F_{CNS}(z) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} \quad (10.1)$$

unde:

γ_{CNS} factor de importanță al CNS (a se vedea 10.3.1.3.1);

a_g accelerația terenului pentru proiectare stabilită conform Figurii 3.1 din acest Cod;

β_{CNS} factor de amplificare dinamică al CNS (a se vedea 10.3.1.3.2.);

K_z factor de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea construcției

$$K_z = 1 + 2 \frac{z}{H}$$

unde

z cota punctului de prindere de structură a CNS;

H înălțimea medie a acoperișului în raport cu baza construcției;

q_{CNS} factor de comportare al CNS (a se vedea 10.3.1.3.3.);

m_{CNS} masa maximă a CNS în exploatare

(3) În cazul componentelor nestructurale rezemate sus și jos, la nivelul a două planșee succesive cu cotele z_{inf} și z_{sup} (în particular, în cazul pereților nestructurali și al panourilor de zidărie înrămate în cadre), forța seismică static echivalentă va fi considerată uniform distribuită pe înălțimea nivelului. Pentru calculul acestei forțe în expresia factorului K_z se va introduce valoarea medie

$$z = \frac{z_{sup} + z_{inf}}{2}$$

(4) Forța seismică F_{CNS} , calculată cu relația (10.1), va fi limitată la valorile stabilite conform inegalităților (10.2):

$$0,75 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} \leq F_{CNS} \leq 4 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} \quad (10.2)$$

(5) Forța seismică verticală statică echivalentă $F_{CNS,V}$ se va calcula cu relația (10.1) utilizând valoarea accelerației componentei verticale, a_{vg} , determinată cu relația (3.16) din acest Cod.

(6) Pentru calculul rezistenței și stabilității CNS, forța seismică statică echivalentă F_{CNS} va fi considerată acționând ca:

- încărcare uniform distribuită, perpendiculară pe axa CNS, orizontal și vertical (în cazul elementelor liniare care pot oscila simultan pe cele două direcții - țevi, conducte, canale de ventilație și similare);
- încărcare uniform distribuită sau concentrată, perpendiculară pe planul CNS (în cazul elementelor plane verticale sau înclinate - pereți interiori și exteriori, fațade cortină și similare);
- încărcare uniform distribuită sau concentrată în planul CNS (în cazul elementelor plane orizontale - tavane suspendate, pardoseli înălțate);
- forță concentrată aplicată în centrul de greutate al CNS, pe direcția cea mai defavorabilă (în cazul elementelor care au trei dimensiuni comparabile - utilaje, echipamente, rezervoare, coșuri de fum și de ventilație și similare).

10.3.1.3. Coeficienți de calcul

10.3.1.3.1. Factorul de importanță al CNS (γ_{CNS})

(1) Factorul de importanță al CNS se va lua $\gamma_{CNS} \geq 1,5$, la aprecierea proiectantului și/sau la solicitarea investitorului/utilizatorului, prin tema de proiectare, pentru următoarele categorii de componente și pentru legăturilor acestora:

- CNS cu rol esențial și de susținere pentru continuarea funcționării clădirilor din clasa de importanță I, sau pentru evacuarea în siguranță a acestora;
- CNS amplasate pe căile de evacuare și sistemele de iluminat de rezervă, pentru evacuare, în clădiri din clasa de importanță II, cu număr mare de persoane;
- recipienți și rezervoare care conțin substanțe toxice sau explozibile în cantități considerate periculoase pentru siguranța publică;
- rafturi din spații comerciale și din depozite accesibile publicului.

În cazurile în care CNS nominalizate mai sus sunt suspendate pe pereți nestructurali, indiferent de materialele din care sunt realizați, pe panouri de zidărie înrămată sau pe alte CNS, acest factor de importanță se aplică și componentelor nestructurale pe care sunt rezemate și legăturilor cu acestea.

(2) Pentru toate celelalte categorii de CNS, factorul de importanță se va lua $\gamma_{CNS} = \gamma_e$ unde γ_e este factorul de importanță al construcției.

10.3.1.3.2. Factorul de amplificare dinamică al CNS (β_{CNS})

(1) Factorul de amplificare dinamică al CNS, care depinde de rigiditatea componentei și de pozițiile și caracteristicile mecanice ale legăturilor cu elementele de construcție pe care CNS este rezemată, se va lua cu valorile forfetare din tabelele 10.1 și 10.2.

10.3.1.3.3. Factorul de comportare al CNS (q_{CNS})

(1) Factorul de comportare al CNS, care depinde de capacitatea de deformare și de absorbție de energie a CNS și a legăturilor acestora cu structura și este independent de flexibilitatea acestora, se va lua cu valorile forfetare din tabelele 10.1 și 10.2.

Tabelul 10.1 Valorile factorilor β_{CNS} și q_{CNS} pentru părți/elemente de construcție

Categoria și tipul componentelor nestructurale	β_{CNS}	q_{CNS}
A.1. Elemente atașate anvelopei construcției:		
- dacă sunt rezemate în consolă sau dacă sunt ancorate de structura principală sub nivelul centrului de greutate, indiferent de material, (de exemplu, coșuri de fum sau de ventilație, parapeți, atice)	2,5	1,5
- dacă sunt ancorate peste nivelul centrului de greutate	1,0	2,5
- ornamente, firme, reclame, antene de televiziune și similare, indiferent de modul de prindere de structura principală	2,5	1,5
A.2. Elemente ale anvelopei		
- pereți nestructurali exteriori, indiferent de material, rezemați în consolă (calcane, frontoane)	2,5	1,5
- pereți nestructurali exteriori, indiferent de material, și panouri înrămate din zidărie la fațade	1,0	1,5
- placaje și finisaje cu elemente și prinderi ductile	1,0	2,5
- placaje și finisaje cu elemente și prinderi fragile	1,0	1,5
- prinderi și rigidizări ale elementelor anvelopei	1,25	1,0
A.3. Elemente de compartimentare, fixe sau amovibile, inclusiv finisaje și tâmplării înglobate		
- pereți nestructurali interiori și panouri înrămate din zidărie simplă	1,0	2,5
- pereți nestructurali interiori și panouri înrămate din zidărie simplă care nu sunt fixați de structură la partea superioară,	2,5	2,5
- parapeți interiori din zidărie simplă rezemați în consolă sau fixați sub nivelul centrului de greutate	2,5	2,5
- parapeți interiori din zidărie simplă fixați peste nivelul centrului de greutate	1,0	2,5
- elemente de compartimentare interioară din alte materiale decât zidăria	1,0	2,5
A.4. Tavane suspendate	1,0	2,5
A.5. Pardoseli înălțate		
- sisteme simple	1,0	1,5
- sisteme speciale	1,0	2,5
A.6. Garduri de incintă	2,5	2,5

Tabelul 10.2 Valorile factorilor β_{CNS} și q_{CNS} pentru instalații, echipamente și mobilier

Categoria și tipul componentelor nestructurale	β_{CNS}	q_{CNS}
B. Instalații		
B.1 Instalații sanitare (alimentare cu apă, evacuarea apelor uzate)		
- sisteme de conducte din materiale deformabile cu prinderi flexibile	2,5	6,0
- sisteme de conducte din materiale fragile (fontă, sticlă, plastic neductil)	2,5	3,0
B.2 Instalații electrice/iluminat		
- sisteme de cabluri principale suspendate	2,5	6,0
- sisteme de cabluri principale montate rigid	1,0	2,5
- echipamente electrice	1,0	2,5
- corpuri de iluminat	1,0	1,5
B.3 Instalații de condiționare/încălzire & ventilație		
- echipamente montate în exterior	2,5	6,0
- echipamente izolate cu neopren împotriva vibrațiilor	2,5	2,5
- echipamente izolate cu arcuri împotriva vibrațiilor	2,5	2,0
- echipamente neizolate împotriva vibrațiilor	1,0	2,5
- echipamente montate pe conducte	1,0	2,5
- alte echipamente	1,0	2,5
B.4 Instalații speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate		
- boilere, cazane	1,0	2,5
- vase de presiune rezemate pe manta sau așezate liber	1,0	2,5
C. Echipamente electromecanice		
- ascensoare și scări rulante	1,0	2,5
D. Mobilier		
- mobilier din unități medicale, de cercetare, inclusiv sistemele de computere;	1,0	1,5

mobilier de birou (rafturi,clasoare, dulapuri)		
- mobilier și exponate din muzee de interes național	1,0	1,0
- mobilier și dotări speciale din construcții din clasa de importanță IV: (panouri de comandă ale dispeceratelor din servicii de urgență, din unități de pompieri, poliție, centrale telefonice, echipamente din stații de radiodifuziune/televiziune)	1,0	1,0
- rafturi din oțel din magazine și din depozite accesibile publicului ($T_0 \leq 0,06 s$)	1,0 (*)	(**)
- rafturi din oțel din magazine și din depozite accesibile publicului ($T_0 \geq 0,06 s$)	2,5 (*)	(**)
(*) rafturi montate peste cota $\pm 0,00$. Pentru rafturile montate la cota $\pm 0,00$ sau mai jos a se vedea 10.3.1.2. (**) se vor folosi valorile indicate în reglementările tehnice în vigoare pentru proiectarea rafturilor, în funcție de alcătuirea constructivă a acestora		

10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS

10.3.2.1. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită ultimă (ULS)

(1) CNS care sunt legate la două cote de nivel diferite, pe aceeași structură/același tronson (A), vor fi proiectate pentru a prelua deplasarea relativă $d_{r,CNS}$ dată de relația:

$$d_{r,CNS} = d_{sxA} - d_{syA} \leq (X - Y) \frac{d_{aA}}{h_{etA}} \quad (10.3)$$

(2) CNS care sunt legate la două cote de nivel diferite pe două structuri/două tronsoane diferite (A și B) vor fi proiectate pentru a prelua deplasarea relativă $d_{r,CNS}$ dată de relația

$$d_{r,CNS} = |d_{sxA}| + |d_{syB}| \leq \frac{Xd_{aA}}{h_{etA}} + \frac{Yd_{aB}}{h_{etB}} \quad (10.4)$$

(3) În formulele (10.3) și (10.4) s-a notat:

- d_{sxA} deplasarea construcției A, la nivelul "x";
- d_{syA} deplasarea construcției A, la nivelul "y";
- d_{syB} deplasarea construcției B, la nivelul "y";
- X cota punctului superior de prindere de la nivelul "x", măsurată de la baza structurii (secțiunea teoretică de încastrare);
- Y cota punctului inferior de prindere de la nivelul "y", măsurată de la baza structurii;
- d_{aA} , d_{aB} deplasările relative de nivel admisibile pentru construcția A și respectiv, construcția B, definite conform art.4.6.3.2;
- h_{etA} , h_{etB} înălțimile de etaj folosite pentru calculul deplasărilor relative de nivel la construcția A și, respectiv, la construcția B.

Deplasările d_s din relațiile (10.3) și (10.4) se calculează cu relația (4.20).

10.3.2.2. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS)

(1) Deplasările d_s din relațiile (10.3) și (10.4) se calculează cu relația (4.19).

(2) Factorul ν , din relația (4.19), definit conform 4.6.3.2., se va lua după cum urmează:

(iii) $\nu = 0,7$ pentru:

- elementele atașate anvelopei (A1) amplasate pe fațadele către spațiile publice (strada) sau către alte spații în care este posibilă prezența unui număr

mare de persoane (curți interioare ale școlilor, atriumuri, etc.) pentru clădirile din toate clasele de importanță;

- sistemele de conducte care sunt fixate pe două tronsoane adiacente în cazul clădirilor din clasele de importanță I și II;

(iv) $\nu = 0,5$ pentru toate celelalte categorii de CNS din clădirile din clasa de importanță III

(v) $\nu = 0,4$ pentru toate celelalte categorii de CNS din clădirile din clasele de importanță I și II

10.4. Condiții generale pentru proiectarea seismică a componentelor nestructurale

10.4.1. Legăturile CNS

10.4.1.1. Principii generale de proiectare a legăturilor CNS

(1) CNS proiectate pentru a rezista acțiunii seismice, vor fi prinse de elemente și/sau subsisteme structurale, sau, după caz, de alte CNS, astfel încât eforturile de proiectare ($N_{Ed,CNS}$, $M_{Ed,CNS}$, $V_{Ed,CNS}$) determinate cu încărcările stabilite conform 10.9.2, pentru cutremurul de proiectare, să fie transmise, în totalitate, elementelor structurale principale sau secundare ale clădirii.

(2) Legăturile CNS vor fi proiectate, de regulă, astfel încât să poată prelua deplasările relative ale structurii cu valorile determinate conform 10.9.3; dacă această condiție nu este satisfăcută, la proiectarea CNS se va ține seama și de eforturile asociate deformațiilor și/sau deplasărilor împiedicate.

(3) Legăturile vor avea suficientă rezistență și rigiditate și vor fi alcătuite astfel încât să asigure transferul direct al forțelor seismice și gravitaționale aferente de la CNS la elementele structurale principale sau secundare ale clădirii sau la o altă CNS, care, la rândul său, trebuie să fie legată direct (nemijlocit) de elementele structurale principale sau secundare ale clădirii.

(4) Legăturile CNS cu elementele structurii principale, sau cu alte CNS, vor avea suficientă ductilitate pentru a asigura capacitatea de deformare necesară pentru preluarea deplasărilor relative ale etajelor determinate conform art.10.9.3.

(5) Legăturile CNS cu elementele structurii principale, sau cu alte CNS, pot fi realizate prin orice procedeu tehnic, verificat în practică, care asigură blocarea sau limitarea deplasărilor, în ambele sensuri, pe direcțiile tuturor gradelor de libertate ale CNS (monolitizarea armăturilor, sudură, buloane, etc).

(6) Efectul frecării datorat greutatei proprii a CNS nu va fi luat în considerare pentru transmiterea forțelor seismice corespunzătoare CNS la structura clădirii, sau la altă CNS.

(7) Eforturile secționale pentru verificarea rezistenței, a stabilității și a rigidității elementelor de construcție (structurale sau nestructurale) pe care sunt fixate/rezimate CNS vor include și eforturile secționale suplimentare date de forțele de legătură.

(8) Pentru clădirile încadrate în clasa de importanță I legăturile CNS esențiale și a celor cu rol de susținere vor fi proiectate pentru a asigura limitarea deformațiilor/deplasărilor la valorile prevăzute de documentația tehnică respectivă.

10.4.1.2. Calculul și alcătuirea legăturilor între CNS și elementele de rezemare

- (1) Forțele de proiectare pentru ancore, vor fi determinate cu încărcările de proiectare ale CNS conform 10.9.2 considerând efectele acțiunii seismice majorate cu 30%.
- (2) Pentru calculul eforturilor în ancore se va ține seama și de condițiile probabile de instalare, inclusiv efectele defavorabile ale excentricităților de montare.
- (3) Pentru legăturile cu ancore înglobate în beton sau în zidărie, indiferent de procedeul de fixare a acestora (ancore chimice sau mecanice), eforturile capabile ale legăturii vor fi mai mari cu 30% decât eforturile capabile ale CNS care se fixează.
- (4) În cazul în care legăturile se realizează cu elemente cu lungime de ancoraj mică (ancore cu $L_a \leq 8d$) forțele seismice care acționează asupra CNS vor fi calculate folosind, în relația (10.1), factorul de comportare $q_{CNS} = 1,5$.
- (5) Bolțurile montate prin împușcare nu vor fi folosite ca ancore solicitate la întindere pentru CNS în construcțiile situate în zonele seismice cu $a_g \geq 0,15g$.

10.4.2. Interacțiunile CNS

10.4.2.1. Interacțiuni cu elementele/subsistemele structurale

- (1) Interacțiunile CNS cu elementele structurale principale și secundare vor fi controlate astfel încât efectele lor reciproce să nu producă distrugerea prematură a elementelor structurale ca urmare a modificării schemei statice (de exemplu, prin formarea stâlpilor scurți) sau prin introducerea unor eforturi suplimentare în elementele structurii (de exemplu, avarierea nodurilor în cazul panourilor din zidărie înrămate în cadre).

10.4.2.2. Interacțiuni cu alte CNS

- (1) Interacțiunile diferitelor CNS și efectele lor reciproce trebuie controlate astfel încât distrugerea/avarierea unei CNS să nu provoace avarierea, distrugerea sau ieșirea din funcțiune a unui ansamblu de CNS sau a unei CNS de nivel superior (pe care îl susțin/îl deservesc).

10.5. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale (A)

10.5.1. Condiții generale de proiectare seismică

- (1) Componentele arhitecturale nestructurale enumerate la art.10.1.2.(2), pct.A și legăturile acestora trebuie să reziste încărcărilor corespunzătoare cutremurului de proiectare calculate conform paragrafului 10.9.2 și să preia deplasările calculate conform 10.9.3.

10.5.1.1. Condiții pentru proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale din zidărie (Az)

- (1) Componentele arhitecturale nestructurale din zidărie din clădirile curente sunt:
 - elemente atașate anvelopei - coșuri de fum și de ventilație, parapete, atice, cornișe și similare (A1z)
 - pereți de închidere - (A2z)

- pereți de compartimentare - interiori - (A3z)
- (2) Peretii nestructurali din zidărie de închidere (A2z) și de compartimentare (A3z) sunt definiți după cum urmează:

(a) **Perete nestructural:** perete care nu face parte din structura principală a clădirii; acest tip de perete poate fi suprimat fără să prejudicieze integritatea restului structurii.

Peretele nestructural, indiferent de materialul din care este executat, va fi proiectat pentru a prelua următoarele încărcări din gruparea fundamentală (GF- conform Codului CR 0) și din gruparea seismică (GS - conform Codului CR 0)

- (i) greutatea proprie;
 - (ii) greutatea obiectelor suspendate pe perete;
 - (iii) încărcările perpendiculare pe plan din acțiunea oamenilor și a cutremurului.
- (b) **Perete (panou) înrămat:** perete (panou) înglobat într-un cadru de beton armat/oțel, care nu face parte din structura principală, dar care, în anumite condiții, contribuie la rigiditatea laterală a clădirii și la disiparea energiei seismice; suprimarea în timpul exploatarei clădirii sau crearea de goluri de uși/ferestre într-un perete de zidărie înrămat se va face numai pe baza unei justificări prin calcul (expertiză tehnică) și cu măsuri constructive adecvate.

Acest tip de perete va fi proiectat pentru a prelua solicitările provenite din gruparea fundamentală (GF- conform Codului CR 0) și din gruparea seismică (GS - conform Codului CR 0):

- (i) greutatea proprie;
 - (ii) greutatea obiectelor suspendate;
 - (iii) încărcările perpendiculare pe plan din acțiunea oamenilor, a cutremurului și a vântului (în cazul panourilor de fațadă).
 - (iv) interacțiunea cu cadrul, în situația de proiectare seismică;
- (3) Pentru executarea tuturor componentelor arhitecturale nestructurale din zidărie se pot folosi elementele pentru zidărie menționate în tabelul 8.1.

- elemente pentru zidărie pline din argilă arsă sau din BCA din grupa 1;
- elemente pentru zidărie din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2, cu max. 55% goluri verticale și cu grosimea pereților exteriori ≥ 8 mm și a pereților interiori ≥ 5 mm
- elemente pentru zidărie din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2S

Elementele pentru zidărie pot avea orice formă a fețelor de capăt (plană, cu locaș pentru mortar, cu "nut și feder/lambă și uluc"). Elementele din clasa de densitate LD nu se vor folosi pentru zidării de fațadă neprotejate cu tencuială.

(4) Utilizarea elementelor pentru zidărie din argilă arsă cu goluri orizontale realizate la turnare nu este permisă pentru executarea pereților nestructurali și a panourilor de zidărie înrămată, indiferent de accelerația terenului pentru proiectare a_g și de înălțimea clădirii, cu excepția anexelor gospodărești și a construcțiilor provizorii.

(5) Pentru executarea tuturor elementelor nestructurale de construcție din zidărie, în clădiri din clasele de importanță I și II, indiferent de accelerația terenului pentru proiectare a_g , se vor folosi numai elemente pentru zidărie din categoria I, definită conform Codului CR 6, art. 1.3.3. Pentru clădirile din clasele de importanță III și IV și pentru anexe gospodărești și construcții provizorii pot fi folosite și elemente pentru zidărie din categoria II (cu excepția zidărilor care rămân aparente).

(6) Pentru executarea tuturor componentelor nestructurale din zidărie se poate folosi mortar de utilizare generală (G), mortar pentru rosturi subțiri (T) și mortar ușor (L) toate cu rezistența la compresiune $\geq M2,5$. Pentru componentele nestructurale din clădirile din clasele de importanță I și II nu se permite folosirea mortarului preparat la șantier; pentru acestea se va folosi numai mortar (G) sau (T) cu rezistența la compresiune $M \geq 5,0$. În toate cazurile, folosirea mortarelor (T) și (L) se va face conform instrucțiunilor tehnice ale producătorului și pentru calculul rezistenței zidăriei se vor folosi valorile rezistențelor declarate de acesta.

(7) Pentru proiectarea seismică a tuturor componentelor nestructurale din zidărie pentru care se cere calculul seismic conform 10.2(4), rezistențele elementelor pentru zidărie la compresiune perpendicular pe rostul de așezare (f_b) și paralel cu rostul de așezare (f_{bh}) și rezistențele de aderență, vor fi alese de proiectant astfel încât în asociere cu mortarul prevăzut în proiect (G,T sau L), rezistențele zidăriei la compresiune (f_k și f_{kh}), la forfecare (f_{vk0}) și la încovoiere perpendicular pe plan (f_{xk1} și f_{xk2}) să asigure preluarea efectelor încărcărilor din gruparea seismică de proiectare calculate conform 10.9.2. cu coeficienții parțiali de siguranță γ_M stabiliți la 10.9.5.(3).

(8) Proprietățile de rezistență și fizico- chimice ale materialelor pentru zidărie și dimensiunile elementelor realizate cu acestea trebuie să asigure și satisfacerea cerințelor aplicabile construcțiilor și cerințele de durabilitate stabilite prin tema de proiectare.

10.5.2. Proiectarea seismică a elementelor de construcție atașate anvelopei

10.5.2.1. Condiții pentru proiectarea seismică a elementelor de construcție din zidărie atașate anvelopei (A1z)

(1) Elementele de zidărie minore, cu dimensiuni și mase reduse: coșuri de fum/ventilație, atice, parapete la balcoane sau scări, care sunt rezemate în consolă, pe acoperișul sau pe planșeele clădirilor, indiferent de alcătuirea constructivă a acestora, vor fi calculate, alcătuite și detaliate pentru a-și menține stabilitatea și integritatea fizică sub efectul încărcărilor din gruparea seismică de proiectare calculate conform 10.9.2.

(2) Stabilitatea elementelor de zidărie minore, menționate la (1) pentru efectul acțiunii seismice perpendiculară pe plan va fi asigurată, indiferent de tipul elementelor pentru zidărie (argilă arsă sau BCA) și al mortarului folosit, prin una dintre următoarele măsuri sau o combinație a acestora:

- (a) respectarea raportului înălțime/grosime maxim $h/t \leq 8$;
- (b) pilaștri / îngroșări locale din zidărie,
- (c) stâlpișori intermediari din beton armat cu armături ancorate în elementele structurii principale (centuri sau plăci) sau în stâlpișorii nivelului inferior;
- (d) centuri de beton armat turnate la partea superioară.

- (3) Stabilitatea coșurilor de fum sau de ventilație din zidărie va fi asigurată prin:
- acoperirea zidăriei cu tencuieli armate cu barele verticale ancorate în planșeu de la ultimul nivel; armăturile vor fi determinate prin calcul pentru forța seismică de proiectare stabilită conform 10.3.1.
 - bordarea exterioară cu profile laminare ancorate în planșeu și acoperite cu tencuială;
 - ancorarea coșurilor, peste jumătatea înălțimii, cu tiranți prinși de bride metalice și fixați în planșeu ultimului nivel.

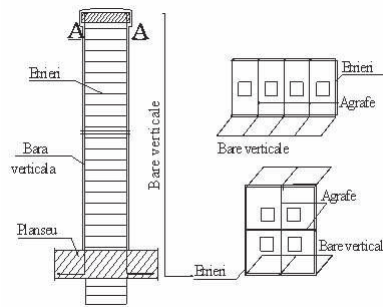


Figura 10.1. Asigurarea stabilității coșurilor din zidărie

- (4) Elementele de zidărie majore - cu dimensiuni și mase mari - (calcane, frontoane, timpane) care lucrează în consolă, peste nivelul ultimului planșeu, vor fi asigurate împotriva răsturnării sub acțiunea cutremurului prin:
- ancorare de șarpanta clădirii dacă, prin alcătuire și dimensionare, șarpanta are rezistență și rigiditate suficiente pentru a prelua forțelor de răsturnare;
 - continuarea stâlpișorilor de la etajul inferior;
 - prevederea specială a unor stâlpișori de beton armat în zidăria de la ultimul nivel al clădirilor din **ZNA** dacă armăturile stâlpișorilor din elementele în consolă nu pot fi ancorate în centurile ultimului planșeu;
 - legarea stâlpișorilor cu o centură de beton armat la partea superioară; dacă zidăria în consolă are înălțime mai mare - orientativ peste 2,0 m - se va prevedea și o centură intermediară pentru fragmentarea panoului.

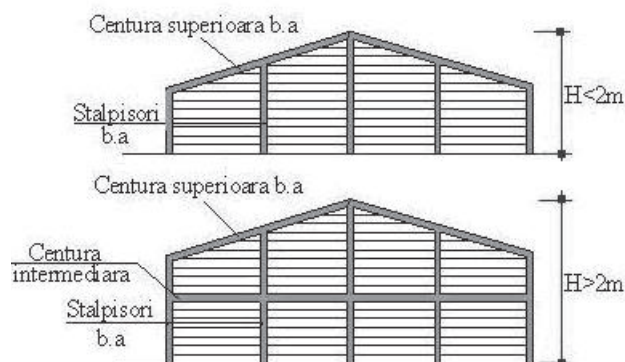


Figura 10.2. Asigurarea stabilității elementelor majore din zidărie de la fațade

- (5) Dimensiunile stâlpișorilor prevăzuți pentru asigurarea stabilității, distanțele între aceștia și armăturile lor se vor determina prin calcul pentru eforturile provenite din gruparea seismică de încărcări.

(6) Cornișele și brâiele, care depășesc planul zidăriei cu cel mult jumătate din grosimea peretelui se realizează cu elemente de tip HD prin scoaterea în consolă a cărămizilor, în trepte de cel mult $1/4$ din cărămidă la fiecare rând. Pentru cornișele care depășesc fața peretelui exterior cu mai mult de jumătate din grosimea acestuia sau la care cărămizile unui rând ies în consolă cu mai mult de 10 cm, în proiect se vor prevedea măsuri speciale de ancorare.

(7) Se poate utiliza și detaliul de cornișă reazemată pe o placă de beton armat monolit sau prefabricat; aceasta placă este susținută cu popi până la întărirea zidăriei cornișei. În cazul în care placa cornișei nu este în același plan cu ultimul planșeu al clădirii, cornișa se ancorează cu bare din oțel-beton petrecute în rosturile verticale ale zidăriei. (fig.10.3b). Aceste armături se dimensionează pentru forța seismică orizontală corespunzătoare masei cornișei considerată ca acționând la vârful acesteia în ambele sensuri.

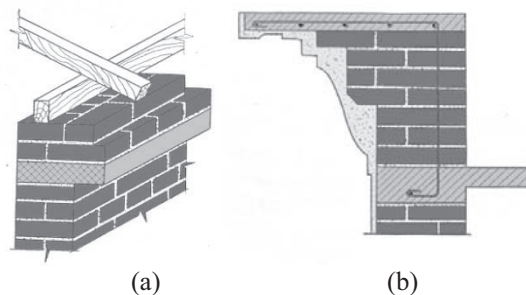


Figura 10.3. Detalii de realizare a cornișelor din zidărie

(8) În cazul în care cornișa are o deschidere mare, aceasta se va realiza din beton armat monolit sau prefabricat conform detaliilor din figura 10.4. În acest caz, pentru dimensionare se va ține seama și de efectul forței seismice verticale.

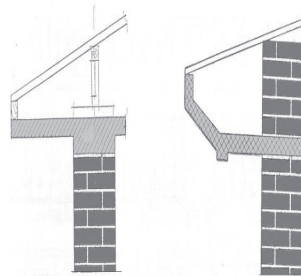


Figura 10.4. Exemple de cornișe cu deschidere mare

10.5.3. Proiectarea seismică a pereților nestructurali de închidere (A2) și de compartimentare (A3)

(1) Pereții de închidere (A2) și de compartimentare (A3), indiferent de materialul din care sunt realizați, vor fi calculați, alcătuiți și detaliați pentru acțiunea seismică numai în cazurile în care se încadrează în condițiile de la 10.2(4). Acești pereți trebuie să reziste:

- forței seismice perpendiculară pe planul peretelui calculată cu relația (10.1) în care masa peretelui va include și masa în exploatare a mobilierului sau altor echipamente sau instalații suspendate de perete.
- eforturilor rezultate din interacțiunea cu structura (în funcție de modul de prindere).

10.5.3.1. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților de închidere (A2z) și de compartimentare (A3z) din zidărie

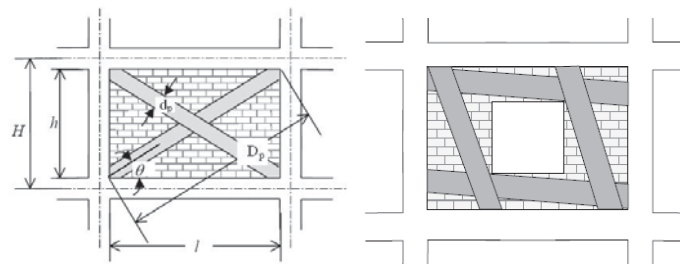
(1) Pereții nestructurali din zidărie (A2z) și (A3z) pot fi:

- pereți nestructurali înrâmați în cadre de beton armat / oțel
- pereți nestructurali care nu sunt înrâmați în cadre de beton armat / oțel

10.5.3.1.1. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților de închidere (A2z) și de compartimentare (A3z) din zidărie înrâmați în cadre de beton armat/oțel

(1) Pereții de zidărie înrâmați pot fi utilizați pentru toate zonele seismice și pentru orice regim de înălțime, ca pereți de închidere (A2z) sau de compartimentare (A3z), dacă sunt satisfăcute cerințele privitoare la cadre din Codurile respective (beton armat sau oțel), din acest Cod, capitolul 5, și regulile privitoare la proiectarea panourilor de zidărie înrâmate pentru situația de proiectare persistentă și pentru situația de proiectare tranzitorie din Codul CR 6.

(2) Pereții din zidărie înrâmați, executați după turnarea/montarea cadrelor de beton armat sau de oțel, vor fi introduși în modelul de calcul pentru ansamblul structurii și vor fi calculați conform acestui Capitol, numai dacă sunt panouri pline sau cu un gol de ușă / fereastră pentru care se poate identifica un sistem de diagonale comprimate care transmit eforturile la cadru.



(a) Panou plin (b) Panou cu gol de fereastră

Figura 10.5. Zidărie înrâmată în cadre. Sisteme de diagonale comprimate

(3) Pentru structurile alcătuite din cadre din beton armat sau din oțel, în modelul de calcul pentru situația de proiectare seismică, se va ține seama de următoarele efecte nefavorabile posibile ale panourilor de zidărie înrâmate:

- modificarea regularității structurale în plan și pe verticală și reducerea, în consecință, a factorului de comportare " q " pentru ansamblul structurii precum și a condițiilor de aplicabilitate a metodelor de calcul pentru determinarea forței seismice de bază;
- modificarea distribuției eforturilor secționale în subansamblurile structurale verticale ca urmare a creșterii momentului de răsucire prin modificarea poziției centrului de rigiditate în raport cu centrul de masă;
- modificarea schemei geometrice de calcul (modificarea lungimilor și/sau a condițiilor de rezemare ale barelor cadrului);
- eforturi locale datorate interacțiunii cadru + panou (în particular la nodurile cadrului și la colțurile panoului).

(4) Datorită incertitudinilor legate de realizarea efectivă la execuție a conlucrării dintre cadre și panouri și a lipsei unor rezultate experimentale concludente, în modelul

de calcul pentru proiectarea seismică a clădirilor noi nu se va ține seama de efectele *favorabile* posibile ale panourilor de zidărie înrămată. Efectul favorabil al acestor zidării va fi luat în considerare numai pentru evaluarea siguranței clădirilor existente conform Codului P 100-3, în funcție de răspunsul seismic efectiv al clădirilor respective.

(5) Dimensiunile panourilor înrămate din zidărie nearmată vor fi limitate astfel:

- aria panoului rezemat pe patru laturi: $A_p = h_p \times l_p \leq 18,0 \text{ m}^2$
- aria panoului rezemat pe trei laturi (fără stâlpișor pe latura verticală liberă): $A_p \leq 12,0 \text{ m}^2$
- înălțimea panoului: $h_p \leq 3,50 \text{ m}$
- lungimea panoului: $l_p \leq 6,00 \text{ m}$

Pentru cazurile în care cerințele proiectului de arhitectură impun dimensiuni superioare, panourile vor fi fragmentate prin introducerea unor stâlpișori și centuri din beton armat

(6) Forțele seismice de proiectare care acționează în planul panourilor de zidărie înrămată în cadre se calculează considerând ansamblul format din cadru și panourile din zidărie modelat ca un sistem triangulat, cu diagonale articulate la capete în nodurile cadrului. Lățimea activă a diagonalei (d_p) va fi luată egală cu $d_p = 0,10D_p$, unde D_p este lungimea diagonalei panoului din zidărie (figura 10.5).

(7) Forțele seismice de proiectare care acționează perpendicular pe planul pereților de zidărie înrămată în cadre de beton armat și de oțel, se determină în conformitate cu prevederile de la 10.3, cu factorii β_{CNS} și q_{CNS} pentru panourile de fațadă (A2z) și pentru panourile interioare (A3z) din tabelul 10.1.

(8) În cazul în care rezistența panourilor din zidărie nearmată nu satisface cerința de siguranță conform 10.9.7. pentru grosimile curente ale pereților de zidărie și pentru rezistențele curente ale materialelor (elemente și mortare), se vor lua următoarele măsuri:

- dimensiunile panoului vor fi reduse prin introducerea unor stâlpișori de beton armat, suplimentari față de cei introduși pentru bordarea golurilor; distanța între stâlpișori se stabilește prin calcul pentru satisfacerea relației (10.15)
- zidăria va fi placată cu tencuială armată cu plase din oțel, grile polimerice sau polimeri armați cu fibre (FRP)
- se adoptă pentru pereții respectivi o altă rezolvare constructivă/ alte materiale.

10.5.3.1.2. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților nestructurali de închidere din zidărie (A2z) care nu sunt înrâmați în cadre de beton armat /oțel

(1) Pereții exteriori nestructurali, care nu sunt înrâmați în cadre (de exemplu, pereți rezemați pe console, pereți cu goluri mari pentru care nu se realizează sistemul de diagonale din figura 10.5), executați din zidărie de cărămidă/blocuri din argilă arsă sau din BCA vor fi proiectați pentru a rezista efectelor:

- (a) acțiunii seismice perpendiculară pe plan;
- (b) presiunii vântului;
- (c) deplasărilor relative de nivel determinate conform acestui Capitol.

(2) Dimensiunile maxime ale panourilor de zidărie nearmată, neînramate în cadre, vor fi cu 20% mai mici decât limitele date la 10.5.3.1.1.(5). Pentru cazurile în care cerințele proiectului de arhitectură impun dimensiuni superioare, panourile vor fi fragmentate prin introducerea unor stâlpișori și centuri din beton armat

(3) Pereții exteriori executați din zidărie menționați la (1), indiferent de tipul elementelor pentru zidărie, vor fi prevăzuți, la colțuri și alăturat golurilor, cu stâlpișori ancorați în structura principală și cu centuri. Bordarea golurilor se aplică pentru clădirile din toate clasele de importanță, pentru goluri cu suprafața $\geq 2,50 \text{ m}^2$ în zonele seismice cu $0,15g \leq a_g \leq 0,25g$ și pentru goluri cu suprafața $\geq 1,50 \text{ m}^2$ pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0,30g$.

(4) Pentru proiectarea pereților nestructurali, înrâmați sau neînramate, care sunt susținuți pe elemente structurale în consolă sau pe grinzi cu deschideri mari se va ține seama de efectul deformațiilor verticale ale consolei/grinzii produse de mișcarea seismică (inclusiv de deformațiile datorite rotirii nodului din secțiunea de reazem).

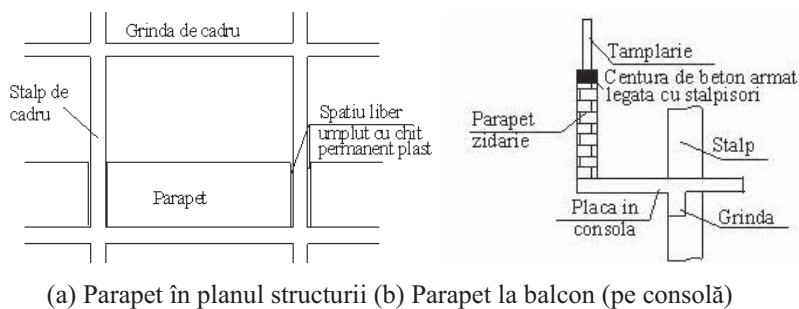


Figura 10.6. Măsuri constructive pentru parapete din zidărie

(5) Pereții de fațadă alcătuiți din două straturi de zidărie cu gol interior vor fi prevăzuți cu ancore de solidarizare conform prevederilor din SR EN 1996-1-1. Ancorele vor respecta prevederile SR EN 845-1.

Numărul și dimensiunile ancorelor se vor stabili prin calcul cu valorile minime:

- zone seismice cu $a_g = 0,10g$ → 2 ancore/ m^2 de perete
- zone seismice cu $0,15g$ și $a_g 0,20g$ → 3 ancore/ m^2 de perete
- zone seismice cu $a_g \geq 0,25g$ → 4 ancore/ m^2 de perete

Ancorele vor fi protejate împotriva coroziunii conform Codului CR 6.

Nu se permite legarea straturilor cu cărămizi așezate transversal.

(6) În cazul în care rezistența panourilor din zidărie nearmată nu satisface cerința de siguranță conform 10.9.7. pentru grosimile curente ale pereților de zidărie și pentru rezistențele curente ale materialelor (elemente și mortare) se va lua una dintre măsurile propuse la 10.5.3.1.1.(9).

(7) Pereții nestructurali exteriori alcătuiți din două straturi zidărie cu gol interior de aer (fațade ventilate) vor fi proiectați conform reglementărilor specifice.

10.5.3.1.3. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților de compartimentare din zidărie (A3z) care nu sunt înrămați în cadre de beton armat/oțel

(1) Pereții despărțitori trebuie să aibă capacitate de rezistență suficientă pentru a prelua încărcările din gruparea seismică și deplasările relative de nivel admise pentru structura principală conform tabelului E2 din acest Cod.

(2) Stabilitatea laterală a pereților de compartimentare se va asigura prin țesere cu pereții adiacenți sau prin legături cu bare de oțel cu elementele de beton armat adiacente

(3) Momentele încovoietoare în panoul de perete date de acțiunea seismică perpendiculară pe plan vor fi calculate conform prevederilor din Codul CR 6, cap.6.4 având în vedere condițiile concrete de fixare la extremitățile peretelui. Rezistența acestor pereți la încovoiere perpendicular pe plan va fi calculată conform CR 6, art.6.6.5.

(4) În cazul în care rezistența pereților despărțitori din zidărie nearmată, inclusiv a panourilor înrămate în cadre, nu satisface cerința de siguranță conform 10.9.7. se vor lua următoarele măsuri:

- dimensiunile panoului vor fi reduse prin introducerea unor stâlpișori de beton armat, suplimentari față de cei introduși pentru bordarea golurilor; distanța între stâlpișori se stabilește prin calcul pentru satisfacerea relației (10.13)
- zidăria va fi placată cu tencuieli armate cu plase din oțel, grile polimerice sau polimeri armați cu fibre (FRP)
- se modifică soluția constructivă pentru pereții respectivi

(5) Pereții despărțitori fixați la nivelul tavanului suspendat precum și orice alți pereți despărțitori mai înalți de 2,00 m, indiferent de materialul din care sunt realizați, vor fi fixați lateral de structura principală, independent de sistemul de fixare al tavanului suspendat. La clădirile cu structura din cadre, legăturile nu vor favoriza producerea situațiilor de tip stâlp scurt.

(6) Disponerea în plan a elementelor de fixare laterală și dimensionarea acestora se va face în așa fel încât deplasările laterale ale capetelor superioare ale pereților să fie compatibile cu deplasările laterale ale tavanului suspendat din încăperea respectivă.

(7) Pereții interiori nestructurali pot fi executați din zidărie simplă dacă eforturile unitare normale sunt mai mici, cel mult egale, cu rezistențele de proiectare la întindere din încovoiere perpendicular pe planul peretelui (f_{xd1}, f_{xd2}).

- (8) În zonele seismice cu $a_g \geq 0,25$ g, indiferent de rezultatele calculului, legătura pereților interiori nestructurali cu pereții de zidărie transversali sau cu stâlpii/

pereții de beton armat va fi armată cu cel puțin două bare $\Phi 6$ mm oțel cu $f_{yd}=210$ N/mm².

(9) În cazul în care eforturile unitare normale din încovoiere perpendicular pe planul peretelui au valori mai mari decât valorile de proiectare, f_{xd1}, f_{xd2} , se pot adopta următoarele soluții:

- peretele se armează în rosturile orizontale dacă, din calcul, rezultă că ruperea se produce în plan perpendicular pe rosturile orizontale în câmpul peretelui și la reazeme; această soluție este recomandată în special în cazul pereților realizați cu elemente cu îmbinare verticală mecanică - nut și feder;
- dimensiunile panoului se reduc prin centuri și stâlpișori intermediari astfel încât eforturile unitare efective să devină mai mici decât rezistențele unitare de proiectare; centurile și stâlpișorii vor fi ancorați de structura principală și vor fi dimensionați pentru a prelua încărcările laterale ale panourilor de zidărie (distanțele L_i și H_i se stabilesc prin calcul).

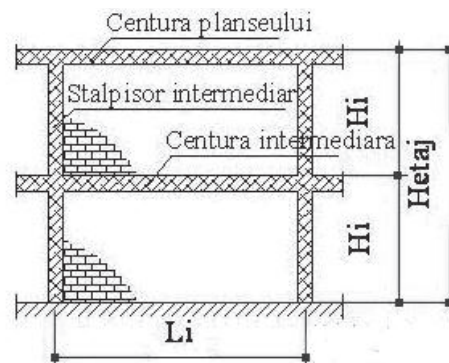


Figura 10.7. Centuri și stâlpișori intermediari la pereți nestructurali

(10) Pereții despărțitori din zidărie care nu pot fi fixați la nivelul tavanului (pereți cu înălțime mai mică decât cea a etajului - la grupurile sanitare, de exemplu) vor fi legați între ei și lateral de structura principală. Legătura se va realiza prin țesere sau cu piese metalice-bolțuri împușcate - dacă elementele laterale sunt stâlpi/pereți din beton armat. La partea superioară a pereților se va turna o centură din beton armat dimensionată pentru a prelua și transmite la structura principală eforturile din încărcările normale pe planul peretelui. Armăturile centurii vor fi ancorate corespunzător în elementele de beton sau în zidăria pereților adiacenți.

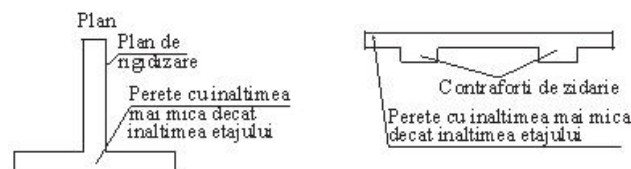


Figura 10.8. Asigurarea stabilității pereților nestructurali cu înălțimea mai mică decât cea a etajului

10.5.3.2. Condiții pentru proiectarea seismică a fațadelor prefabricate din beton

(1) Pereții exteriori nestructurali executați din panouri prefabricate din beton, montate după executarea structurii principale, vor fi rezemați direct pe elementele structurii principale sau vor fi legați de aceasta cu ancore sau cu alte dispozitive care vor respecta cerințele de la 10.4.1. și, în plus, următoarele reguli:

- legăturile și rosturile între panouri trebuie să permită deplasări relative de nivel cel puțin egale cu deplasarea de nivel calculată sau cel puțin 15 mm;
- legăturile care asigură deplasarea liberă în planul panoului, în limitele deplasării relative de nivel calculată, vor fi realizate folosind găuri ovalizate, fante, legături care permit deplasări prin încovoierea unor piese de oțel, sau orice alt sistem care asigură capacitatea de deplasare necesară și ductilitatea corespunzătoare;
- corpul ancorelor/conectorilor trebuie să aibă suficientă deformabilitate și capacitate de rotire pentru a preveni ruperea betonului/zidăriei la deformații mici sau în zona prinderilor sudate;
- toate piesele sistemelor de fixare vor fi dimensionate conform art.10.4.1.;
- mărimea deformației perpendiculare pe plan a pereților exteriori nestructurali, produse de forțele seismice de calcul, nu va depăși deformația admisibilă a panoului stabilită în funcție de geometria, proprietățile mecanice ale materialelor constitutive, de schema statică a sistemului de legare de structura principală și de tipul finisajului;
- sticla înglobată în ferestrele obișnuite și sticla vitrinelor se va proiecta și monta în conformitate cu prevederile art.10.5.3.3.

10.5.3.3. Condiții pentru proiectarea seismică a fațadelor vitrate

(1) Scheletul metalic al fațadelor cortină, ramele vitrinelor și ferestrelor și legăturile acestora cu structura principală vor fi proiectate pentru a prelua deplasările relative de nivel ale structurii rezultate din calculul structurii, fără deformații permanente și fără deteriorarea sticlei și a pieselor de etanșare.

(2) Sticla părților vitrate ale fațadelor trebuie să satisfacă cerința referitoare la limitarea deplasării relative de nivel dată de relația:

$$d_{ra}(\text{sticla}) \geq 1,25\gamma_{le}d_{r,CNS} \geq 15 \text{ mm} \quad (10.5)$$

unde

- $d_{ra}(\text{sticlă})$ deplasarea relativă de nivel care produce spargerea/căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină, stabilită conform prevederilor alin (5);
- γ_{le} factorul de importanță al construcției;
- $d_{r,CNS}$ deplasarea relativă de nivel pentru calculul CNS stabilită conform 10.3.2.

(3) Valoarea deplasării $d_{r,CNS}$ determinată prin calculul structurii va fi comunicată producătorului fațadei și va constitui temă pentru proiectarea acesteia.

(4) Verificarea condiției (10.5) nu este necesară dacă spațiul dintre sticlă și cadrul metalic c_{liber} este suficient de mare pentru ca să nu se producă contactul între acestea când este atinsă deplasarea maximă:

$$c_{liber} \geq 1,25\gamma_{le}d_{r,CNS} \geq 15 \text{ mm} \quad (10.6)$$

(5) Valoarea c_{liber} se calculează cu relația

$$c_{liber} = 2c_1 \left(1 + \frac{h_{st}c_2}{b_{st}c_1} \right) \quad (10.7)$$

unde

- h_{st} - înălțimea panoului de sticlă;
- b_{st} - lățimea panoului de sticlă;
- c_1 - spațiul liber între marginile verticale ale sticlei și cadru;
- c_2 - spațiul liber între marginile orizontale ale sticlei și cadru.

(6) Valoarea $d_{ra}(sticlă)$, depinde de tipul sticlei respective; această valoare se comunică de către producător sau poate fi determinată prin calcul conform precizărilor din norma de producție. Această valoare constituie dată de temă pentru calculul structurii dacă tipul/elementele fațadei au fost alese din alte considerente (de plastica fațadei, de exemplu).

(7) În zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$, în cazul fațadelor amplasate către spații publice sau cu aglomerări de persoane, indiferent de clasa de importanță și de expunere a clădirii, sticla ferestrelor cu suprafață mai mare de $2,00 \text{ m}^2$, și care sunt situate la înălțime $\geq 2,00 \text{ m}$ peste nivelul trotuarului, va fi de tip "securizat".

10.5.3.4. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților de compartimentare din alte materiale

(1) Proiectarea și executarea pereților despărțitori din sticlă se va face în conformitate cu prevederile reglementărilor specifice în vigoare.

(2) Pereții nestructurali interiori cu schelet metalic sau din lemn și panouri de tip "gips carton" și legăturile acestora cu structura principală vor fi dimensionate pentru a prelua încărcările de proiectare perpendiculare pe plan date la 10.9.2. Greutatea de calcul a pereților va include și greutatea în exploatare a mobilierului, a echipamentelor și a instalațiilor suspendate de perete. Rezistența acestor pereți se va calcula folosind reglementările în vigoare pentru materialele scheletului (oțel sau lemn).

(3) Montarea pereților prevăzuți la (1) și (2) trebuie să asigure spații laterale suficiente pentru a prelua deplasările calculate conform 10.9.3. Spațiile libere vor fi tratate pentru asigurarea etanșeității la aer și la zgomot și a împiedica propagarea focului.

10.5.4. Proiectarea seismică a tavanelor suspendate (A4)

(1) Masa tavanului suspendat pentru care se calculează forța seismică trebuie să includă:

- rețeaua proprie de rezistență (grătarul);
- panourile de tavan;
- corpurile de iluminat care sunt legate prin orice procedeu de tavan;
- orice altă CNS care este sprijinită lateral de tavan.

(2) Forța seismică aferentă masei totale a tavanului calculată conform (1) va fi transmisă, împreună cu încărcările verticale corespunzătoare, prin legăturile tavanului,

la elementele structurii principale sau la elementele de margine ale structurii tavanului. Legăturile vor fi dimensionate conform 10.4.1.

(3) Tavanele suspendate ale construcțiilor din clasele de importanță I ÷ III situate în amplasamente cu $a_g \geq 0,25g$ trebuie să respecte și următoarele reguli suplimentare:

- rețeaua de susținere a panourilor va fi alcătuită din elemente structurale capabile să preia forțele și deformațiile la care sunt supuse (de exemplu: profile laminate din oțel, profile din aluminiu etc.);
- elementele structurale marginale de închidere vor avea o lățime suficientă de rezemare (de exemplu: pentru profilele laminate din oțel lățimea va fi de cel puțin 50 mm);
- în fiecare din cele două direcții orizontale ortogonale, un capăt al rețelei de susținere a tavanului va fi fixat de elementul structural de margine iar celălalt capăt va avea posibilitatea de deplasare liberă pe cel puțin 20 mm;
- tavanele cu suprafața $\geq 100 \text{ m}^2$ vor avea legături laterale de structura principală;
- tavanele cu suprafața $> 250 \text{ m}^2$ vor fi divizate în zone cu suprafața $\leq 250 \text{ m}^2$ prin rosturi de separare sau prin pereți dezvoltăți pe toată înălțimea etajului; se poate renunța la această măsură dacă se demonstrează prin calcul că sistemul de fixare poate prelua integral deplasările laterale ale tavanului;
- se vor prevedea măsuri pentru a permite deplasarea liberă a tavanului în vecinătatea capetelor de sprinklere sau a altor piese care traversează tavanul;
- în cazul în care tavanul are cote de nivel diferite, stabilitatea laterală a fiecărei zone va fi asigurată printr-un sistem propriu de blocare a deplasărilor laterale (contravântuire);
- conductele, canalele de ventilație, cablurile electrice și alte elemente de instalații nu vor fi fixate de tavanul suspendat.

10.5.5. Proiectarea seismică a pardoselilor înălțate (A5)

(1) Pardoselile înălțate sunt sisteme nestructurale alcătuite din reazeme verticale, o rețea de grinzi metalice și din plăci plasate peste nivelul planșeului curent pentru a crea un spațiu liber pentru diferite conducte și cabluri (de regulă în sălile IT și în laboratoare).

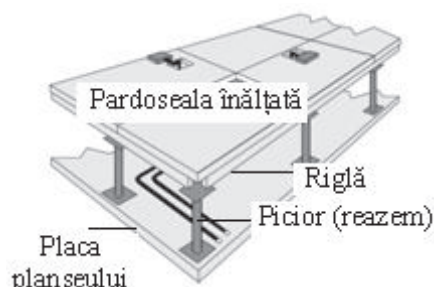
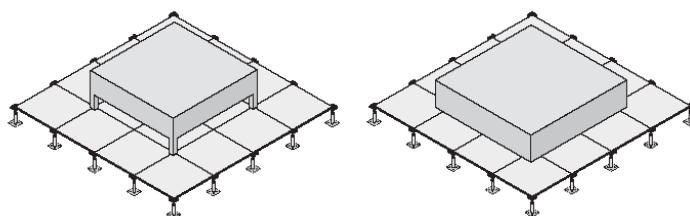


Figura 10.9. Alcătuirea generală a pardoselilor înălțate

10.5.5.2. Condiții generale

- (1) Pentru calculul forței seismice static echivalentă, greutatea pardoselii înălțate va fi calculată însumând greutatea proprie a pardoselii, greutatea totală a echipamentelor fixe și 1/4 din greutatea echipamentelor mobile rezemate pe pardoseală..
- (2) Pentru dimensionarea elementelor pardoselii se va ține seama și de eforturile rezultate din efectul de răsturnare a echipamentelor fixate rigid de pardoseală
- (3) Forța seismică orizontală aferentă unui picior (reazem) al sistemului va fi transmisă de la suprafața pardoselii înălțate la planșeul suport considerând simultan momentul de răsturnare, forța axială și forța tăietoare aferente piciorului respectiv.
- (4) Dimensionarea componentelor pardoselii înălțate se va face cu încărcarea utilă stabilită conform reglementărilor tehnice în vigoare pentru funcțiunea din încăperea respectivă. Dacă pe pardoseală urmează a se monta echipamente grele (orientativ peste 5,0 kN) panourile vor fi verificate pentru o sarcină concentrată corespunzătoare unui utilaj de mici dimensiuni (orientativ, o încărcare concentrată de 10 kN).



a) Încărcări concentrate (b) Încărcări distribuite

Figura 10.10. Încărcări pe pardoseli înălțate

10.5.5.3. Condiții specifice pentru pardoseli înălțate speciale

- (1) Sistemul de fixare va fi calculat pentru a prelua forța seismică static echivalentă conform prevederilor de la 10.3.1 sau va fi omologat prin încercări recunoscute de autoritățile competente.
- (2) Legăturile care transmit forțele seismice la planșeu vor fi realizate prin piese mecanice, ancore montate în beton, suduri pe piese înglobate. Nu se acceptă legături care folosesc frecarea pe suprafața de contact, cu bolțuri împușcate sau cu adezivi.
- (3) Sistemul de contravântuire a suporturilor va fi dimensionat considerând numai elementele întinse pentru a se evita pierderea stabilității ansamblului.
- (4) Riglele orizontale vor fi dimensionate pentru a transmite forța seismică orizontală la suporturi și trebuie să fie legate rigid de aceștia.

10.5.6. Proiectarea seismică a gardurilor de incintă (A6)

(1) În zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$ gardurile de incintă din zidărie de cărămidă sau din blocuri de BCA/beton de agregate, cu înălțime mai mare de 1,50 m, vor fi proiectate ca zidărie confinată sau ca panouri înrămate în cadre. Pentru proiectare se vor folosi reglementările specifice produselor pentru construcție respective.

(2) Stabilitatea de ansamblu a gardurilor de la (1) se va verifica considerând coeficientul parțial de siguranță egal cu 2 pentru verificarea la răsturnare și egal cu 1,5 pentru verificarea la lunecare/deplasare laterală

10.5.7. Condiții de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din clădire

(1) Pentru evacuarea în siguranță, în cazul producerii cutremurului de proiectare, a clădirilor situate în zone cu $a_g \geq 0,20g$ se vor avea în vedere următoarele măsuri privind elementele de construcție și finisajele aflate pe căile de evacuare:

- ușile cu comandă mecanică ale garajelor stațiilor de salvare, ale unităților de pompieri și similare precum și ușile de evacuare ale clădirilor care pot adăposti un număr mare persoane (orientativ, peste 250 de persoane) vor fi proiectate astfel încât să nu se blocheze pentru deplasări relative de nivel egale cu $1,50 d_{r,CNS}$ unde $d_{r,CNS}$ este valoarea calculată pentru ULS;
- ușile încăperilor principale ale clădirilor din clasele de importanță I și II (săli de clasă, de exemplu) și ușile de evacuare ale construcțiilor din clasele de importanță I ÷ III vor fi proiectate astfel încât să nu se blocheze pentru deplasări relative de nivel egale cu $1,25 d_{r,CNS}$ unde $d_{r,CNS}$ este valoarea calculată pentru ULS;
- copertinele peste ușile de evacuare din clădire vor fi calculate pentru o forță seismică verticală mai mare cu 50% decât cea din relația (10.1) pentru clădirile din clasele de importanță I și II și cu 25% pentru clădirile din clasa de importanță III;
- pardoselile, tavanele suspendate și celelalte finisaje de pe căile de evacuare vor fi proiectate astfel încât dislocarea/căderea/avarierea lor să nu împiedice circulația persoanelor;
- în clădirile din clasele de importanță I și II piesele de mobilier de pe căile de evacuare vor fi fixate de structură sau de pereții nestructurali conform art.10.4.1.

10.6. Proiectarea seismică a instalațiilor (B)

10.6.1. Gruparea instalațiilor în categorii seismice

(1) Pentru diferențierea măsurilor de proiectare la acțiunea seismică, instalațiile din clădiri sunt clasificate în trei categorii pe baza rolului funcțional și a consecințelor produse de avarierea/ieșirea din funcțiune ale acestora:

- I. Instalații "esențiale" necesare funcționării neîntrerupte a construcțiilor din clasa de importanță I, inclusiv instalațiile care asigură funcționarea acestora.
- II. Instalații a căror avariere poate avea consecințe grave privind siguranța persoanelor din construcție sau din exterior, pentru construcțiile din clasele de importanță II și III.
- III. Instalații curente (care nu fac parte din cele două categorii de mai sus).

10.6.2. Condiții generale de proiectare pentru sistemele de instalații

(1) Scopul principal al prevederilor acestei secțiuni este proiectarea rezemărilor și prinderilor pentru CNS din categoria *instalații* identificate la art. 10.1.2.2. pct. B.

(2) Legăturile și reazemele tuturor categoriilor/tipurilor de instalații menționate la 10.2(4) vor fi proiectate pentru încărcările calculate conform 10.9.2. și pentru deplasările relative calculate conform 10.9.3 pentru **ULS** sau, după caz, pentru **SLS**.

(3) Rezistența seismică a utilajelor și echipamentelor incluse în sistemele de instalații va fi stabilită conform cataloagelor furnizorului și trebuie să fie adecvată zonei seismice respective. Dacă dispozitivul sau sistemele de fixare sunt livrate împreună cu echipamentele/utilajele, producătorul trebuie să comunice valorile eforturilor capabile și categoria de deformabilitate ale acestora (fragile/ductile).

(4) La interfața cu terenul sau cu structurile adiacente care se pot deplasa independent, canalele și conductele de alimentare/evacuare vor avea flexibilitate și rezistență suficientă pentru a prelua eforturile între punctele fixe. Golurile de trecere prin pereții infrastructurii/suprastructurii vor fi dimensionate pentru a permite deplasările relative.

(5) Pentru construcțiile din clasele de importanță I și II situate în amplasamente cu $a_g \geq 0,20g$, fundate pe terenuri cu consistență redusă, se va ține seama de sensibilitatea la cutremur a rețelelor exterioare și a zonelor de legătură cu instalațiile interioare.

(6) Pentru utilajele și echipamentele incluse în sistemele de instalații care au factor de importanță $\gamma_{CNS} > 1,0$ se vor lua și măsuri suplimentare pentru evitarea ciocnirii elementelor vulnerabile la impact cu alte elemente de construcție sau utilaje.

(7) Utilajele/echipamentele care conțin cantități de substanțe care pot fi considerate periculoase pentru siguranța oamenilor, vor fi proiectate conform reglementărilor speciale aprobate de organele competente.

(8) Utilajele/echipamentele montate pe izolatori de vibrații vor fi prevăzute cu dispozitive de limitare a deplasărilor orizontale și verticale. Toate aceste dispozitive vor fi executate din materiale ductile și vor avea legături redundante cu structura.

(9) Deplasările laterale ale conductelor/canalelor suspendate vor fi limitate prin introducerea unor prinderi laterale sau înclinate. Mărimea acestor deplasări se determină prin calcul cu forța seismică static echivalentă stabilită conform 10.3.1

10.6.3. Condiții de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente și/sau subansambluri de instalații

10.6.3.1. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor sanitare (B1)

(1) Proiectarea sistemelor de sprinklere se va face conform reglementărilor specifice și a prevederilor din acest Cod referitoare la mărimea forțelor și a deplasărilor seismice.

(2) Legăturile pentru limitarea deplasărilor laterale prevăzute la 10.6.2.(9) nu sunt necesare pentru conductele suspendate de elemente structurale, pe toată lungimea, cu bare rotunde scurte (≤ 300 mm) dacă conducta poate suporta deplasările relative între punctele de reazem. Distanța între punctele de prindere se stabilește prin calcul.

10.6.3.2. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor electrice și de iluminat (B2)

(1) Legăturile și reazemele prin care se transferă forțele seismice aferente utilajelor și/sau echipamentelor electrice la structura principală vor fi realizate din materiale ductile.

(2) Pentru sistemele de cabluri care traversează rosturile între clădiri/tronsoane adiacente și pentru sistemele de cabluri legate de echipamente izolate împotriva vibrațiilor se vor lua măsuri pentru a se asigura preluarea deplasărilor relative calculate conform 10.9.3 pentru SLS. Pentru clădirile din clasele de importanță I și II aceste deplasări vor fi majorate cu 30%.

(3) Tablourile și dulapurile electrice și stelajele pentru baterii vor fi fixate pentru asigurarea stabilității, prin ancorare, conform 10.4.1, de elemente de construcție suficient de rezistente pentru a prelua încărcările seismice corespunzătoare.

10.6.3.3. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor de condiționare, de încălzire și de ventilație (B3)

(1) Pentru sistemele de conducte și canale care traversează rosturile între clădiri și/sau tronsoane adiacente precum și pentru sistemele de conducte legate de echipamente izolate împotriva vibrațiilor se vor lua măsuri pentru preluarea deplasărilor relative calculate conform 10.9.3 pentru SLS. Pentru construcțiile din clasele de importanță I și II aceste deplasări vor fi majorate cu 30%.

(2) Nu este necesar să se prevadă legături pentru limitarea deplasărilor laterale conform conform 10.6.2.(9) pentru sistemele de conducte/canale ale clădirilor din clasa de importanță III dacă sunt îndeplinite condițiile de la 10.6.3.1.(2) sau când secțiunea transversală a conductelor /canalelor este $\leq 0,5$ m².

(3) Utilajele legate direct cu sistemele de conducte/canale (cum sunt ventilatoare, exhaustoare, schimbătoare de căldură, umidificatoare) a căror greutate în exploatare este mai mare de 0,35 kN trebuie să fie rezemate și legate lateral, independent de sistemul de conducte/canale.

(4) Pentru conductele/canalele legate direct de echipamente fixarea laterală nu este obligatorie dacă acestea au flexibilitatea necesară pentru a suporta deplasările relative între punctele de prindere.

10.6.3.4. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor speciale cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc) (B4)

(1) Prezentul articol se referă la boilerele și la vasele de presiune din clădirile de locuit, social-culturale și similare. Articolul nu se referă la instalațiile speciale din unități de producție, cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate.

(2) Proiectarea boilerelor și vaselor de presiune se va face conform reglementărilor specifice ținând seama de prevederile de la 10.6.2.

(3) În cazul boilerelor și vaselor presiune din clădirile din clasele de importanță I și II se vor lua măsuri constructive pentru a evita interacțiunile necontrolate între recipienți, conductele aferente și alte elemente de construcție structurale/nestructurale

10.7. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice (C)

10.7.1. Condiții generale de proiectare seismică

(1) Toate componentele fixe și mobile ale ascensoarelor și structura de rezistență a scărilor rulante, împreună cu prinderile respective, vor fi dimensionate, conform reglementărilor specifice, pentru forțele calculate conform 10.9.2. și pentru deplasările laterale calculate pentru conform 10.9.3 pentru ULS.

10.7.1.1. Condiții pentru proiectarea seismică a ascensoarelor (C1)

(1) Pentru ascensoarele cu viteză de deplasare ridicată (orientativ peste 45 m/minut) se vor prevedea dispozitive de decuplare calibrate pentru o valoare a accelerației terenului de 50% din accelerația seismică de proiectare pentru SLS.

(2) Contragreutățile ascensoarelor vor fi prevăzute cu dispozitive speciale, verificate în practică, pentru a evita ieșirea de pe șinele de ghidaj și impactul lor cu cabina.

(3) Se vor prevedea dispozitive de blocare la partea inferioară și superioară a cabinei și la contragreutate.

10.7.1.2. Condiții pentru proiectarea seismică a scărilor rulante (C2)

(1) Scările rulante din spațiile aglomerate (centre comerciale, săli de expoziție, aeroporturi și similare) vor fi proiectate pentru a prelua deplasări între punctele de reazem cu 25% mai mari decât cele calculate conform 10.9.3 pentru ULS.

10.8. Măsuri specifice pentru protecția seismică a mobilierului din clădiri (D)

10.8.1. Categoriile de clădiri și de mobilier/aparatură care necesită protecția la efectele acțiunii seismice

(1) Se vor lua măsuri pentru asigurarea stabilității la răsturnare/deplasare pentru următoarele categorii de mobilier/aparatură:

- mobilierul profesional și aparatura construcțiilor din clasa de importanță I care asigură funcționarea neîntreruptă în timpul cutremurului și imediat după aceasta
- mobilierul profesional (dulapuri, rafturi, etc) în care sunt depozitate substanțe a căror degajare/împrăștiere poate conduce la incendii/explozii sau poate constitui pericol pentru viața oamenilor (de exemplu dulapurile care conțin recipienți cu bacterii, viruși, etc);
- mobilierul și obiectele din muzee de interes național;
- rafturile de depozitare din spații accesibile publicului.

(2) Pentru mobilierul aflat pe căile de acces/evacuare se vor respecta prevederile de la 10.5.7.

10.8.2. Condiții generale de proiectare seismică

(1) Stabilitatea mobilierului enumerat la 10.8.1. va fi asigurată prin dispozitive de fixare dimensionate pentru forțele stabilite la 10.9.2., cu majorarea cu 25% a efectelor forțelor seismice.

(2) Dispozitivele de fixare vor fi ancorate în elemente de structură sau nestructurale capabile să preia în totalitate forțele de legătură. Se vor respecta și condițiile tehnice de la 10.4.1.2

10.8.3. Condiții pentru proiectarea seismică a rafturilor de depozitare din spații accesibile publicului

(1) Pentru rafturile din oțel din spații (magazine sau depozite) accesibile publicului, care sunt montate la cota $\pm 0,00$ sau mai jos, calculul se va face reglementărilor tehnice în vigoare pentru proiectarea rafturilor, cu următoarele precizări:

- masa supusă acțiunii seismice se va lua egală cu cea mai mare dintre valorile:
 - greutatea proprie a raftului + câte $\frac{2}{3}$ din încărcarea capabilă la fiecare nivel de depozitare;
 - greutatea proprie a raftului + încărcarea capabilă la cel mai înalt nivel de depozitare;
- factorul de comportare, q_{CNS} , se va lua cu valorile indicate în reglementările tehnice în vigoare pentru proiectarea rafturilor, în funcție de alcătuirea constructivă a acestora
- factorul de importanță se va lua $\gamma_{CNS} = 1,5$

- pentru rafturi cu $T_0 > 0.06s$ forța seismică de proiectare se va determina cu relația generală (10.1)
- pentru rafturile rigide, cu $T_0 \leq 0,06s$, forța seismică de proiectare se va determina cu relația

$$F_{CNS} = 1,25a_g m_{CNS} \quad (10.1a)$$

unde m_{CNS} se stabilește ca mai sus.

10.9. Verificarea siguranței CNS la efectele acțiunii seismice

10.9.1. Generalități

(1) Componentele nestructurale vor fi proiectate pentru a avea, în toate secțiunile, eforturi secționale capabile ($N_{Rd,CNS}$, $M_{Rd,CNS}$, $V_{Rd,CNS}$) cel puțin egale cu eforturile secționale de proiectare rezultate din încărcările de calcul determinate conform 10.9.2.

(2) Eforturile secționale capabile ale CNS și ale legăturilor respective se vor calcula în conformitate cu reglementările tehnice specifice materialelor din care acestea sunt executate (beton armat, metal, zidărie, lemn, sticlă, etc).

10.9.2. Încărcări de proiectare

(1) Eforturile secționale de proiectare ($N_{Ed,CNS}$, $M_{Ed,CNS}$, $V_{Ed,CNS}$) pentru dimensionarea CNS vor fi calculate pentru gruparea seismică de încărcări, folosind coeficienții de grupare din Codul CR 0, prin însumarea eforturilor secționale provenite din:

- forțele seismice orizontale și verticale, determinate conform 10.3.1.1. sau 10.3.1.2.; combinarea efectelor forțelor seismice orizontale și verticale (în situațiile în care ambele valori sunt semnificative) se va face cu relațiile de la 4.5.3.6.2.;
- forțele verticale provenite din greutatea proprie totală în exploatare a CNS
- forțele rezultate din interacțiunea CNS cu structura în cazul elementelor înrămate în cadre, calculate conform 10.5.3.1.1.(6).
- forțe rezultate din deformațiile împiedicate produse de variațiile de temperatură

În cazul clădirilor cu aglomerări de persoane, pentru calculul parapeților și balustradelor de pe căile de evacuare (coridoare și scări) acțiunea seismică perpendiculară pe plan se va considera simultan cu încărcarea din împingerea oamenilor stabilită conform reglementărilor în vigoare pentru situația de proiectare persistentă.

(2) În cazul clădirilor pentru care, conform tabelului 4.1., determinarea forțelor și deformațiilor seismice se face cu modele de calcul plan, dimensionarea/verificarea CNS se poate face în mod simplificat, considerând acțiunea seismică aplicată separat în ambele sensuri, pe direcțiile principale ale construcției.

(3) La determinarea încărcărilor de proiectare pentru sistemele de instalații și echipamente se va ține seama, după caz, și de efectele dinamice ale sistemului de conducte, utilajelor și echipamentelor și ale legăturilor respective.

(4) Pentru verificarea condiției de stabilitate efectul favorabil al încărcărilor verticale va fi redus cu 15% cu excepția celor provenite din greutatea proprie.

(5) Dimensionarea/verificarea elementelor anvelopei și a celor atașate anvelopei se va face pentru eforturile cele mai mari care rezultă din acțiunea cutremurului și din acțiunea vântului. Toate prevederile constructive speciale din acest Capitol se vor aplica chiar dacă efectele acțiunii vântului depășesc efectele acțiunii seismice.

10.9.3. Deplasări de calcul

(1) Toate CNS care în cazul pierderii stabilității și/sau a integrității fizice prezintă risc pentru siguranța vieții și legăturile acestora cu structura principală vor fi proiectate pentru a prelua deplasările rezultate din însumarea următoarelor categorii de deplasări:

- deplasări relative ale punctelor de prindere de structura principală, determinate conform 10.3.2.1 pentru ULS;
- deplasări relative între elementele sistemelor de componente nestructurale care pot avea mișcări diferite în timpul cutremurului;
- deplasări produse de variațiile de temperatură climatice (pentru elementele anvelopei) sau ale temperaturii de exploatare (pentru instalații), dacă acestea sunt semnificative;
- deplasări relative între tronsoanele adiacente, datorate tasării terenului de fundare, în cazul în care CNS este fixată de ambele tronsoane;

(2) Pentru toate CNS care în cazul pierderii stabilității și/sau a integrității fizice nu prezintă risc pentru siguranța vieții, deplasările relative ale punctelor de prindere se vor lua în calcul cu valorile determinate conform 10.3.2.2 pentru SLS

(3) Pentru proiectarea CNS și a legăturilor acestora se va ține seama și de abaterile de fabricație și de montaj în limitele toleranțelor specifice structurii și CNS.

10.9.4. Rezistența de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre

(1) Rezistența de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre $F_{Rd}(zic)$ va fi luată egală cu cea mai mică dintre valorile corespunzătoare următoarelor moduri de rupere ale zidăriei:

- (a) rupere prin lunecare din forța tăietoare în rosturile orizontale - $F_{Rd1}(zic)$
- (b) fisurarea în lungul diagonalei comprimate - $F_{Rd2}(zic)$
- (c) strivirea diagonalei comprimate la colțul cadrului - $F_{Rd3}(zic)$

$$F_{Rd}(zic) = \min(F_{Rd1}, F_{Rd2}, F_{Rd3}) \quad (10.8)$$

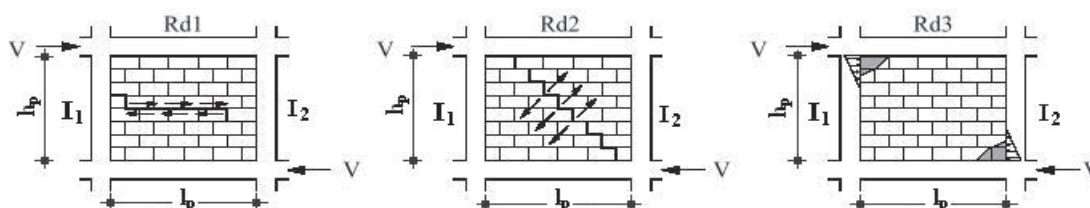


Figura 10.11. Scheme pentru calculul rezistenței panourilor de zidărie înrămată

(2) Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin lunecare din forță tăietoare în rosturile orizontale se determină cu relația:

$$F_{Rd1}(zic) = f_{vd0} A_{pan} k_{1,pan} \quad (10.9)$$

(3) Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată în lungul diagonalei comprimate se determină cu relația:

$$F_{Rd2}(zic) = f_{vd0} A_{pan} k_{2,pan} \quad (10.10)$$

(4) Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin strivirea diagonalei comprimate este cea mai mică dintre valorile:

$$F_{Rd,31}(zic) = f_d b_{st,ech} t_p k_{3,pan} k_{5,pan} \quad (10.11a)$$

$$F_{Rd,32}(zic) = f_{dh} A_{pan} k_{4,pan} \quad (10.11b)$$

unde

$b_{st,echiv}$ este latura stâlpului cadrului echivalent calculată cu relația

$$b_{st,ech} = \sqrt[4]{6(I_1 + I_2)} \quad (10.12)$$

I_1 și I_2 sunt momentele de inerție în planul cadrului ale stâlpilor

În tabelele 10.3 și 10.4, pentru valori intermediare se acceptă interpolare liniară

Tabelul 10.3. Valorile factorilor $k_{1,pan} \div k_{4,pan}$

$\lambda_p = h_p/l_p$	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
$k_{1,pan}$	1,20	1,45	1,70	2,50	3,30
$k_{2,pan}$	1,90	2,15	2,40	3,05	3,70
$k_{3,pan}$	0,640	0,512	0,400	0,245	0,160
$k_{4,pan}$	0,111	0,125	0,141	0,180	0,224

Tabelul 10.4. Valorile factorului $k_{5,pan}$

E_b/E_z	h_p/t_p				
	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0
4,0	1,20	1,28	1,35	1,41	1,47
6,0	1,32	1,41	1,50	1,57	1,63
8,0	1,41	1,52	1,61	1,68	1,75
10,0	1,50	1,61	1,70	1,78	1,85
12,0	1,60	1,72	1,81	1,90	1,97
14,0	1,70	1,83	1,92	2,02	2,09

(5) În relațiile (10.9) ÷ (10.12) s-au folosit notațiile:

h_p înălțimea panoului din zidărie;

l_p lungimea panoului din zidărie;

t_p grosimea panoului din zidărie;

$\lambda_p = h_p/l_p$ factorul de formă al panoului;

$A_{pan} = t_p \times l_p$ aria secțiunii orizontale a panoului;

θ unghiul cu orizontala al diagonalei panoului din zidărie înrămată;

E_b, E_z moduli de elasticitate al betonului din cadru și al zidăriei (valorile de scurtă durată);

f_d rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei perpendicular pe rostul de așezare;

f_{dh} rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei paralel cu rostul de așezare;

f_{vd0} rezistența de proiectare la forfecare sub efort de compresiune zero a zidăriei.

10.9.5. Reguli generale pentru verificarea siguranței CNS la acțiunea seismică

(1) Verificarea siguranței CNS, pentru toate categoriile de CNS stabilite conform art. 10.2(4), se va face prin calcul, în raport cu stările limită ultime (ULS) relevante:

- starea limită ultimă de stabilitate (răsturnare și deplasare);
- starea limită ultimă de rezistență.

(2) Verificarea de siguranță se va face, în fiecare caz, pentru:

- componenta propriu-zisă;
- legăturile componente cu structura sau cu altă CNS;
- elementele structurale sau nestructurale de care este fixată componenta respectivă sau cu care aceasta se poate afla în interacțiune în timpul cutremurului.

(3) În cazul componentelor nestructurale din zidărie verificarea condiției de siguranță pentru starea limită ultimă (USL) la eforturile din gruparea seismică de încărcări se va face cu următoarele valori ale coeficientului parțial de siguranță pentru material:

- componente nestructurale atașate anvelopei (A1z) și pereți de închidere înrămați în cadre și neînrași (A2z): $\gamma_M = 1,9$
- pereți de compartimentare înrași în cadre și neînrași (A3z): $\gamma_M = 1,5$

Pentru eforturile provenite din încărcările din gruparea fundamentală de încărcări se vor folosi coeficienții parțiali de siguranță din Codul CR 6.

(4) Verificarea siguranței în raport cu starea limită de serviciu (SLS) se va face obligatoriu pentru:

- CNS esențiale și CNS de suport, inclusiv toți pereții nestructurali și panourile de zidărie înrămate în cadre pe care acestea sunt suspendate și mobilierul profesional în cazul clădirilor din clasele de importanță I și II
- mobilierul și exponatele din muzeele de interes național;
- mobilierul profesional (dulapuri, rafturi, etc) în care sunt depozitate substanțe a căror degajare/împrăștiere poate conduce la incendii/explozii sau poate constitui pericol pentru viața oamenilor (de exemplu dulapurile care conțin recipiente cu bacterii, viruși, etc);
- elementele atașate anvelopei (A1).

Pentru aceste componente calculul se va face considerând $\nu = 0,7$ iar factorul de comportare se va lua $q_{CNS} = 1,0$ (calcul elastic). Pentru aceste verificări coeficientul de siguranță pentru zidărie se va lua $\gamma_M = 1,5$.

(5) La cererea investitorului formulată prin tema de proiectare, verificarea siguranței în raport cu SLS în condițiile de la aliniatul (3) se va face pentru toate CNS indicate de acesta în scopul limitării degradărilor și a pierderilor economice.

10.9.6. Modele de calcul

(1) Modelele de calcul utilizate pentru determinarea stabilității, rezistenței și rigidității CNS vor ține seama de:

- dimensiunile geometrice ale componentei;
- schema statică de fixare a componentei de elementele de reazem;
- caracteristicile mecanice de rezistență și de deformabilitate ale materialelor din care sunt alcătuite componenta și legăturile sale;
- direcțiile pe care acționează forța seismică;
- deplasările relative ale punctelor de fixare determinate conform 10.9.3;
- încărcările de calcul determinate conform 10.9.2.

10.9.7. Verificarea condițiilor de stabilitate, de rezistență și de rigiditate

(1) Stabilitatea generală a CNS sub efectul acțiunii seismice va fi asigurată numai cu legături sau cu dispozitive mecanice proiectate conform 10.4.1.(2). În cazul componentelor nestructurale majore din zidărie (frontoane, calcane, cornișe importante) stabilitatea va fi asigurată prin elemente de beton armat (stâlpișori și centuri) sau prin ancorare cu elemente metalice de structura șarpantei.

(2) Condiția de rezistență a CNS este asigurată dacă este satisfăcută relația:

$$E_{d,CNS} \leq R_{d,CNS} \quad (10.13)$$

unde

$E_{d,CNS}$ valoarea de proiectare a eforturilor secționale ($N_{Ed,CNS}$, $M_{Ed,CNS}$, $V_{Ed,CNS}$) în CNS rezultate din efectele totale ale încărcărilor enumerate la 10.9.2.(1);

$R_{d,CNS}$ valoarea de proiectare a eforturilor secționale capabile ale CNS ($N_{Rd,CNS}$, $M_{Rd,CNS}$, $V_{Rd,CNS}$) stabilite în funcție de natura materialului din care sunt executate.

(3) Pentru elementele de legătură (prinderi) care asigură stabilitatea la răsturnare a CNS atașate anvelopei precum și a boilerelor și vaselor de presiune, condiția de rezistență este:

$$1,25\gamma_{CNS}E_{anc} \leq R_{anc} \quad (10.14)$$

unde

E_{anc} valoarea eforturilor de proiectare în prinderi din încărcările de la 10.9.2 (1).

R_{anc} valoarea eforturilor capabile respective.

(4) Pereții din zidărie înrâmați în structurile din cadre se vor verifica la starea limită ultimă, separat, pentru:

- efectele rezultate din interacțiunea cu structura în cazul solicitării seismice;
- efectele acțiunii seismice sau a presiunii vântului perpendicular pe planul peretelui.

(5) Cerința de siguranță pentru efectele de ansamblu din interacțiunea pereților din zidărie cu cadrul este îndeplinită dacă există relația:

$$F_{Ed}(zic) \leq F_{Rd}(zic) \quad (10.15)$$

unde

$F_{Ed}(zic)$ forța axială de proiectare din diagonală comprimată corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare, determinată conform 10.5.3.1.1.(6)

$F_{Rd}(zic)$ rezistența de proiectare a panoului de zidărie înrămată conform 10.9.4. folosind coeficienții de siguranță pentru material γ_M stabiliți conform 10.9.5 (3) și 10.9.5.(4).

(6) Rezistența pereților nestructurali de zidărie, exteriori și interiori, care nu sunt înrâmați în cadre, va fi verificată la încovoire perpendicular pe plan, pentru efectele acțiunii seismice sau a vântului astfel:

- valorile momentele încovoietoare de proiectare se vor determina în funcție de forța seismică statică echivalentă sau de presiunea vântului și de condițiile efective de rezemare, conform prevederilor din Codul CR 6;
- valorile momentelor încovoietoare capabile se vor determina conform prevederilor generale din Codul CR 6, folosind coeficienții de siguranță pentru material γ_M stabiliți conform 10.9.5 (3) și 10.9.5.(4).

10.10. Asigurarea calității la proiectare și la execuție

(1) Pentru toate CNS prevăzute la 10.1.3.(4) documentația de execuție trebuie să conțină toate informațiile necesare (note de calcul, desene la scară convenabilă) pentru verificarea dimensionării și detalierii constructive ale CNS și ale legăturilor acestora în ceea ce privește:

- mărimea forțelor și deplasărilor seismice de proiectare;
- verificarea stabilității și a rezistenței componentelor;
- rezistența și detalierea constructivă a prinderilor.

Pentru componentele nestructurale din zidărie documentația va cuprinde toate precizările cerute prin Codul CR 6.

(2) Piesele scrise și desenate din documentație menționate la (1) vor fi supuse verificării de "rezistență și stabilitate" de către un verificator atestat conform legislației în vigoare.

(3) Pentru utilajele/echipamentele al căror factor de importanță este $\gamma_{CNS} > 1,0$, furnizorul va prezenta certificate de conformitate cu rezistența la forțele seismice cerută prin documentația de execuție sau prin Caietul de sarcini.

(4) Pentru clădirile situate în amplasamente cu $a_g \geq 0,30g$, proiectantul va stabili, prin caietul de sarcini, un program de verificare a rezistenței ancorelor montate pentru prinderea CNS care au factorul de importanță $\gamma_{CNS} > 1,0$ precum și pentru elementele atașate anvelopei situate către spații publice sau cu aglomerări de persoane.

11. IZOLAREA BAZEI

11.1. Obiect și domeniu de aplicare

(1) Capitolul acoperă proiectarea structurilor izolate seismic la care sistemul de izolare, dispus sub masa principală a suprastructurii, are drept scop reducerea răspunsului seismic al sistemului de rezistență la forțe laterale.

(2) Reducerea răspunsului seismic a sistemului de rezistență la forțe laterale poate fi obținută prin creșterea perioadei fundamentale a structurii, prin modificarea formei modului fundamental de vibrație, prin creșterea amortizării sau prin combinarea acestor efecte. Sistemul de izolare poate fi realizat din resorturi și/sau amortizori liniari sau neliniari.

(3) Regulile specifice referitoare la izolarea bazei sunt date în prezentul capitol.

(4) Capitolul nu se referă la sistemele pasive de disipare a energiei care nu sunt dispuse la o singură interfață, ci sunt distribuite la mai multe niveluri ale structurii.

11.2. Definiții

(1) Termenii utilizați în prezentul capitol au următoarele semnificații:

Sistemul de izolare: totalitatea componentelor folosite pentru izolarea seismică, de regulă dispuse sub masa principală a construcției de deasupra interfeței de izolare;

Interfața de izolare: suprafața care separă infrastructura de suprastructura, unde se poziționează sistemul de izolare;

Dispozitive izolatoare: elementele care alcătuiesc sistemul de izolare. Dispozitivele considerate în acest capitol sunt: reazeme laminate din elastomeri, dispozitive elasto-plastice, cu amortizare vâscoasă sau cu frecare, penduli și alte dispozitive a căror comportare este conformă cu prevederile 11.1(2). Fiecare dispozitiv îndeplinește una sau mai multe din următoarele funcțiuni:

- transmiterea încărcării verticale, în condițiile unei flexibilități laterale sporite și a unei rigidități verticale înalte;
- disiparea energiei, prin amortizare vâscoasă sau histeretică;
- capacitatea de revenire la poziția inițială;
- suficiența rigiditate elastică la deplasările laterale produse de încărcările laterale de serviciu neseismice.

Infrastructura: partea structurii situată sub interfața de izolare, incluzând fundațiile. Flexibilitatea laterală a infrastructurii este practic neglijabilă în raport cu cea a sistemului de izolare;

Suprastructura: partea structurii care se izolează și este situată deasupra interfeței de izolare;

Izolarea completă: izolarea care asigură suprastructurii o comportare în domeniul elastic. În caz contrar se consideră că suprastructura este doar parțial izolată.

Centrul de rigiditate efectiv: centrul de rigiditate deasupra interfeței de izolare. La clădiri, flexibilitatea suprastructurii poate fi neglijată în determinarea poziției acestui

punct, care în aceste condiții coincide cu centrul de rigiditate al dispozitivelor izolatoare.

Deplasarea de proiectare a sistemului într-o direcție principală este deplasarea orizontală maximă a centrului de rigiditate efectiv, înregistrată sub acțiunea seismică de proiectare, între fața superioară a substructurii și partea inferioară a suprastructurii.

Deplasarea de proiectare totală a unui dispozitiv de izolare într-o direcție principală, este deplasarea orizontală maximă înregistrată de dispozitivul considerat, însumând deplasarea de proiectare și cea produsă de rotirea de ansamblu în jurul axei verticale.

Rigiditatea efectivă a sistemului de izolare într-o direcție principală este raportul între valoarea forței orizontale totale transmisă prin interfața de izolare și valoarea absolută a deplasării de proiectare (rigiditate secantă). Rigiditatea efectivă se obține în general prin calcul iterativ.

Perioada efectivă este perioada fundamentală în direcția considerată a unui sistem cu un singur grad de libertate având masa suprastructurii și rigiditatea egală cu rigiditatea efectivă a sistemului de izolare.

Amortizarea efectivă a sistemului de izolare este valoarea amortizării vâscoase echivalente care corespunde energiei disipate prin sistemul de izolare pentru un răspuns ciclic având amplitudinea deplasării de proiectare.

11.3. Cerințe fundamentale

- (1) Cerințele fundamentale stabilite la 2.1 și în capitolele corespunzătoare ale prezentului cod trebuie satisfăcute conform tipului de structură considerat.
- (2) Dispozitivele de izolare trebuie realizate cu un grad de siguranță superior celui utilizat la proiectarea structurii. Practic aceasta se realizează amplificând acțiunea seismică aplicată fiecărui dispozitiv cu un factor γ_x . Valoarea recomandată pentru clădiri este $\gamma_x = 1.2$.

11.4. Criterii de îndeplinire a cerințelor

- (1) În scopul satisfacerii cerințelor fundamentale, se vor verifica stările limită definite la 2.2.1(1).
- (2) Rețelele utilitare care intersectează rosturile trebuie să rămână solicitate în domeniul elastic, în cazul stării limită de serviciu (de limitare a degradărilor).
- (3) Pentru aceeași stare limită, deplasările relative de nivel ale suprastructurii și substructurii se vor limita în conformitate cu prevederile capitolul 4.
- (4) La starea limită ultimă, capacitatea ultimă a izolatorilor exprimată în termeni de rezistență și de deformabilitate nu va fi depășită, considerând factori de siguranță în conformitate cu 11.10(6).
- (5) În cadrul capitolului se consideră numai cazul izolării totale.
- (6) Deși poate fi acceptabil în anumite cazuri ca infrastructura să aibă parțial o comportare inelastică, în prezentul capitol se presupune că aceasta rămâne solicitată în domeniul elastic.
- (7) La starea limită ultimă, dispozitivele izolatoare pot atinge capacitatea lor ultimă, în timp ce suprastructura și infrastructura rămân în domeniul elastic. Din acest

motiv nu este necesară aplicarea conceptelor ierarhizării capacității de rezistență și a detaliilor de ductilizare atât în suprastructura, cât și în infrastructură.

(8) La starea limită ultimă, rețelele de gaz și celelalte rețele care pot provoca efecte dezastruoase, care traversează suprafețele de separare ale suprastructurii de terenul înconjurător sau de alte construcții, vor fi proiectate astfel încât să suporte deplasările relative între suprastructura izolată și terenul sau construcțiile înconjurătoare, considerând un factor de siguranță γ_x , definit la 11.3(2).

11.5. Prevederi generale de proiectare

11.5.1. Prevederi generale referitoare la dispozitivele de izolare

(1) Se va prevedea spațiu suficient între suprastructură și infrastructură precum și alte măsuri, care să permită inspectarea, întreținerea și înlocuirea dispozitivelor pe durata de exploatare a construcției.

(2) Dacă este necesar, dispozitivele vor fi protejate față de efectele potențiale al unor surse de hazard ca focul, atacul chimic sau biologic.

(3) Materialele utilizate în proiectarea și execuția dispozitivelor trebuie să fie conforme cu normele relevante în vigoare.

11.5.2. Controlul mișcărilor nedorite

(1) Pentru a minimiza efectele de torsiune, centrul rigidității efective și centrul de amortizare al sistemului de izolare trebuie să fie cât mai apropiat de proiecția centrului maselor pe interfața de izolare.

(2) Pentru a minimiza diferența de comportare a dispozitivelor de izolare, eforturile de compresiune rezultate din acțiunile permanente trebuie să fie cât mai uniforme.

(3) Dispozitivele vor fi fixate în suprastructură și în infrastructură.

(4) Sistemul de izolare trebuie proiectat astfel încât șocurile și mișcările de torsiune să fie controlate prin măsuri adecvate.

(5) Cerințele de la (4) referitoare la efectele șocurilor, se consideră satisfăcute, dacă efectele potențiale ale șocurilor sunt evitate prin prevederea unor dispozitive adecvate (de exemplu, amortizori, absorbanți de șoc etc.).

11.5.3. Controlul mișcărilor diferențiale ale terenului

(1) Elementele structurale dispuse deasupra și dedesubtul interfeței de izolare trebuie să fie suficient de rigide în ambele direcții orizontale și în direcție verticală astfel încât efectele deplasărilor diferențiale ale mișcărilor terenului să fie minimizezate.

(2) În cazul clădirilor, cerințele de la (1) se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite toate condițiile de mai jos:

- (a) Deasupra și dedesubtul sistemului de izolare se prevăd diafragme rigide, constând din plăci de beton armat, proiectate ținând seama de toate modurile posibile, locale sau globale de pierdere a stabilității;
- (b) Dispozitivele care alcătuiesc sistemul de izolare sunt fixate la ambele capete de diafragmele rigide, fie direct, fie, dacă nu este posibil, prin intermediul elementelor verticale care trebuie să prezinte deplasări orizontale relative sub

acțiunea seismică de proiectare mai mici decât $1/20$ din deplasarea relativă a sistemelor de izolare.

11.5.4. Controlul deplasărilor relative față de terenul și construcțiile înconjurătoare

(1) Se va prevedea un spațiu suficient între suprastructura izolată și terenul sau construcțiile înconjurătoare pentru a permite deplasările acestora în toate direcțiile.

11.6. Acțiunea seismică

- (1) Se presupune că cele 3 componente ale mișcării seismice acționează simultan.
- (2) Fiecare componentă a acțiunii seismice este definită la capitolul 3 prin spectrul elastic pentru condițiile locale de teren și accelerația de proiectare a_g .
- (3) Pentru clădiri, combinațiile componentelor acțiunii seismice sunt cele date în 4.5.3.6.

11.7. Factorul de comportare

(1) Cu excepția dată la 11.10 (5), valoarea factorului de comportare se va lua $q=1$.

11.8. Proprietățile sistemului de izolare

(1) Valorile de calcul ale proprietăților fizice și mecanice ale sistemului de izolare trebuie să fie cele mai nefavorabile de pe întreaga durată de exploatare a structurii. Acestea vor reflecta influența:

- pasului de încărcare
- mărimii încărcărilor verticale
- mărimii încărcărilor orizontale simultane
- temperaturii
- modificării proprietăților pe durata de exploatare

(2) Accelerațiile și forțele de inerție induse de cutremur trebuie evaluate considerând valoarea maximă a rigidităților și valorile minime ale coeficienților de amortizare și frecare.

(3) Deplasările vor fi determinate pe baza valorilor minime ale rigidității și coeficienților de amortizare și frecare.

11.9. Calculul structural

11.9.1. Generalități

(1) Răspunsul dinamic al sistemului structural va fi caracterizat în termeni de accelerație, forțe de inerție și deplasări.

(2) Pentru clădiri, se va ține seama de efectele de torsiune, inclusiv de cele datorate excentricității adiționale, definite la 4.5.2.1.

(3) Modelarea sistemului izolator trebuie să reflecte cu suficientă acuratețe distribuția spațială a dispozitivelor izolatoare, astfel încât translația pe cele două direcții orizontale și efectele corespunzătoare de răsturnare și rotația în jurul axei

verticale să fie considerate în mod adecvat. Modelul trebuie să reflecteze adecvat caracteristicile diferitelor tipuri de izolatori folosite în sistemul de izolare.

11.9.2. Calculul linear echivalent

(1) Dacă se respectă condițiile de la pct. (5) de mai jos, sistemul izolator poate fi caracterizat de un model cu comportare vâsco-elastică lineară echivalentă, în situația când acesta este alcătuit din reazeme elastomerice laminate, sau de un model biliniar histeretic, în situația în care sistemul este alcătuit din dispozitive de tip elasto-plastic.

(2) Dacă este folosit modelul linear echivalent, se va utiliza rigiditatea echivalentă a fiecărui dispozitiv izolator (valoarea secantă a rigidității la deplasarea totală de proiectare d_{db}), în condițiile respectării 11.8(1). Rigiditatea efectivă K_{eff} a sistemului izolator este suma rigidităților efective a izolatoarelor luați individual.

(3) Dacă se folosește modelul linear echivalent, disiparea de energie a sistemului izolator poate fi exprimată în funcție de amortizarea vâscoasă echivalentă, amortizarea efectivă (ξ_{eff}). Disiparea de energie în dispozitive se exprimă pe baza energiei disipate măsurate în cicluri cu frecvență în domeniul frecvențelor naturale ale modurilor considerate. Pentru moduri superioare în afara acestui domeniu, factorul amortizării modale a structurii în ansamblu trebuie să fie cel al suprastructurii considerate fixate (încăstrată) la bază.

(4) Dacă valorile rigidității efective sau a amortizării efective ale amortizărilor depind de deplasarea d_{dc} , se va aplica un procedeu de calcul iterativ, până când diferența între valoarea selectată și cea calculată nu depășește 5% din valoarea selectată.

(5) Comportarea sistemului izolator poate fi echivalentă cu o comportare liniară dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- (a) Rigiditatea efectivă a sistemului izolator, definită ca la (2) de mai sus este cel puțin 50% din rigiditatea efectivă corespunzătoare unei deplasări $0,2d_{dc}$;
- (b) Factorul amortizării efective a sistemului izolator, definit la (3) de mai sus, nu depășește 30%;
- (c) Caracteristicile forța-deplasare ale sistemului izolator nu variază cu mai mult de 10% funcție de viteza de încărcare și de mărimea încărcărilor verticale;
- (d) Creșterea forței de revenire a sistemului izolator pentru deplasări între $0,5d_{dc}$ și d_{dc} este cel puțin 2,5% din greutatea totală de deasupra sistemului izolator.

(6) În cazul în care comportarea sistemului izolator se consideră ca echivalent liniară iar acțiunea seismică este definită prin spectrul elastic conform 11.6(2) trebuie aplicată o corecție a amortizării în acord cu prevederile Anexei A.

11.9.3. Calculul liniar simplificat

(1) Metoda simplificată de calcul liniar consideră două translații dinamice orizontale, iar efectele torsiunii sunt suprapuse static. Se presupune că suprastructura este un solid rigid care se translatează deasupra sistemului izolator, cu condiționările (2) și (3) de mai jos.

Perioada efectivă a translației este:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (11.1)$$

unde

M masa suprastructurii

K_{eff} rigiditatea orizontală efectivă a sistemului izolator definit la 11.9.2(2).

(2) Mișcarea de torsiune în jurul axei verticale poate fi neglijată la evaluarea rigidității orizontale efective și în calculul liniar simplificat dacă, pe fiecare din cele două direcții orizontale, excentricitatea (incluzând excentricitatea accidentală) între centrul de rigiditate al sistemului izolator și proiecția pe verticală a centrului masei suprastructurii nu depășește 7,5% din lungimea suprastructurii perpendicular pe direcția orizontală considerată. Aceasta este o condiție pentru aplicarea metodei simplificate de calcul liniar.

(3) Metoda simplificată poate fi aplicată la sistemele izolatoare cu comportare lineară amortizată echivalentă, dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- (a) Distanța de la amplasament la sursa seismică potențială (falie) cea mai apropiată cu o magnitudine $M_s \geq 6.5$ este mai mare de 15 km;
- (b) Dimensiunea cea mai mare în plan a suprastructurii este 50 m;
- (c) Infrastructura este suficient de rigidă astfel încât efectele deplasărilor diferențiale ale terenului să fie minime;
- (d) Toate dispozitivele izolatoare sunt dispuse deasupra elementelor infrastructurii care preiau încărcările verticale;
- (e) Perioada efectivă T_{eff} satisface următoarele condiții:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s \quad (11.2)$$

unde:

T_f perioada fundamentală a suprastructurii cu baza fixată (exprimată printr-o expresie simplificată)

(4) La clădiri, pe lângă condițiile (3) de mai sus, mai trebuie satisfăcute următoarele condiții:

- (a) Sistemul de rezistență pentru încărcări laterale al suprastructurii este regulat și aranjat simetric față de cele două axe principale în plan;
- (b) Rotirea în plan vertical la baza infrastructurii este neglijabilă;
- (c) Raportul între rigiditățile verticale și orizontale ale sistemului izolator satisface condiția:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (11.3)$$

- (d) Perioada fundamentală în direcție verticală, T_v , nu este mai mare de 0,1 secunde, unde:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (11.4)$$

(5) Deplasarea centrului de rigiditate sub acțiunea seismică se calculează pentru fiecare direcție orizontală, cu expresia:

$$d_{dc} = \frac{MS_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, \min}} \quad (11.5)$$

unde:

$S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ este accelerația spectrală definită la 3.2.2.2, luând în considerare valoarea potrivită a amortizării ξ_{eff} conform 11.9.2 (3).

(6) Forțele orizontale aplicate la fiecare nivel al suprastructurii se calculează pentru fiecare direcție orizontală cu expresia:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (11.6)$$

unde m_j este masa nivelului j .

(7) Sistemul de forțe obținute conform (6) induce efecte de torsiune datorate excentricităților naturale (structurale) și accidentale.

(8) În cazul în care condiția dată în (2) de mai sus privind neglijarea mișcării de torsiune în jurul axei verticale este satisfăcută, efectele de torsiune în dispozitivele individuale pot fi evaluate amplificând în fiecare direcție efectele definite la (5) și (6) cu factorul δ_i (exemplificat pentru direcția x).

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{l_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad (11.7)$$

unde:

y direcția orizontală perpendicular pe direcția considerată x

(x_i, y_i) coordonatele izolatorului i în raport cu centrul de rigiditate efectiv

$l_{tot,y}$ excentricitatea totală în direcția y

r_y raza de torsiune a sistemului izolator, stabilit cu expresia:

$$r_y^2 = \frac{\sum (x_i^2 k_{yi} + y_i^2 k_{xi})}{\sum k_{xi}} \quad (11.8)$$

k_{xi}, k_{yi} rigiditățile efective ale izolatorului i în direcțiile x și y

(9) Efectele de torsiune în suprastructură se pot evalua conform 4.5.3.2.4.

11.9.4. Calculul liniar modal simplificat

(1) Dacă dispozitivele izolatoare pot fi considerate ca având o comportare echivalent liniară, dar condițiile 11.9.3(2), (3) și dacă este cazul (4) nu sunt satisfăcute, se poate efectua un calcul modal conform 4.5.3.3.

(2) În cazul în care condițiile (2), (3) și dacă este cazul (4) sunt îndeplinite, se poate utiliza un calcul simplificat, care consideră deplasările orizontale și mișcarea de torsiune în jurul axei verticale și presupune că infrastructura și suprastructura au comportare de corp rigid. În acest caz, excentricitatea accidentală (conform 4.5.2.1) a

masei suprastructurii trebuie luată în considerare în calcul. Deplasările fiecărui punct al structurii de determină prin compunerea deplasărilor de translație și de rotație. Această procedură se aplică la evaluarea rigidității efective a fiecărui izolator. Forțele de inerție și momentele se iau în considerare apoi la verificarea izolatoarelor, a infrastructurii și suprastructurii.

11.9.5. Calculul dinamic

(1) Dacă sistemul izolator nu poate fi reprezentat de un model liniar echivalent (de exemplu, dacă condițiile de la 11.9.2(5) nu sunt îndeplinite) răspunsul trebuie evaluat printr-un calcul dinamic, utilizând legi constitutive pentru izolatoare care să poată reproduce comportarea sistemului în domeniul deformațiilor și vitezelor anticipate în ipoteza de proiectare seismică.

11.9.6. Elemente nestructurale

(1) La clădiri elementele nestructurale vor fi calculate conform prevederilor capitolul 10, considerând efectele dinamice ale izolării.

11.10. Verificări la starea limită ultimă

(1) Infrastructura va fi verificată sub forțele de inerție aplicate direct asupra acesteia și sub forțele și momentele transmise de sistemul izolator.

(2) Elementele infrastructurii și suprastructurii vor fi verificate la starea limită ultimă folosind coeficientul γ_M definit în secțiunile relevante ale codului.

(3) În cazul clădirilor, verificările de siguranță referitoare la echilibrul și rezistența în infrastructură și suprastructură vor fi efectuate conform 4.6. Nu este necesar să se satisfacă condițiile proiectării capacității de rezistență și cele de ductilitate globală sau locală.

(4) Elementele structurale ale infrastructurii și suprastructurii pot fi proiectate ca nedisipative. Pentru construcțiile din beton, oțel și compozite se poate adopta clasa de ductilitate L, corespunzătoare construcțiilor pentru alte încărcări decât cele seismice.

(5) Condiția de rezistență a elementelor structurale ale suprastructurii se poate considera satisfăcută pentru încărcări seismice corespunzătoare unui factor de comportare $q=1,5$.

(6) Rezistența sistemului izolator se va evalua considerând factorul γ_x definit la 11.3(2).

(7) Depinzând de tipul de dispozitiv considerat, rezistența elementelor izolatoare se evaluează la starea limită ultimă fie în funcție de:

- (a) Forțe, luând în considerare valorile maxime ale forțelor orizontale și verticale în situația de proiectare la cutremur, inclusiv efectele de răsturnare, fie în funcție de:
- (b) Deplasarea orizontală totală între fețele superioară și inferioară a dispozitivului. Deplasarea orizontală totală include distorsiunea datorată acțiunii seismice de proiectare și efectelor contracției, curgerii lente, temperaturii și postcomprimării (la elementele de beton precomprimat).

Notă: Capitolul 11 reproduce practic nemodificat textul capitolului cu același titlu din SR EN 1998-1. Se dau aici numai principiile generale ale proiectării izolatoarelor seismice. Acolo unde este cazul s-au adoptat prevederile potrivit condițiilor seismice din țara noastră, în special din zona capitalei.

ANEXA A. ACȚIUNEA SEISMICĂ: DEFINIȚII ȘI PREVEDERI SUPLIMENTARE

A.1. Definițiile perioadelor de control (colț) ale spectrelor de răspuns

(1) Perioadele de control (colț) ale spectrelor de răspuns elastic, T_C și T_D , se definesc după cum urmează:

$$T_C = 2\pi \frac{EPV}{EPA} \quad (A1.1)$$

$$T_D = 2\pi \frac{EPD}{EPV} \quad (A1.2)$$

unde valorile de vârf efective ale mișcării terenului sunt: EPA accelerația efectivă de vârf, EPV viteza efectivă de vârf și EPD este deplasarea efectivă de vârf.

(2) Definiția mărimilor EPA , EPV și EPD - invariantă față de conținutul de frecvențe al mișcărilor seismice - se obține prin medierea spectrului de răspuns al accelerațiilor absolute $SA(T)$, a spectrului de răspuns al vitezelor relative $SV(T)$ și a spectrului de răspuns al deplasărilor relative $SD(T)$ pe un interval de perioade cu lățimea de referință de 0,4 s. Intervalul de mediere este mobil și se poziționează pe axa perioadelor acolo unde se realizează maximum mediei valorilor spectrale, respectiv:

$$EPA = \frac{(SA_{\text{mediat pe } 0,4s})_{\text{max}}}{2,5} \quad (A1.3)$$

$$EPV = \frac{(SV_{\text{mediat pe } 0,4s})_{\text{max}}}{2,5} \quad (A1.4)$$

$$EPD = \frac{(SD_{\text{mediat pe } 0,4s})_{\text{max}}}{2,5} \quad (A1.5)$$

(3) Valorile perioadelor de control (colț) ale spectrelor de răspuns elastic, T_C și T_D , au fost calculate conform definițiilor A1.1 și A1.2 pentru accelerogramele înregistrate la cutremurele moderate și puternice din România și au fost utilizate pentru realizarea hărții din Figura 3.2 - Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colț), T_C a spectrului de răspuns, precum și pentru stabilirea valorilor din Tabelul 3.1.

A.2. Perioada (frecvența) predominantă a vibrațiilor terenului

(1) Perioada (frecvența) predominantă a vibrațiilor terenului în amplasament T_p (f_p) se definește ca fiind abscisa pe axa perioadelor (frecvențelor) ce corespunde vârfului *accentuat* marcat în densitatea spectrală de putere a accelerației terenului înregistrată la un anumit amplasament.

(2) Conceptul de perioadă predominantă lungă se utilizează numai pentru terenuri caracterizate de mișcări seismice cu bandă îngustă de frecvență și nu se aplică în cazul mișcărilor cu bandă lată sau intermediară de frecvențe.

(3) Pentru sursa seismică subcrustală Vrancea, se vor avea în vedere numai înregistrările cutremurelor de magnitudine mare și medie, cu $M_w > 7,0$.

În particular pentru Câmpia Română, evidență instrumentală la cutremurele cu magnitudine Gutenberg-Richter $M \geq 7,0$ și magnitudine moment $M_w \geq 7,2$ din sursa seismică subcrustală Vrancea a arătat existența perioadelor predominante lungi $T_p = 1,3 \div 1,7s$ ale vibrațiilor terenului în unele amplasamente din zona municipiului București (Est, Sud și parțial centru, a se vedea și Figura A.1).

(4) Amplasamentele caracterizate de o perioadă predominantă lungă de vibrație a terenului sunt periculoase pentru clădirile înalte și construcțiile flexibile ale căror vibrații pot deveni cvasirezonante cu vibrațiile terenului.

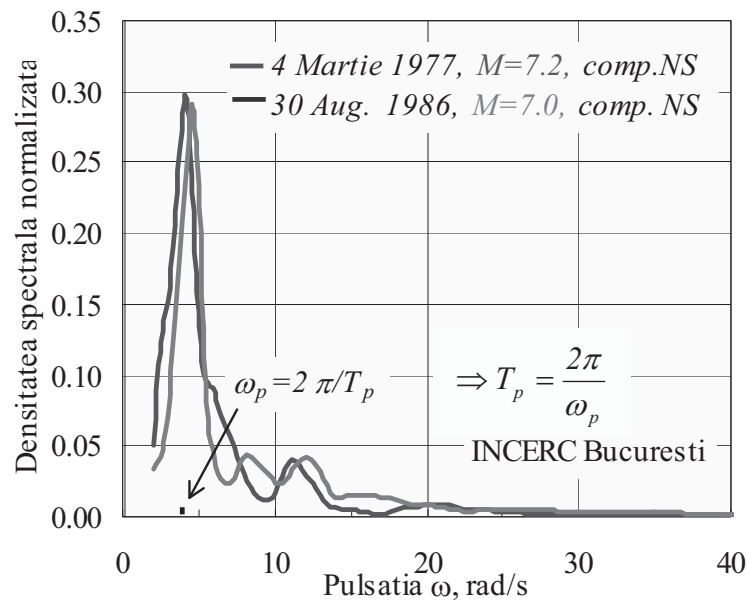


Figura A.1. Densitatea spectrală de putere normalizată pentru componenta NS a înregistrărilor cutremurelor vrâncene din 1977 și 1986 la stația INCERC (Estul municipiului București)

A.3. Caracterizarea seismică a condițiilor de teren

(1) Pentru construcțiile încadrate clasa I de importanță-expunere și pentru clădirile încadrate în clasa II de importanță-expunere care au înălțimea totală supraterană mai mare de 45m se vor efectua studii specifice pentru caracterizarea seismică a condițiilor de teren în amplasament. Aceste studii trebuie să conțină:

- (i) Profilul vitezei undelor de forfecare V_s și al undelor de compresiune V_p , pentru toate stratele de teren de la suprafață până la roca de bază; simplificat și convențional, profilul poate fi determinat pentru 30 metri adâncime;
- (ii) Stratigrafia amplasamentului (grosimea, densitatea și tipul terenului);
- (iii) Valoarea medie ponderată a vitezei undelor de forfecare pentru stratigrafia considerată, $\overline{V_s}$:

$$\overline{V}_S = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (\text{A3.1})$$

unde h_i și $V_{s,i}$ reprezintă grosimea și respectiv viteza undelor de forfecare pentru stratul i .

Mărima \overline{V}_S se calculează pentru cel puțin 30 m de profil de teren.

(2) Pe baza valorilor vitezei medii ponderate – în stratigrafia superficială cu grosime de 30m - \overline{V}_S , condițiile de teren se clasifică în următoarele 4 clase:

Clasa A, teren tip roca $\overline{V}_S \geq 760$ m/s,

Clasa B, teren tare $360 < \overline{V}_S < 760$ m/s,

Clasa C, teren intermediar $180 < \overline{V}_S \leq 360$ m/s,

Clasa D, teren moale $\overline{V}_S \leq 180$ m/s.

(3) În lipsa altor date, pentru stabilirea spectrelor de răspuns elastic corespunzătoare clasei de teren astfel determinate se pot utiliza metodologii adecvate din practica internațională.

(4) Estimarea perioadei de vibrație a pachetului de strate de teren de grosime $h=30m$ de la suprafața terenului, $T_{s,30}$ se poate face simplificat cu formula:

$$T_{s,30} = \frac{4h}{\overline{V}_S}. \quad (\text{A3.2})$$

A.4. Instrumentarea seismică a clădirilor

(1) În zonele seismice pentru care valoarea accelerației de proiectare $a_g \geq 0,25g$, construcțiile încadrate clasa I de importanță-expunere și clădirile încadrate în clasa II de importanță-expunere care au înălțimea totală supraterană mai mare de 45m vor fi instrumentate seismic cu accelerometre digitale amplasate la ultimul nivel și în câmp liber / la baza construcției precum și, opțional, în foraje specifice de adâncime sau în alte poziții în clădire.

(2) Instrumentarea, întreținerea și exploatarea revine proprietarului construcției iar înregistrările obținute în timpul cutremurelor puternice vor fi puse la dispoziția autorităților.

A.5. Spectrul de răspuns elastic pentru diferite fracțiuni din amortizarea critică

(1) Pentru situațiile de proiectare în care este necesară utilizarea unui spectru de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru o altă fracțiune din amortizarea critică decât cea convențională ($\xi = 5\%$), se recomandă utilizarea următoarei relații de conversie a ordonatelor spectrale:

$$S_e(T)_{\xi \neq 5\%} = \begin{cases} a_g + (S_e(T)_{\xi=5\%} \cdot \eta - a_g) \cdot \frac{T}{T_B}, & 0 \leq T \leq T_B \\ S_e(T)_{\xi=5\%} \cdot \eta, & T > T_B \end{cases} \quad (\text{A5.1})$$

unde:

$S_e(T)_{\xi=5\%}$ - spectrul de răspuns elastic corespunzător fracțiunii din amortizarea critică convențională, $\xi=5\%$;

$S_e(T)_{\xi \neq 5\%}$ - spectrul de răspuns elastic corespunzător unei alte fracțiuni din amortizarea critică, $\xi \neq 5\%$;

η - factorul de corecție ce ține cont de amortizare, determinat cu relația următoare:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad 0,55 \quad (\text{A5.2})$$

A.6. Accelația seismică a terenului în România

(1) Valorile accelerației terenului pentru proiectare, a_g sunt date în zonarea seismică din Figura 3.1 și corespund unui interval mediu de recurență $IMR=225$ ani (20% probabilitate de depășire în 50 de ani).

(2) În Tabelul A1 sunt date valorile accelerației terenului pentru proiectare, a_g din Figura 3.1 și ale perioadei de control (colț), T_C din Figura 3.2 pentru 337 localități urbane din România.

Tabelul A1. Valorile accelerației terenului pentru proiectare, a_g și valorile perioadei de control (colț), T_C , pentru localitățile urbane din România

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
1	Abrud	ALBA	0,7	0,10g
2	Adamclisi	CONSTANȚA	0,7	0,20g
3	Adjud	VRANCEA	1,0	0,40g
4	Agnita	SIBIU	0,7	0,20g
5	Aiud	ALBA	0,7	0,10g
6	ALBA IULIA	ALBA	0,7	0,10g
7	Aleșd	BIHOR	0,7	0,10g
8	ALEXANDRIA	TELEORMAN	1,0	0,25g
9	Amara	IALOMIȚA	1,0	0,30g
10	Anina	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,20g
11	Aninoasa	HUNEDOARA	0,7	0,10g
12	ARAD	ARAD	0,7	0,20g
13	Ardud	SATU MARE	0,7	0,15g
14	Avrămeni	BOTOȘANI	0,7	0,15g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
15	Avrig	SIBIU	0,7	0,20g
16	Azuga	PRAHOVA	0,7	0,25g
17	Babadag	TULCEA	0,7	0,20g
18	BACĂU	BACĂU	0,7	0,35g
19	Baia de Aramă	MEHEDINȚI	0,7	0,15g
20	Baia de Arieș	ALBA	0,7	0,10g
21	BAIA MARE	MARAMUREȘ	0,7	0,15g
22	Baia Sprie	MARAMUREȘ	0,7	0,15g
23	Balș	DOLJ	1,0	0,20g
24	Banloc	TIMIȘ	0,7	0,25g
25	Baraolt	COVASNA	0,7	0,20g
26	Basarabi	CONSTANȚA	0,7	0,20g
27	Băicoi	PRAHOVA	1,0	0,35g
28	Băbeni	VÂLCEA	0,7	0,20g
29	Băile Govora	VÂLCEA	0,7	0,20g
30	Băile Herculane	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,20g
31	Băile Olănești	VÂLCEA	0,7	0,20g
32	Băile Tușnad	HARGHITA	0,7	0,20g
33	Băilești	DOLJ	1,0	0,15g
34	Bălan	HARGHITA	0,7	0,20g
35	Bălcești	VÂLCEA	1,0	0,20g
36	Băneasa	CONSTANȚA	0,7	0,20g
37	Bârlad	VASLUI	1,0	0,35g
38	Bechet	DOLJ	1,0	0,20g
39	Beclean	BISTRIȚA NĂSĂUD	0,7	0,10g
40	Beiuș	BIHOR	0,7	0,10g
41	Berbești	VÂLCEA	0,7	0,20g
42	Berești	GALAȚI	0,7	0,35g
43	Bicaz	NEAMȚ	0,7	0,25g
44	BISTRIȚA	BISTRIȚA NĂSĂUD	0,7	0,10g
45	Blaj	ALBA	0,7	0,15g
46	Bocșa	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,15g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
47	Boldești-Scăeni	PRAHOVA	1,6	0,40g
48	Bolintin-Vale	GIURGIU	1,6	0,30g
49	Borod	BIHOR	0,7	0,10g
50	Borsec	HARGHITA	0,7	0,10g
51	Borșa	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
52	BOTOȘANI	BOTOȘANI	0,7	0,20g
53	Brad	HUNEDOARA	0,7	0,10g
54	Bragadiru	ILFOV	1,6	0,30g
55	BRAȘOV	BRAȘOV	0,7	0,20g
56	BRĂILA	BRĂILA	1,0	0,30g
57	Breaza	PRAHOVA	0,7	0,35g
58	Brezoi	VÂLCEA	0,7	0,20g
59	Broșteni	SUCEAVA	0,7	0,15g
60	Bucecea	BOTOȘANI	0,7	0,20g
61	BUCUREȘTI	BUCUREȘTI	1,6	0,30g
62	Budești	CĂLĂRAȘI	1,6	0,25g
63	Buftea	ILFOV	1,6	0,30g
64	Buhuși	BACĂU	0,7	0,30g
65	Bumbești-Jiu	GORJ	0,7	0,15g
66	Bușteni	PRAHOVA	0,7	0,30g
67	BUZĂU	BUZĂU	1,6	0,35g
68	Buziaș	TIMIȘ	0,7	0,15g
69	Cajvana	SUCEAVA	0,7	0,15g
70	Calafat	DOLJ	1,0	0,15g
71	Caracal	OLT	1,0	0,20g
72	Caransebeș	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,15g
73	Carei	SATU MARE	0,7	0,20g
74	Cavnic	MARAMUREȘ	0,7	0,15g
75	Călan	HUNEDOARA	0,7	0,10g
76	CĂLĂRAȘI	CĂLĂRAȘI	1,0	0,25g
77	Călimănești	VÂLCEA	0,7	0,25g
78	Căzănești	IALOMIȚA	1,0	0,30g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
79	Câmpia Turzii	CLUJ	0,7	0,10g
80	Câmpeni	ALBA	0,7	0,10g
81	Câmpina	PRAHOVA	1,0	0,35g
82	Câmpulung	ARGEȘ	0,7	0,30g
83	Câmpulung Moldovenesc	SUCEAVA	0,7	0,15g
84	Ceahlău	NEAMȚ	0,7	0,20g
85	Cehu Silvaniei	SĂLAJ	0,7	0,10g
86	Cernavodă	CONSTANȚA	1,0	0,20g
87	Chișineu-Criș	ARAD	0,7	0,10g
88	Chitila	ILFOV	1,6	0,30g
89	Ciacova	TIMIȘ	0,7	0,25g
90	Cisnădie	SIBIU	0,7	0,20g
91	CLUJ-NAPOCA	CLUJ	0,7	0,10g
92	Codlea	BRAȘOV	0,7	0,20g
93	Colibași	ARGES	0,7	0,25g
94	Comarnic	PRAHOVA	1,0	0,35g
95	Comănești	BACĂU	0,7	0,35g
96	CONSTANȚA	CONSTANȚA	0,7	0,20g
97	Copșa Mică	SIBIU	0,7	0,15g
98	Corabia	OLT	1,0	0,20g
99	Corugea	TULCEA	0,7	0,20g
100	Costești	ARGEȘ	1,0	0,25g
101	Cotnari	IAȘI	0,7	0,25g
102	Covasna	COVASNA	1,0	0,25g
103	CRAIOVA	DOLJ	1,0	0,20g
104	Cristuru Secuiesc	HARGHITA	0,7	0,15g
105	Cugir	ALBA	0,7	0,10g
106	Curtea de Argeș	ARGEȘ	0,7	0,25g
107	Curtici	ARAD	0,7	0,15g
108	Darabani	BOTOȘANI	0,7	0,15g
109	Dăbuleni	DOLJ	0,7	0,20g
110	Dărmănești	BACĂU	0,7	0,35g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
111	Dej	CLUJ	0,7	0,10g
112	Deta	TIMIȘ	0,7	0,20g
113	DEVA	HUNEDOARA	0,7	0,10g
114	Dolhasca	SUCEAVA	0,7	0,20g
115	Dorohoi	BOTOȘANI	0,7	0,15g
116	Dragomirești	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
117	Drăgășani	VÂLCEA	1,0	0,20g
118	Drăgănești-Olt	OLT	1,0	0,20g
119	DROBETA TURNU SEVERIN	MEHEDINȚI	0,7	0,15g
120	Dumbrăveni	SIBIU	0,7	0,20g
121	Eforie Nord	CONSTANȚA	0,7	0,20g
122	Eforie Sud	CONSTANȚA	0,7	0,20g
123	Făgăraș	BRAȘOV	0,7	0,20g
124	Făget	TIMIȘ	0,7	0,10g
125	Fălticeni	SUCEAVA	0,7	0,20g
126	Făurei	BRĂILA	1,0	0,30g
127	Fetești	IALOMIȚA	1,0	0,25g
128	Fieni	DÂMBOVIȚA	0,7	0,30g
129	Fierbinți-Târg	IALOMIȚA	1,6	0,35g
130	Filiași	DOLJ	0,7	0,20g
131	Flămânzi	BOTOȘANI	0,7	0,20g
132	FOCȘANI	VRANCEA	1,0	0,40g
133	Fundulea	CĂLĂRAȘI	1,0	0,30g
134	Frasin	SUCEAVA	0,7	0,15g
135	GALAȚI	GALAȚI	1,0	0,30g
136	Găești	DÂMBOVIȚA	1,0	0,30g
137	Gătaia	TIMIȘ	0,7	0,15g
138	Geoagiu	HUNEDOARA	0,7	0,10g
139	Gheorgheni	HARGHITA	0,7	0,15g
140	Gherla	CLUJ	0,7	0,10g
141	Ghimbav	BRAȘOV	0,7	0,20g
142	GIURGIU	GIURGIU	1,0	0,25g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
143	Grivița	IALOMIȚA	1,0	0,30g
144	Gurahonț	ARAD	0,7	0,10g
145	Gura Humorului	SUCEAVA	0,7	0,15g
146	Hațeg	HUNEDOARA	0,7	0,10g
147	Hârlău	IAȘI	0,7	0,20g
148	Hârșova	CONSTANȚA	1,0	0,25g
149	Holod	BIHOR	0,7	0,10g
150	Horezu	GORJ	0,7	0,20g
151	Huedin	CLUJ	0,7	0,10g
152	Hunedoara	HUNEDOARA	0,7	0,10g
153	Huși	VASLUI	0,7	0,25g
154	Ianca	BRĂILA	1,0	0,30g
155	IAȘI	IAȘI	0,7	0,25g
156	Iernut	MUREȘ	0,7	0,15g
157	Ineu	ARAD	0,7	0,10g
158	Isaccea	TULCEA	0,7	0,25g
159	Însurăței	BRĂILA	1,0	0,30g
160	Întorsura Buzăului	COVASNA	0,7	0,25g
161	Jimbolia	TIMIȘ	0,7	0,20g
162	Jibou	SĂLAJ	0,7	0,10g
163	Jurilovca	TULCEA	0,7	0,20g
164	Lehliu Gară	CĂLĂRAȘI	1,0	0,30g
165	Lipova	ARAD	0,7	0,15g
166	Liteni	SUCEAVA	0,7	0,20g
167	Livada	SATU MARE	0,7	0,15g
168	Luduș	MUREȘ	0,7	0,15g
169	Lugoj	TIMIȘ	0,7	0,15g
170	Lupeni	HUNEDOARA	0,7	0,10g
171	Mangalia	CONSTANȚA	0,7	0,20g
172	Marghita	BIHOR	0,7	0,15g
173	Măcin	TULCEA	0,1	0,25g
174	Măgurele	ILFOV	1,6	0,30g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
175	Mărășești	VRANCEA	1,0	0,40g
176	Medgidia	CONSTANȚA	0,7	0,20g
177	Mediaș	SIBIU	0,7	0,20g
178	MIERCUREA CIUC	HARGHITA	0,7	0,20g
179	Miercurea Nirajului	MUREȘ	0,7	0,15g
180	Miercurea Sibiului	SIBIU	0,7	0,15g
181	Mihăilești	GIURGIU	1,6	0,30g
182	Milisăuți	SUCEAVA	0,7	0,15g
183	Mizil	PRAHOVA	1,6	0,40g
184	Moinești	BACĂU	0,7	0,35g
185	Moldova Nouă	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,25g
186	Moneasa	ARAD	0,7	0,10g
187	Moreni	DÂMBOVIȚA	0,7	0,35g
188	Motru	GORJ	0,7	0,15g
189	Murgeni	VASLUI	0,7	0,30g
190	Nădlac	ARAD	0,7	0,20g
191	Năsăud	BISTRIȚA NĂSĂUD	0,7	0,10g
192	Năvodari	CONSTANȚA	0,7	0,20g
193	Negrești	VASLUI	0,7	0,30g
194	Negrești Oaș	SATU MARE	0,7	0,15g
195	Negru Vodă	CONSTANȚA	0,7	0,20g
196	Nehoiu	BUZĂU	1,6	0,40g
197	Novaci	GORJ	0,7	0,15g
198	Nucet	BIHOR	0,7	0,10g
199	Ocna Mureș	ALBA	0,7	0,10g
200	Ocna Sibiului	SIBIU	0,7	0,20g
201	Ocnele Mari	VÂLCEA	0,7	0,25g
202	Odobești	VRANCEA	1,0	0,40g
203	Odorheiul Secuiesc	HARGHITA	0,7	0,15g
204	Oltenița	CĂLĂRAȘI	1,0	0,25g
205	Onești	BACĂU	0,7	0,35g
206	ORADEA	BIHOR	0,7	0,15g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
207	Oravița	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,20g
208	Orăștie	HUNEDOARA	0,7	0,10g
209	Orșova	MEHEDINȚI	0,7	0,20g
210	Otopeni	ILFOV	1,6	0,30g
211	Oțelu Roșu	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,10g
212	Ovidiu	CONSTANȚA	0,7	0,20g
213	Panciu	VRANCEA	1,0	0,40g
214	Pantelimon	ILFOV	1,6	0,30g
215	Pașcani	IAȘI	0,7	0,25g
216	Pătărlagele	BUZĂU	1,6	0,40g
217	Pâncota	ARAD	0,7	0,10g
218	Pecica	ARAD	0,7	0,20g
219	Petrila	HUNEDOARA	0,7	0,10g
220	Petroșani	HUNEDOARA	0,7	0,10g
221	PIATRA NEAMȚ	NEAMȚ	0,7	0,25g
222	Piatra Olt	DOLJ	1,0	0,20g
223	PITEȘTI	ARGEȘ	0,7	0,25g
224	PLOIEȘTI	PRAHOVA	1,6	0,35g
225	Plopeni	PRAHOVA	1,6	0,40g
226	Podu Iloaiei	IAȘI	0,7	0,25g
227	Pogoanele	BUZĂU	1,6	0,35g
228	Popești Leordeni	ILFOV	1,6	0,30g
229	Potcoava	OLT	1,0	0,25g
230	Predeal	BRAȘOV	0,7	0,25g
231	Pucioasa	DÂMBOVIȚA	0,7	0,30g
232	Răcari	DÂMBOVIȚA	1,6	0,30g
233	Rădăuți	SUCEAVA	0,7	0,20g
234	Răuseni	BOTOȘANI	0,7	0,20g
235	Râmnicu Sărat	BUZĂU	1,6	0,35g
236	RÂMNICU VÂLCEA	VÂLCEA	0,7	0,25g
237	Râșnov	BRAȘOV	0,7	0,20g
238	Recaș	TIMIȘ	0,7	0,20g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
239	Reghin	MUREȘ	0,7	0,10g
240	REȘIȚA	CARAȘ-SEVERIN	0,7	0,15g
241	Roman	NEAMȚ	0,7	0,30g
242	Roșiori de Vede	TELEORMAN	1,0	0,25g
243	Rovinari	GORJ	0,7	0,15g
244	Roznov	NEAMȚ	0,7	0,30g
245	Rupea	BRAȘOV	0,7	0,20g
246	Salcea	SUCEAVA	0,7	0,20g
247	Salonta	BIHOR	0,7	0,10g
248	Sântana	ARAD	0,7	0,15g
249	SATU MARE	SATU MARE	0,7	0,15g
250	Săcele	BRAȘOV	0,7	0,20g
251	Săcuieni	BIHOR	0,7	0,20g
252	Săliște	SIBIU	0,7	0,15g
253	Săliștea de Sus	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
254	Sărmașu	MUREȘ	0,7	0,10g
255	Săvârșin	ARAD	0,7	0,10g
256	Săveni	BOTOȘANI	0,7	0,15g
257	Sângeorz Băi	BISTRIȚA NĂSĂUD	0,7	0,10g
258	Sângeorgiu de Pădure	MUREȘ	0,7	0,15g
259	Sănnicolau Mare	TIMIȘ	0,7	0,20g
260	Scornicești	OLT	1,0	0,25g
261	Sebeș	ALBA	0,7	0,10g
262	Sebiș	ARAD	0,7	0,10g
263	Seini	MARAMUREȘ	0,7	0,15g
264	Segarcea	DOLJ	1,0	0,20g
265	SFÂNTU GHEORGHE	COVASNA	0,7	0,20g
266	Sf. Gheorghe	TULCEA	0,7	0,20g
267	SIBIU	SIBIU	0,7	0,20g
268	Sighetul Marmației	MARAMUREȘ	0,7	0,20g
269	Sighișoara	MUREȘ	0,7	0,15g
270	Simeria	HUNEDOARA	0,7	0,10g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
271	Sinaia	PRAHOVA	0,7	0,30g
272	Siret	SUCEAVA	0,7	0,20g
273	SLATINA	OLT	1,0	0,20g
274	Slănic Moldova	BACĂU	0,7	0,35g
275	Slănic Prahova	PRAHOVA	1,6	0,40g
276	SLOBOZIA	IALOMIȚA	1,0	0,25g
277	Solca	SUCEAVA	0,7	0,15g
278	Sovata	MUREȘ	0,7	0,10g
279	Steii	BIHOR	0,7	0,10g
280	Strehaia	MEHEDINȚI	0,7	0,15g
281	SUCEAVA	SUCEAVA	0,7	0,20g
282	Sulina	TULCEA	0,7	0,20g
283	Șimleul Silvaniei	SĂLAJ	0,7	0,10g
284	Șomcuța Mare	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
285	Ștefănești	ARGEȘ	0,7	0,30g
286	Ștefănești	BOTOȘANI	0,7	0,20g
287	Tălmăciu	SIBIU	0,7	0,20g
288	Tăsnad	SATU MARE	0,7	0,15g
289	Tăuții Magherăuș	MARAMUREȘ	0,7	0,15g
290	TÂRGOVIȘTE	DÂMBOVIȚA	1,0	0,30g
291	Târgu Bujor	GALAȚI	0,7	0,35g
292	Târgu Cărbunești	GORJ	0,7	0,15g
293	Târgu Frumos	IAȘI	0,7	0,25g
294	TÂRGU JIU	GORJ	0,7	0,15g
295	Târgu Lăpuș	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
296	TÂRGU MUREȘ	MUREȘ	0,7	0,15g
297	Târgu Ocna	BACĂU	0,7	0,35g
298	Târgu Neamț	NEAMȚ	0,7	0,25g
299	Târgu Secuiesc	COVASNA	0,7	0,25g
300	Târnăveni	MUREȘ	0,7	0,15g
301	Techirghiol	CONSTANȚA	0,7	0,20g
302	Tecuci	GALAȚI	1,0	0,35g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
303	Teiuș	ALBA	0,7	0,10g
304	Tismana	GORJ	0,7	0,15g
305	Titu	DÂMBOVIȚA	1,0	0,30g
306	TIMIȘOARA	TIMIȘ	0,7	0,20g
307	Toplița	HARGHITA	0,7	0,10g
308	Topoloveni	ARGEȘ	1,0	0,30g
309	Turceni	GORJ	0,7	0,15g
310	Turnu Măgurele	TELEORMAN	1,0	0,20g
311	TULCEA	TULCEA	0,7	0,20g
312	Turda	CLUJ	0,7	0,10g
313	Tușnad	HARGHITA	0,7	0,20g
314	Țândărei	IALOMIȚA	1,0	0,25g
315	Țicleni	GORJ	0,7	0,15g
316	Ulmeni	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
317	Ungheni	MUREȘ	0,7	0,15g
318	Uricani	HUNEDOARA	0,7	0,10g
319	Urlați	PRAHOVA	1,6	0,40g
320	Urziceni	IALOMIȚA	1,6	0,35g
321	Valea lui Mihai	BIHOR	0,7	0,20g
322	VASLUI	VASLUI	0,7	0,30g
323	Vaşcău	BIHOR	0,7	0,10g
324	Vatra Dornei	SUCEAVA	0,7	0,10g
325	Vălenii de Munte	PRAHOVA	1,6	0,40g
326	Vânju Mare	MEHEDINȚI	0,7	0,15g
327	Vicovu de Sus	SUCEAVA	0,7	0,15g
328	Victoria	BRAȘOV	0,7	0,25g
329	Videle	TELEORMAN	1,6	0,25g
330	Vișeu de Sus	MARAMUREȘ	0,7	0,10g
331	Vlăhița	HARGHITA	0,7	0,15g
332	Voluntari	ILFOV	1,6	0,30g
333	Vulcani	HUNEDOARA	0,7	0,10g
334	ZALĂU	SĂLAJ	0,7	0,10g

Nr.	Localitate	Județ	T_C (s)	a_g pentru $IMR=225$ ani
335	Zărnești	BRAȘOV	0,7	0,20g
336	Zimnicea	TELEORMAN	1,0	0,20g
337	Zlatna	ALBA	0,7	0,10g

NOTĂ: Valoarea accelerației gravitaționale, g se consideră $9,81 \text{ m/s}^2$

ANEXA B. METODE SIMPLIFICATE DE DETERMINARE A PERIOADELOR ȘI FORMELOR PROPRII DE VIBRAȚIE

B.1. Metoda aproximativă Rayleigh

(1) Perioada proprie fundamentală, corespunzătoare modului fundamental de translație se poate determina utilizând următoarea relație (Rayleigh):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n W_i d_i}} \quad (\text{B.1})$$

în care:

W_i încărcarea gravitațională la nivelul "i", corespunzătoare masei de nivel m_i

d_i deplasarea elastică pe direcția gradului de libertate dinamică produsă de încărcările W_i $i=1,2,\dots,n$

n numărul de nivele

g accelerația gravitațională.

(2) În relația de mai sus, forma proprie fundamentală este aproximată de deformata statică produsă de încărcările gravitaționale W_i ($i=1,2,\dots,n$) aplicate convențional pe direcțiile gradelor de libertate dinamică orizontale. Structura elastică cu mase concentrate la nivelul planșelor este considerată cu baza de rezemare încastrată.

(3) În metoda aproximativă Rayleigh se pot considera, alternativ, sisteme compatibile de forțe laterale F_i ($i=1,2,\dots,n$) aplicate static, care produc deplasările orizontale d_i corespunzătoare. În acest caz, relația pentru determinarea aproximativă a perioadei fundamentale este:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (\text{B.2})$$

(4) Perioada fundamentală se poate determina aproximativ cu expresia:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (\text{B.3})$$

unde

d este deplasarea orizontală (în metri) la extremitatea superioară a clădirii (la nivelul acoperișului), produsă de încărcările gravitaționale aplicate convențional pe direcția orizontală.

B.2. Formule simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale

(1) Pentru proiectarea preliminară a clădirilor cu înălțimi până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de translație:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (\text{B.4})$$

unde:

T_1 este perioada fundamentală a clădirii, în secunde.

C_t este un coeficient ale cărui valori sunt funcție de tipul structurii, după cum urmează:

$C_t = 0,085$ pentru cadre spațiale din oțel,

$C_t = 0,075$ pentru cadre spațiale din beton armat sau din oțel cu contravântuiri excentrice,

$C_t = 0,05$ pentru celelalte tipuri de structuri.

H înălțimea clădirii, în metri, măsurată de la nivelul fundației sau de la extremitatea superioară a infrastructurii considerată rigidă.

(2) Alternativ, valoarea coeficientului C_t corespunzătoare clădirilor cu pereți structurali din beton armat sau din zidărie este dată de relația

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (\text{B.5})$$

unde

A_c aria totală efectivă (în m^2) a pereților structurali de la primul nivel al clădirii,

$$A_c = \sum_j A_j [0,2 + (l_{wj}/H)]^2 \quad (\text{B.6})$$

A_j aria efectivă a secțiunii transversale (în m^2) a peretelui structural "j" situat la primul nivel al clădirii,

l_{wj} lungimea peretelui structural "j" (în m) de la primul nivel, pe direcție paralelă cu forțele aplicate, cu restricția

$$l_{wj} / H < 0,9 \quad (\text{B.7})$$

(3) Pentru structurile în cadre de beton armat și oțel care nu depășesc 12 etaje în înălțime și au o înălțime minimă de etaj de aproximativ 3 metri, perioada fundamentală de translație pe orice direcție orizontală se poate estima cu relația simplificată:

$$T_1 = 0,1 n \quad (\text{B.8})$$

unde "n" este numărul de niveluri al structurii.

B.3. Observații generale

- (1) La proiectarea preliminară și în metoda de calcul cu forțe seismice laterale, forma proprie fundamentală se poate aproxima printr-o variație liniară pe verticală.
- (2) În relațiile de mai sus nu se ține seama de efectul reducerii rigidității elementelor de rezistență din beton armat ca urmare a fisurării acestora la acțiuni seismice severe. Ca urmare valorile perioadelor fundamentale de vibrație reprezintă o limită inferioară.
- (3) Valorile perioadelor fundamentale din relațiile de mai sus corespund oscilațiilor unidireționale.

ANEXA C. CALCULUL MODAL CU CONSIDERAREA COMPORTĂRII SPAȚIALE A STRUCTURILOR

C.1. Generalități

(1) În cazul construcțiilor cu distribuție neuniformă a maselor și rigidităților elementelor structurale, deplasările și eforturile se vor determina pe un model spațial de calcul.

Calculul răspunsului seismic structural, reprezentat de eforturi și deplasări, se poate realiza prin integrarea directă a ecuațiilor de mișcare sau prin suprapunerea răspunsurilor modale maxime.

Acțiunea seismică se schematizează prin mișcări de translație variabile în timp ale bazei de rezemare în trei direcții ortogonale determinate, descrise prin accelerograme. Aceasta produce oscilații de translație și de torsiune. Caracterul nesincron al mișcării seismice aplicate bazei structurii generează oscilații de torsiune chiar și în cazul structurilor teoretic perfect simetrice. În calculul modal cu spectre de răspuns, acțiunea seismică se înlocuiește cu spectre de răspuns de proiectare distincte asociate componentelor mișcării.

Mișcarea seismică descrisă prin spectrul de răspuns de proiectare trebuie considerată cel puțin în direcțiile principale asociate structurii, pentru care se vor alege două sensuri de acțiune. Direcțiile principale de acțiune sunt definite de direcția rezultantei forței seismice de bază din modul fundamental și de normala pe această direcție. Răspunsul structurii se obține prin combinarea răspunsurilor corespunzătoare celor două direcții de acțiune seismică considerate.

(2) Reprezentarea mișcării seismice spațiale și calculul forțelor seismice prezentate în această anexă pot fi înlocuite, pentru obținerea unor rezultate semnificative, cu modelări mai riguroase deduse pe baze stochastice.

(3) Calculul dinamic spațial este necesar în cazul construcțiilor de importanță ridicată, precum și pentru construcții care prezintă discontinuități ale distribuțiilor elementelor de rezistență și maselor de nivel. Aceste situații sunt precizate în capitolul 4. Deasemenea, calculul modal spațial furnizează informații privind conformarea structurală în vederea realizării unei distribuții corecte a elementelor de rezistență verticale și orizontale, pentru evitarea dezvoltării unor eforturi și deplasări excesive provenite din torsiunea generală.

(4) Calculul spațial permite o evaluare mai realistă a efectelor acțiunii seismice în comparație cu metodele de calcul plan. Prin integrarea ecuațiilor de mișcare pentru un set adecvat de accelerograme, calculul dinamic spațial furnizează un volum mare de informații și necesită un efort substanțial pentru interpretarea și utilizarea rezultatelor. Din acest motiv, în prezenta anexă se prezintă numai metoda pentru calculul răspunsurilor modale maxime utilizând spectrul de răspuns de proiectare asociat mișcării de translație a bazei de rezemare. Metoda de calcul cu spectre de răspuns poate fi descoperitoare dacă contribuțiile răspunsurilor modale exprimate prin factori de participare a maselor modale efective au valori sub 0,7. În acest caz, eforturile și deformațiile se limitează inferior la valorile furnizate de calculul plan.

(5) Relațiile de calcul sunt stabilite în aceleași ipoteze și au o formă asemănătoare cu relațiile din secțiunea 4.5.

(6) În cazul structurilor care nu sunt simetrice în raport cu planele verticale xoz și yoZ , ecuațiile de mișcare și implicit vibrațiile structurii sunt cuplate elastic.

Ca urmare, răspunsul sistemului structural la componentele mișcării terenului pe direcția x sau y va include următoarele deplasări suplimentare: translații în direcțiile y sau x , precum și rotirea planșeelor în jurul axei verticale oz . Cuplarea vibrațiilor modale de translație și de torsiune se identifică prin valori nenule ale factorilor de participare a maselor modale efective corespunzătoare.

În cazul structurilor simetrice, la care centrele de rigiditate coincid cu centrele maselor, ecuațiile de mișcare se decuplează pentru cele trei direcții ortogonale principale de oscilație.

Efectele produse de rotirea bazei generată de nesincronismul undelor seismice, precum și ale eventualelor distribuții neuniforme a maselor, diferite de cele admise în modelele de calcul, se vor obține prin aplicarea forțelor seismice modale de nivel într-o poziție diferită de cea a centrului maselor de nivel și definită de o excentricitate accidentală.

(7) Deplasările și accelerațiile de nivel sunt raportate la centrul maselor de nivel.

(8) La structurile spațiale elementele verticale și orizontale de la un anumit nivel (stâlpi, pereți structurali și grinzi) sunt conectate la planșee care pot fi considerate indeformabile sau deformabile în planul lor. Din aceste considerente, anexa C prezintă procedeele generale de calcul, în scopul utilizării, cu mici intervenții, a oricărui program de calcul automat destinat calculului dinamic liniar spațial.

C.2. Determinarea forțelor seismice, eforturilor și deplasărilor modale

(1) În cazul vibrațiilor spațiale, forțele seismice de calcul asociate fiecărui mod de vibrație se stabilesc cu relații similare relațiilor prezentate în capitolul 4 pentru calculul plan.

Forma deformată, definită de pozițiile deplasate ale centrelor maselor, este în general o curbă strâmbă în spațiu, ca urmare a cuplajelor generate de distribuția neuniformă a rigidităților și a maselor. În consecință, forțele seismice asociate gradelor de libertate dinamică considerate vor avea orientări diferite în raport cu sistemul general de axe în care este descrisă structura, indiferent de direcția acțiunii seismice. Fiecărui grad de libertate dinamică îi corespunde o componentă, forța seismică statică echivalentă, pentru fiecare mod de vibrație considerat.

La determinarea răspunsului structural la acțiuni seismice se pot distinge două situații:

- structuri cu planșee indeformabile în planul lor,
- structuri cu planșee deformabile sau fără planșee.

(2) În general, într-un punct nodal definit de intersecția a cel puțin două elemente structurale, se consideră patru grade de libertate dinamică, trei de translație pe direcțiile axelor generale ce definesc structura (u_x , u_y , u_z) și o rotație în jurul axei normale la baza de rezemare (θ_z dacă baza de rezemare se găsește în planul orizontal xOy , cu axa z verticală).

Calculul răspunsului modal spațial la acțiuni seismice în cazul prezenței planșelor indeformabile în planul lor se poate efectua în următoarele ipoteze:

- se neglijează cuplajele inerțiale,
- se neglijează influența componentei verticale a mișcării seismice a terenului,
- acțiunea seismică este reprezentată prin mișcarea terenului pe una din direcțiile axelor orizontale x sau y , sau într-o direcție oarecare în planul bazei de rezemare,
- la fiecare nivel centrele maselor și centrele de rigiditate sunt distincte și se pot afla sau nu pe aceeași verticală a structurii; prin unirea lor rezultă fie o axă verticală dreaptă, fie o linie poligonală strâmbă în spațiu,
- în centrul maselor de la fiecare planșeu se consideră trei grade de libertate dinamică, două translații u_x și u_y în direcțiile axelor x și y și o rotație u_θ în jurul axei verticale z (Figura C.1).

Masele se reduc în centrul maselor (Figura C.2) rezultând:

(i) mase de nivel:

$$m_i = \sum_{j=1}^n m_{i,j} + \sum_{j=1}^n A_j^* \bar{m}_j \quad (\text{C.1})$$

(ii) momente de inerție ale maselor de nivel în raport cu axa verticală z considerată:

$$J_i = \sum_{j=1}^n m_{i,j} d_j^2 + \sum_{j=1}^n J_{m,j} \quad (\text{C.2})$$

în care

n numărul de mase discrete concentrate $m_{i,j}$ sau distribuite \bar{m}_j pe suprafețele A_j^* ,

d_j distanța de la centrul maselor la poziția masei concentrate $m_{i,j}$,

i indice de nivel, de la 1 la N ,

N numărul total de niveluri ale construcției

$C.M.$ = centrul maselor

$C.R.$ = centrul de rigiditate

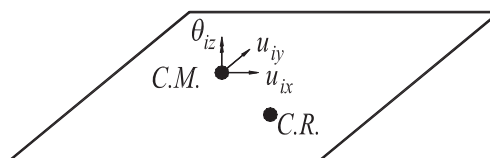


Figura C.1. Grade de libertate dinamică la nivelul "i" în ipoteza planșei indeformabil în planul său

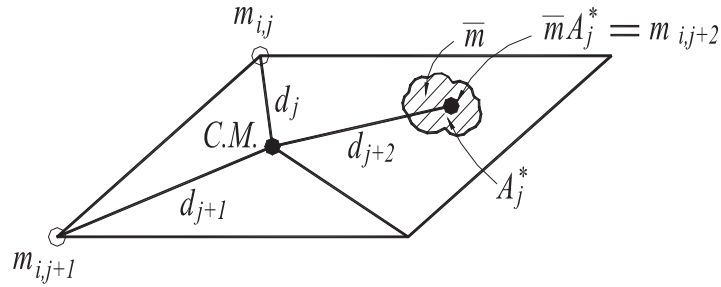


Figura C.2. Reducerea maselor în CM

În cazul unei mase \bar{m} distribuite uniform pe o suprafață A_j^* se obține:

$$m_{i,j} = A_j^* \bar{m} \quad \text{masa la nivelul } i \text{ pe suprafața } A_j^*$$

$$J_{m,j} = I_{p,m} \bar{m} \quad \text{momentul de inerție față de axa } z \text{ din centrul de greutate al suprafeței } A_j^*, \text{ al masei } \bar{m} \text{ distribuite uniform}$$

$I_{p,m}$ momentul de inerție polar al suprafeței A_j^* față de centrul sau de greutate.

Pentru un mod de vibrație k , se definesc următoarele mărimi:

(i) masa modală generalizată în modul de vibrație k :

$$M_k = \sum_{i=1}^N \left[m_i (s_{ix,k}^2 + s_{iy,k}^2) + J_i s_{i\theta,k}^2 \right] \quad (\text{C.3})$$

în care $s_{ix,k}$, $s_{iy,k}$ și $s_{i\theta,k}$ sunt componentele din centrul maselor ale vectorului propriu în modul de vibrație k , la nivelul i , pe direcțiile x , y și z , respectiv.

(ii) factorii de participare modali

$$p_{x,k} = \sum_{i=1}^N m_i s_{ix,k}$$

$$p_{y,k} = \sum_{i=1}^N m_i s_{iy,k} \quad (\text{C.4})$$

$$p_{\theta,k} = \sum_{i=1}^N J_i s_{i\theta,k}$$

(iii) masele modale efective

$$m_{x,k}^* = \frac{p_{x,k}^2}{M_k}$$

$$m_{y,k}^* = \frac{p_{y,k}^2}{M_k} \quad (\text{C.5})$$

$$J_{\theta,k}^* = \frac{p_{\theta,k}^2}{M_k}$$

(iv) factorii de participare a maselor modale efective (coeficienți de echivalență modală)

$$\begin{aligned}\varepsilon_{x,k} &= \frac{m_{x,k}^*}{m} \\ \varepsilon_{y,k} &= \frac{m_{y,k}^*}{m} \\ \varepsilon_{\theta,k} &= \frac{J_{\theta,k}^*}{J}\end{aligned}\tag{C.6}$$

în care,

$$\begin{aligned}m &= \sum_{i=1}^N m_i \\ J &= \sum_{i=1}^N J_i\end{aligned}\tag{C.7}$$

reprezintă masa întregii construcții, respectiv suma momentelor de inerție ale maselor de nivel în raport cu axa verticală z .

(3) În cazul unei acțiuni seismice definite printr-un spectru de proiectare $S_{dx}(T) = \gamma_{I,e} S_d(T)$ (vezi relația 3.17 și 3.18) asociat unei mișcări de translație a bazei într-o direcție paralelă cu axa x se dezvoltă următoarele forțe tăietoare de bază modale și momentul de torsiune:

$$\begin{aligned}F_{x,k} &= \frac{P_{x,k}}{M_k} P_{x,k} S_{dx}(T_k) = S_{dx}(T_k) m_{x,k}^* \\ F_{y,k} &= \frac{P_{x,k}}{M_k} P_{y,k} S_{dx}(T_k) = \frac{P_{y,k}}{P_{x,k}} F_{x,k} \\ M_{\theta,k} &= \frac{P_{x,k}}{M_k} P_{\theta,k} S_{dx}(T_k) = \frac{P_{\theta,k}}{P_{x,k}} F_{x,k}\end{aligned}\tag{C.8}$$

Pentru fiecare mod propriu de vibrație k , pe direcțiile gradelor de libertate dinamică u_x , u_y , u_θ la fiecare nivel, în centrul maselor, se dezvoltă următoarele forțe seismice de nivel static și momentele de torsiune (Figura C.3):

$$\begin{aligned}F_{i,x,k} &= F_{x,k} \frac{m_i S_{ix,k}}{P_{x,k}} \\ F_{i,y,k} &= F_{y,k} \frac{m_i S_{iy,k}}{P_{y,k}} \\ M_{i,\theta,k} &= M_{\theta,k} \frac{J_i S_{i\theta,k}}{P_{\theta,k}}\end{aligned}\tag{C.9}$$

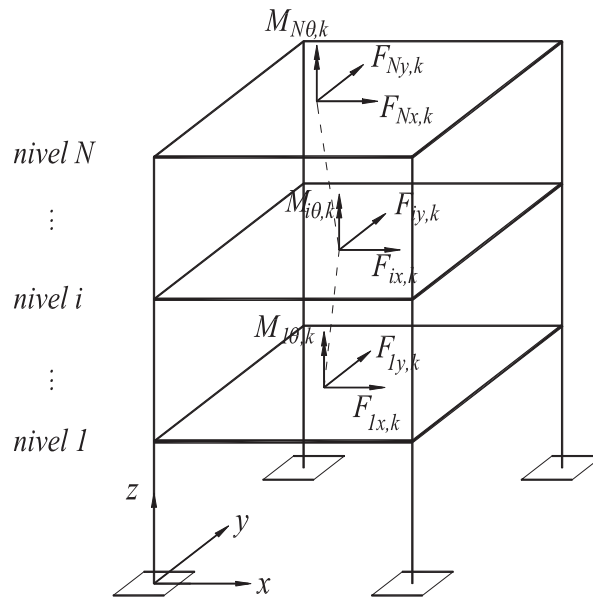


Figura C.3. Forțe seismice de nivel static echivalente în modul k de vibrație

Pentru o mișcare de translație a terenului în direcția y , reprezentată prin spectrul de proiectare $S_{dy}(T) = \gamma_{I,e} S_d(T)$, forțele tăietoare modale la baza structurii sunt:

$$F_{x,k} = \frac{p_{x,k}}{p_{y,k}} F_{y,k}$$

$$F_{y,k} = S_{dy}(T_k) m_{y,k}^* \quad (\text{C.10})$$

$$M_{\theta,k} = \frac{p_{\theta,k}}{p_{y,k}} F_{y,k}$$

În această situație, forțele seismice modale de nivel static echivalente se obțin cu relațiile (C9) de mai sus.

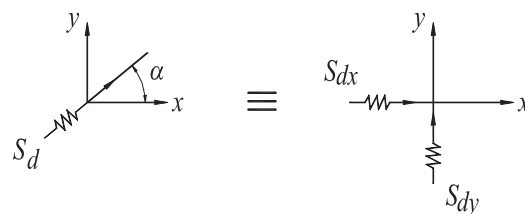


Figura C.4

În cazul unei mișcări seismice descrise ca o translație a terenului într-o direcție având orientarea α față de axa x (figura C4), la baza structurii în fiecare mod k de vibrație forțele tăietoare de bază se obțin cu relațiile precedente (C.8) și (C.9) în care:

$$\begin{aligned} S_{dx}(T) &= \gamma_{I,e} S_d(T) \cos \alpha \\ S_{dy}(T) &= \gamma_{I,e} S_d(T) \sin \alpha \end{aligned} \quad (C.11)$$

Forțele seismice de nivel static echivalente și rezultantele acestora la baza structurii, pentru fiecare mod k de vibrație se obțin prin sumarea algebrică a forțelor rezultate pentru cele două componente S_{dx} și S_{dy} ale spectrului de proiectare $S_d(T)$.

(4) Pentru structurile care au numai mase discrete și grade de libertate dinamice de translație independente (fără legături indeformabile), se aplică relațiile de calcul de mai sus, în care $J_{\theta k} = 0$ și $s_{i\theta k} = 0$.

C.3. Calculul eforturilor și deplasărilor din acțiunea seismică

(1) În cazul structurilor spațiale, eforturile și deplasările se obțin parcurgând următoarele etape:

(i) Etapa I constă în:

- schematizarea structurii reale și alegerea modelului dinamic prin definirea gradelor de libertate dinamică și a maselor asociate acestora cu relațiile (B.1) și (C.2).
- calculul valorilor, vectorilor proprii și al mărimilor modale asociate – mase modale generalizate conform relației (C.3), factori de participare modală conform relației (C.4), masele modale efective din relațiile (C.5) și coeficienții de echivalență modală din relațiile (C.6) – pentru un număr suficient de moduri proprii de vibrație, r , astfel încât suma coeficienților de echivalență modală din relația (C.6) să îndeplinească condițiile

$$\begin{aligned} \sum_{k=1}^r \varepsilon_{x,k} &= 0,9 \\ \sum_{k=1}^r \varepsilon_{y,k} &= 0,9 \\ r &\leq GLD \end{aligned} \quad (C.12)$$

în care:

r numărul de moduri proprii de vibrație considerate în calcul

GLD numărul gradelor de libertate de translație și de rotație considerate în modelul dinamic (vezi și paragraful 4.5.3.3.1, aliniatele 8, 10 și 11).

(ii) Etapa a II-a se referă la determinarea răspunsului structurii pentru fiecare direcție principală de acțiune seismică considerată, pentru care se parcurg următoarele faze:

- calculul forțelor seismice static echivalente de nivel pentru fiecare mod propriu de vibrație considerat, $1 \leq k \leq r$, conform paragrafului C.2.3, relațiile (C.8) și (C.9) sau relațiile (C.10) și, respectiv, (C.11).

- calculul static al eforturilor și deplasărilor pentru fiecare din cele r seturi de forțe static echivalente obținute la pasul anterior, aplicate în centrele maselor de nivel
- suprapunerea răspunsurilor modale. Răspunsurile modale maxime se combină probabilistic prin una din cele două reguli cunoscute, SRSS (radical din suma pătratelor răspunsurilor modale) sau CQC (combinație pătratică completă). În anumite situații, când perioadele proprii de vibrație succesive ($T_{k+1} < T_k$) se află în relația $T_{k+1} \leq 0.9 T_k$, răspunsurile modale se combină prin adunarea valorilor absolute (ABSSUM).

Regula de combinare SRSS se va aplica la structuri cu perioade naturale distincte cu contribuții semnificative la răspuns conform relației:

$$E_E = \sqrt{\sum_{k=1}^r E_{E,k}^2} \quad (\text{C.13})$$

Regula de combinare ABSSUM, care presupune obținerea răspunsurilor modale maxime în același moment de timp, se va aplica la structuri cu perioade naturale foarte apropiate $T_{k+1} \leq 0.9 T_k$, conform relației:

$$E_E = \sum_{k=1}^r |E_{E,k}| \quad (\text{C.14})$$

Regula de combinare CQC se aplică cu ajutorul relației:

$$E_E = \left(\sum_{k=1}^r \sum_{l=1}^r \rho_{kl} E_{E,k} E_{E,l} \right)^{1/2} \quad (\text{C.15})$$

în care E_E reprezintă eforturile sau deplasările totale, iar $E_{E,k}$ și $E_{E,l}$ reprezintă eforturile sau deplasările în modurile de vibrație k și l . ρ_{kl} reprezintă coeficientul de corelație între modurile k și l și are valori pozitive ($0 \leq \rho_{kl} \leq 1$ cu $\rho_{kl} = 1$ pentru $k=l$)

Semnele eforturilor, deplasărilor și forțelor seismice static echivalente de nivel obținute prin suprapunere modală se vor considera identice cu cele obținute pentru modul fundamental de vibrație.

(iii) Etapa a III-a constă în introducerea unui caz suplimentar de încărcare statică, numai cu momente de torsiune la fiecare nivel. Aceste momente de torsiune reprezintă produsul dintre forțele seismice de nivel și mărimea excentricităților accidentale definite cu relația (4.3) din secțiunea 4.5.2.1. În această etapă se parcurg următorii pași:

- combinarea forțelor seismice modale static echivalente de nivel conform relațiilor (C.13)-(C.15).
- calculul momentelor de torsiune suplimentare pentru fiecare direcție principală de acțiune seismică

$$M_{it} = (F_{ix} + F_{iy}) e_{li} \quad (\text{C.16})$$

în care F_{ix} , F_{iy} sunt forțele seismice static echivalente de nivel obținute în pasul anterior

- calculul eforturilor și deplasărilor asociate momentelor de torsiune obținute cu relația (C.16) aplicate în centrul maselor la fiecare nivel

- suprapunerea răspunsurilor eforturi, deplasări și reacțiuni obținute în etapele II și III de mai sus. Pentru stabilirea celei mai defavorabile situații se vor considera toate combinațiile care rezultă prin schimbarea sensului celor două acțiuni:

$$E_E = \pm E_{E,II} \pm E_{E,III} \quad (C.17)$$

în care,

$E_{E,II}$ răspunsul obținut conform etapei a II-a din suprapunerea răspunsurilor modale

$E_{E,III}$ răspunsul obținut în etapa a III-a din momente suplimentare de torsiune.

(iv) În Etapa a IV-a se efectuează combinarea răspunsurilor structurii la acțiunea seismică pentru cele două direcții principale de mișcare a bazei de rezemare. Răspunsurile aferente celor două direcții de acțiune se combină conform regulilor din paragraful 4.5.3.6 folosind relațiile 4.16 și 4.17 (E_{Edx} și $0,30 E_{Edy}$ și $0,30 E_{Edx}$ și E_{Edy}) sau regula de combinare SRSS ($E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$).

ANEXA D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

D.1. Concepția procedei

Procedeu de calcul static neliniar al structurilor consideră deplasările structurale drept parametrul esențial al răspunsului seismic al structurilor (procedeu bazat pe deplasare).

Procedeu implică construirea diagramei forței tăietoare de bază – deplasarea laterală caracteristică pentru structura analizată. În versiunea din prezenta anexă, deplasarea la vârful construcției este considerată deplasare caracteristică, deși procedeu se poate modifica pentru orice altă localizare a deplasării caracteristice pe înălțimea clădirii.

Curba forță – deplasare se obține prin calcul static neliniar (biografic) al structurii.

Pe această curbă se marchează punctele reprezentând cerințele de deplasare corespunzătoare stărilor limită asociate unor cutremure cu diferite perioade de revenire (Figura D.1).

Aceste cerințe se determina din spectrele de deplasare ale răspunsului seismic inelastic, dacă sunt disponibile, sau din spectre construite cu acest scop, pe baza unui set de accelerograme artificiale compatibile cu spectrul de proiectare de accelerație. În cazurile curente cerințele seismice se pot determina cu procedeu aproximativ prezentat în continuare la D.5.

Condiția generală de siguranță: cerință \leq capacitate se controlează verificând dacă deplasările (de exemplu, deplasările relative de nivel), deformațiile (de exemplu, rotirile în articulațiile plastice) în cazul elementelor ductile, rezistențele în cazul elementelor fragile, asociate cerințelor, sunt mai mici decât valorile admise pentru stările limită considerate. Aplicarea procedei implică următoarele operații principale:

- (i) stabilirea caracteristicilor de comportare (relatiilor între momente încovoietoare și deformații) pentru elementele structurii;
- (ii) construirea curbei forță laterală – deplasare la vârful construcției;
- (iii) transformarea curbei forță laterală – deplasare la vârf pentru construcția reală cu mai multe grade de libertate (MDOF) în curba corespunzătoare sistemului echivalent cu un grad de libertate (SDOF);
- (iv) stabilirea cerinței de deplasare laterală pentru stările limită considerate;
- (v) determinarea valorilor deplasărilor relative sau a deformațiilor în elementele structurale, corespunzătoare acestor cerințe
- (vi) transformarea cerințelor de deplasare ale sistemului SDOF în cerințele de deplasare ale structurii reale MDOF
- (vii) verificarea încadrării cerințelor în limitele admise

În cazul construcțiilor nou proiectate, procedeu se utilizează pentru verificarea comportării (performanțelor) seismice ale unei construcții proiectate prin metode de proiectare curente. Procedeu furnizează o imagine a mecanismului de cedare care se poate dezvolta, precum și valoarea raportului α_u/α_1 cu ajutorul căruia se estimează valoarea factorului de comportare q .

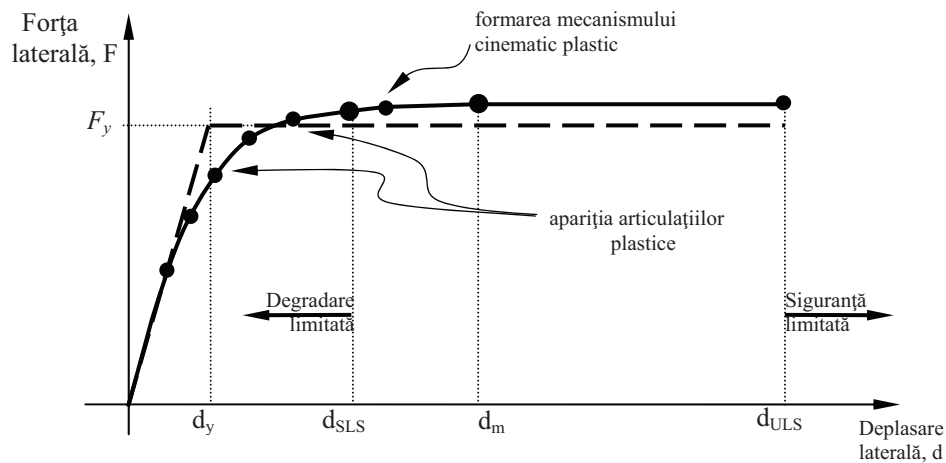


Figura D.1. Curba forță – deplasare obținută prin calcul static neliniar al structurii

D.2. Evaluarea proprietăților de rezistență și de deformație ale elementelor structurale

Procedeele de evaluare ale caracteristicilor de deformație ale elementelor structurale sunt precizate în P 100-3, funcție de materialul structural utilizat (beton armat sau oțel). Pentru evaluarea capacității de rezistență și de deformare a elementelor se folosesc valorile medii ale rezistențelor materialelor, beton și oțel.

Ideal, capacitatea de deformație se poate determina experimental sau estima prin analogia cu rezultatele experimentale disponibile în literatura de specialitate. În P 100-3 sunt date expresii empirice pentru determinarea proprietăților de deformație, stabilite prin prelucrarea datelor experimentale.

Alternativ, capacitățile de rezistență și deformație se pot determina analitic, prin utilizarea unor relații constitutive adecvate pentru beton și oțel. Procedeele sunt prezentate în același document normativ.

D.3. Construirea curbei forță laterală – deplasarea la vârful construcției

Curba se obține prin calcul static neliniar, de tip biografic, utilizând programe de calcul specializate care iau în considerare modificările proprietăților structurale la fiecare pas de încărcare.

Încărcările gravitaționale corespunzătoare grupării seismice de calcul se mențin constante.

Pentru a ține seama de incertitudinile privind distribuția pe verticală a forțelor laterale se consideră două distribuții înfășurătoare diferite și anume:

- o distribuție în care forțele laterale sunt proporționale cu masele de nivel fara a depinde de poziția pe înălțimea structurii (acelerația este constantă pe înălțime)
- o distribuție rezultată din analiza modală pentru modul predominant de vibrație; se poate accepta o distribuție simplificată triunghiulară (triunghiul cu baza la vârful construcției).

Cele două distribuții se mențin pe rând constante, mărind la fiecare pas de încărcare, numai valoarea forței laterale.

Calculul permite determinarea ordinii probabile de apariție a articulațiilor plastice, respectiv determinarea mecanismului de cedare.

Ruperea structurii corespunde deplasării la care structura nu mai poate susține încărcările verticale, respectiv ruperii unui element vital pentru stabilitatea structurii (stâlp, perete).

Se recomandă ca diagrama să fie construită până la o deplasare cu cca 50% mai mare decât cerința de deplasare corespunzătoare stării limită ultime, pentru a evidenția evoluția procesului de degradare până în apropierea prăbușirii și implicit a vulnerabilității clădirii față de prăbușire.

Având în vedere faptul că valorile eforturilor capabile ale elementelor structurale sunt evaluate pe baza valorilor medii ale rezistențelor oțelului și betonului, pentru a putea compara capacitatea de rezistență la apariția mecanismului de plastificare cu valoarea de proiectare a forței seismice (pentru a separa contribuția suprazistenței structurale) valoarea forței maxime înregistrat în curba forță laterală – deplasare laterală trebuie redusă prin împărțirea la un factor cu valoare medie estimată de 1,5.

D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF

Curba stabilită pentru structura reală se convertește într-o relație forță – deplasare pentru sistemul echivalent cu un grad de libertate pentru ca parametrii acesteia să poată fi puși în relație directă cu spectrele răspunsului seismic, construite pentru sisteme cu un grad de libertate.

Se folosesc următoarele notații:

ϕ vectorul formei deplasărilor normalizate (valoarea 1 la vârf). Procedura se poate modifica foarte ușor pentru cazul în care se selectează alt nivel pentru deplasarea caracteristică, considerând valoarea 1 la nivelul deplasării caracteristice.

m masa sistemului MDOF (suma maselor de nivel. m_i)

$$m = \sum_{i=1}^N m_i \quad (D.1)$$

F_b tăietoare de bază a sistemului MDOF

m^* masa generalizată a sistemului echivalent SDOF

$$m^* = \phi^T M \phi = \sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2 \quad (D.2)$$

l^* factor de participare

$$l^* = \phi^T M 1 = \sum_{i=1}^N m_i \delta_i \quad (D.3)$$

Relațiile de echivalare între mărimile răspunsului SDOF, deplasări d^* și forțe F^* , și mărimile asociate răspunsului MDOF, d și F , rezultă astfel:

$$d^* = \frac{m^*}{l^*} d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i} d \quad (\text{D.4})$$

$$F_b^* = \frac{m \cdot m^*}{l^{*2}} F_b = \frac{F_b}{\varepsilon} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \delta_i \right)^2} F_b \quad (\text{D.5})$$

În vederea stabilirii parametrilor structurali definatorii pentru spectrele răspunsului seismic inelastic, curba $F_b^* - d^*$ urmează să fie idealizată sub forma unei diagrame biliniare (Figura D.1).

In acest scop se considera ca rigiditatea initiala a sistemului idealizat, K_e este egala cu panta in origine (rigiditatea elastica) a curbei forta deplasare a structurii cu mai multe grade de libertate. Forta la curgere a sistemului idealizat se determină astfel încât capacitatea de absorbtie de energie să nu se modifice prin schematizarea curbei (ariile celor două curbe să fie egale).

In cazul idealizării sub forma unei diagrame biliniare fără consolidare în domeniul post-elastic, forta la curgere F_y rezultă:

$$F_y = K_e \left(d_m - \sqrt{d_m^2 - \frac{2 \cdot E_m}{K_e}} \right) \quad (\text{D.6})$$

unde:

d_m deplasarea corespunzătoare formării mecanismului cinematic plastic

E_m energia de deformație (aria situată sub curba) corespunzătoare formării mecanismului cinematic plastic

În cazul în care cerința de deplasare determinată conform paragrafului D.5 este mult diferită de valoarea d_m , adoptarea unei proceduri iterative este recomandabilă.

D.5. Evaluarea cerintelor de deplasare

Cerințele de deplasare pentru starea limită de serviciu (SLS) se determină direct din calculul static elastic al structurii MDOF sub încărcările seismice de calcul reduse corespunzător coeficienților ν , care țin seama de intervalul de recurență mai scurt al acțiunii seismice asociat cu starea limită de serviciu (vezi Anexa E, paragraful E.1).

Cerințele de deplasare ale sistemului SDOF echivalent, pentru starea limită ultimă (ULS), se obțin din spectrele de deplasare ale răspunsului seismic inelastic. Se pot folosi, dacă există, spectre aproximative, specifice amplasamentului.

În caz contrar, spectrele se pot calcula folosind programe de calcul specifice, utilizând accelerograme înregistrate sau simulate compatibile cu spectrul de proiectare pe amplasament. Se recomandă utilizarea de modele histeretice adecvate comportării materialului structural (beton armat sau oțel)

Parametrii care caracterizează valorile spectrale, respectiv cerințele de deplasare, sunt:

- perioada T^* a sistemului SDOF echivalent, determinată cu formula:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{l^*}{K_e}} \quad (\text{D.7})$$

- forța normalizată de curgere c_y^*

$$c_y^* = \frac{F_y^*}{mg} = \frac{F_y}{\varepsilon \cdot m \cdot g} \quad (\text{D.8})$$

unde ε are valoarea care rezulta din relația (D.5).

Pentru clădirile noi, cu structura de beton armat, dimensionate conform prevederilor capitolelor 3-6, spectrul inelastic de deplasare, $S_D(T)$ se poate aproxima cu ajutorul relației (D.9). Nu se admite utilizarea relației (D.9) în cazul construcțiilor existente, dimensionate la forțe laterale mai mici decât cele prevăzute în acest cod.

$$d^* = S_D(T^*) = c S_{De}(T^*) \quad (\text{D.9})$$

unde,

c coeficient de amplificare al deplasărilor în domeniul inelastic (vezi Anexa E, paragraful E.2)

$S_{De}(T)$ spectrul de răspuns elastic (capitolul 3)

D.6. Controlul deplasărilor structurale

După determinarea cerințelor de deplasare ale sistemului SDOF, acestea se convertesc în cerințele de deplasare ale structurii reale MDOF, inversând relația (D.4):

$$d = \frac{l^*}{m^*} d^* = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2} d^* \quad (\text{D.10})$$

Corespunzător acestor deplasări globale, se determină starea structurii (configurația articulațiilor plastice și tendința către un anumit mecanism de cedare), deplasările relative de nivel și deplasările individuale ale elementelor (rotiri dezvoltate în articulațiile plastice punctuale echivalente, etc.) și se verifică dacă sunt îndeplinite condițiile pentru starea limită considerată, respectiv dacă cerințele de deplasare se înscriu în limitele admise. În cazul elementelor expuse unor cedări fragile, verificările se fac în termeni de forță.

Pe baza verificărilor deplasărilor structurale se validează soluția de structură proiectată prin metodele obișnuite sau se corectează, dacă este cazul, până la obținerea performanțelor necesare.

ANEXA E. VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURILOR

E.1. Verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu

(1) Verificarea la starea limită de serviciu are drept scop menținerea funcționii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

(2) Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = \nu q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS} \quad (E.1)$$

- d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS
- d_{re} deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare (vezi capitolul 4). Se ia în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrâmați, extrăgând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuție semnificativă la valoarea deformației totale. Pentru elementele structurale de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată pentru calculul valorii d_{re} se va determina conform tabelului E.1. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidității elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.
- ν factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS.
Valoarea factorului este: $\nu = 0,5$.
- q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9) utilizat la determinarea forței seismice de proiectare
- $d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorilor date în tabelul E.2.

(3) Valoarea deplasării relative de nivel d_r^{SLS} poate fi determinată alternativ prin calculul dinamic liniar al structurii sub acțiunea accelerogramelor asociate cutremurului de proiectare, reduse corespunzător prin coeficientul ν . Calculul dinamic liniar se recomandă în cazul structurilor cu o distribuție neregulată a rigidității pe verticală.

(4) În situația în care componentele nestructurale (inclusiv pereți nestructurali de zidărie și panouri de zidărie înrâmate în cadre), prin natura lor, nu pot suporta deplasările recomandate în tabelul E.2 în condițiile de la (1), valorile $d_{r,a}^{SLS}$ se vor stabili experimental.

(5) La verificarea fațadelor cortină vitrate și a altor fațade agățate de structură, valoarea de proiectare a deplasării laterale se ia cu 30% mai mare decât cea obținută prin aplicarea relației E.1. Valorile admisibile ale deplasării relative de nivel constituie date de temă pentru proiectantul și producătorul fațadei.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	$E_c I_g$	$0,5 E_c I_g$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_g$	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului		
I_g - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, atașate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, atașate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interacționează cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	$0,005 h$	$0,0075 h$	$0,01 h$
h – înălțimea de nivel			

E.2. Verificarea deformațiilor laterale la starea limită ultimă

(1) Verificarea deformațiilor laterale la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenești la atacul unui cutremur major prin prevenirea prăbușirii elementelor nestructurale. Aceasta verificare este necesară în cazul construcțiilor de beton, cu excepția celor cu sistem structural tip pereți sau sistem structural dual cu pereți preponderenți, în cazul construcțiilor de oțel sau al construcțiilor compozite.

(2) Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (E.2)$$

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)

d_{re} definit în cadrul paragrafului E.1. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat, utilizată pentru calculul valorii d_{re} , se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate, adică $0,5E_cI_g$, cu excepția elementelor structurilor cu pereți, pentru care rigiditățile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1, par.6.6. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidității elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.

$d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale și modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorii de $0,025h$ (unde h este înălțimea de nivel)

c factorul de amplificare a deplasărilor

(3) Factorul de amplificare a deplasărilor, c , se determină în funcție de tipul structurii, astfel:

(a) Pentru structuri de beton armat și structuri compozite de beton armat cu armatura rigidă:

$$1 < c = 3 - 2.3 \cdot \frac{T_1}{T_c} < \frac{\sqrt{T_c \cdot q}}{1.7} \quad (\text{E.3})$$

în care:

T_1 este perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii

T_c este perioada de control a spectrului de răspuns

q este factorul de comportare al structurii utilizat la determinarea forței seismice de proiectare

(b) Pentru structuri de oțel:

$$c = \begin{cases} \frac{\Omega_T}{q} + (1 - \frac{\Omega_T}{q}) \frac{T_c}{T_1} \leq 3, \text{ dacă } T_1 < T_c \\ 1, \text{ dacă } T_1 \geq T_c \end{cases} \quad (\text{E.4})$$

în care:

T_1 perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii

T_c perioada de control a spectrului de răspuns

q factorul de comportare al structurii utilizat la determinarea forței seismice de proiectare

Ω_T valoarea suprazistenței sistemului structural care poate fi luată conform prevederilor capitolului 6.

(4) Pentru structurile ce posedă neregularități importante ale rigidității și/sau ale rezistenței pe verticală, se recomandă verificarea prin calcul dinamic nelinier a valorilor d_r^{ULS} , după dimensionarea prealabilă a elementelor structurale.

(5) În cazul fațadelor cortină, asigurarea la deplasări laterale la ULS se face prin măsuri constructive care împiedică desprinderea și căderea elementelor fațadei la cutremurul asociat acestei stări limită.

(6) Asigurarea la ULS a componentelor nestructurale (pereti de compartimentare, pereti de inchidere, cortine, componente de instalatii, echipamente) se realizeaza prin masuri constructive care să împiedice desprinderea și caderea lor la cutremurul asociat acestei stari limită.

E.3. Verificarea ductilității elementelor de beton armat la starea limită ultimă

(1) Verificarea la starea limită ultimă a deformațiilor laterale pentru elementele structurale de beton armat are drept scop realizarea unei marje de siguranță suficiente față de stadiul prăbușirii construcției.

(2) Verificarea exprimă condiția de siguranță a vieții în termeni de deformații, potrivit prevederilor de la alineatele (3)...(9).

(3) În proiectarea de tip curent bazată pe calculul structural în domeniul elastic, verificarea se face cu relația:

$$\theta^{ULS} = c q \theta_e \leq \theta_u^{ULS} \quad (E.5)$$

unde:

θ^{ULS} este rotirea de bară (rotirea corzii), respectiv unghiul între tangentă și axul barei la extremitatea unde intervine curgerea produsă de acțiunea seismică asociată ULS

θ_e este rotirea corzii determinată prin calcul elastic sub acțiunile seismice de proiectare

c este factorul de amplificare al deplasărilor θ_e în domeniul $T_1 < T_c$, determinat cu relația (E.3)

θ_u^{ULS} valori admisibile ale rotirilor conform Tabelului E.3.

(4) Rotirea corzii se determină cu relația (Figura E.1):

$$\theta_e = \frac{d_v}{L_v} \quad (E.6)$$

unde:

L_v este distanța de la capătul elementului la punctul de inflexiune al deformatiei

d_v este deplasarea la nivelul punctului de inflexiune în raport cu capătul elementului

(5) Modul de aplicare a relației (E.6) pentru cazul pereților necuplați este ilustrat în Figura E.1, b, iar în cazul pereților cuplați și al pereților din structurile duale, în Figura E.1, c.

În cazul stâlpilor, verificarea cu relația (E.6) este necesară, de regulă, numai la bază, respectiv deasupra nivelului teoretic de încastrare al stâlpilor.

(6) În cazul grinzilor structurilor tip cadru și al grinzilor de cuplare a pereților, mărimile θ_e se pot aproxima prin raportul între deplasarea relativă de nivel d_r și înălțimea nivelului h (Figura E.1):

$$\theta_e = \frac{d_r}{h} \quad (\text{E.7})$$

(7) În cazul elementelor structurilor de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată în calculul deplasărilor (deformațiilor) se va lua $0,5 E_c I_g$, cu excepția elementelor structurilor cu pereți, pentru care rigiditățile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1(6.6).

(8) Valorile aproximative ale rotirilor admisibile sunt date în tabelul E.3.

Se pot utiliza valorile θ_u^{ULS} din tabelul E.3 numai dacă sunt respectate condițiile de calcul, de alcătuire și de armare longitudinală și transversală impuse de cod.

(9) În situația în care proiectarea se bazează pe calculul seismic neliniar, se vor respecta prevederile de la 5.2.3.3.2 și prevederile secțiunilor relevante ale codului P 100-3.

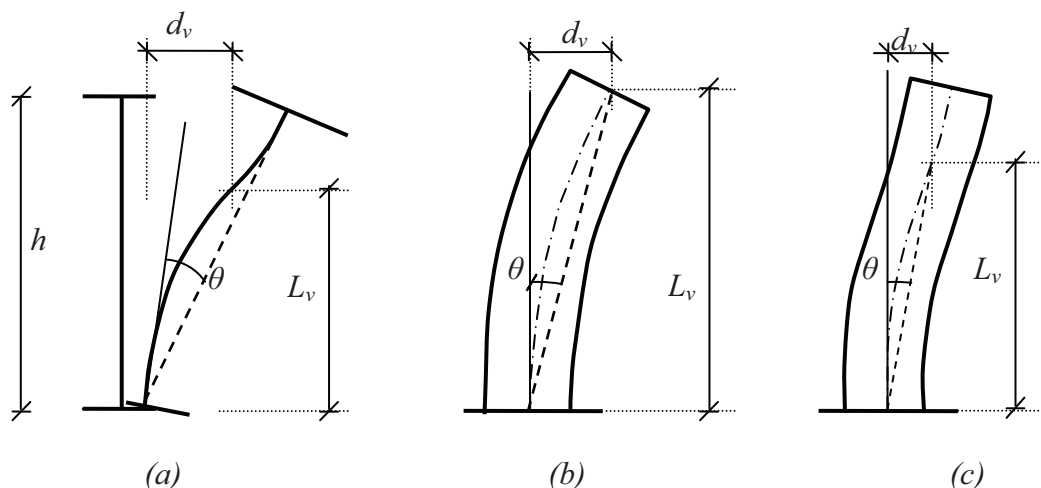


Figura E.1. Rotirea corzii

Tabelul E.3: Valori admisibile ale rotirilor, θ_u^{ULS}

Tipul de element	Clasa de ductilitate	
	DCH	DCM
Grinzi de cadru	3,5%	3,0%
Grinzi de cuplare armate cu bare ortogonale	1,5%	1,5%
Grinzi de cuplare armate cu carcasa diagonale	4,0%	4,0%
Stâlpi	3,0%	2,5%
Pereți structurali și sisteme verticale contravântuite	2,0%	1,5%

E.4. Verificarea ductilității elementelor din oțel la starea limită ultimă

(1) Verificarea la starea limită ultimă a ductilității elementelor structurale are ca scop satisfacerea, cu un grad adecvat de siguranță, a cerinței fundamentale (nivelului de performanță) de siguranță a vieții (vezi paragraful 2.1). Această verificare este facultativă și se poate aplica pentru o evaluare mai exactă a performanței structurii, față de verificările prevăzute în capitolul 6.

(2) Verificarea exprimă condiția de siguranță a vieții în termeni de deformații ale elementelor structurale, folosind relația:

$$d^{ULS} \leq d_u^{ULS} \quad (E.8)$$

unde:

d^{ULS} este deformația (plastică) a elementului structural sub efectul acțiunii seismice asociate stării limite ultime;

d_u^{ULS} este deformația capabilă (plastică) a elementului structural la nivelul de performanță de siguranță a vieții.

(3) Deformațiile elementelor structurale se pot determina printr-un calcul static neliniar sau printr-un calcul dinamic neliniar conform indicațiilor din capitolul 4.5.3.

(4) Deformațiile capabile pentru diverse elemente ale structurilor din oțel se determină conform anexei C din P 100-3.

ANEXA F. ASPECTE SPECIFICE ALE ALCĂȚUIRII ELEMENTELOR DIN OȚEL

F.1. Valori ale suprazistenței sistemului structural pentru calculul simplificat

(1) Pentru calculul simplificat al structurilor din oțel (vezi 6.5.6, 6.6.3, 6.7.4, 6.8.3 și 6.11.5), se pot folosi valorile Ω_T date în tabelul F.1.

Tabelul F.1 Valori ale suprazistenței sistemului structural Ω_T

Tipul structurii	Ω_T
a) Cadre necontravântuite	3,0
b) Cadre contravântuite centric	2,0
c) Cadre contravântuite excentric	2,5
d) Pendul inversat	2,0
f) Cadre duale	
- cadre necontravântuite + cadre contravântuite centric	2,0
- cadre necontravântuite + cadre contravântuite excentric	2,5
g) Cadre cu contravântuiri împiedicate la flambaj	3,0

F.2. Lungimi de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate

(1) Se vor aplica prezentele prevederi dacă în normele de proiectare ale structurilor metalice nu sunt alte specificații.

(2) Lungimea de flambaj l_f a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe poate fi obținută din diagrama prezentată în figura F.1.

(3) Lungimea de flambaj l_f a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile poate fi obținută din diagrama prezentată în figura F.2.

(4) Factorii de distribuție a rigidității η_1 și η_2 (Figura F.3) sunt obținuți cu relațiile:

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (\text{F.1})$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (\text{F.2})$$

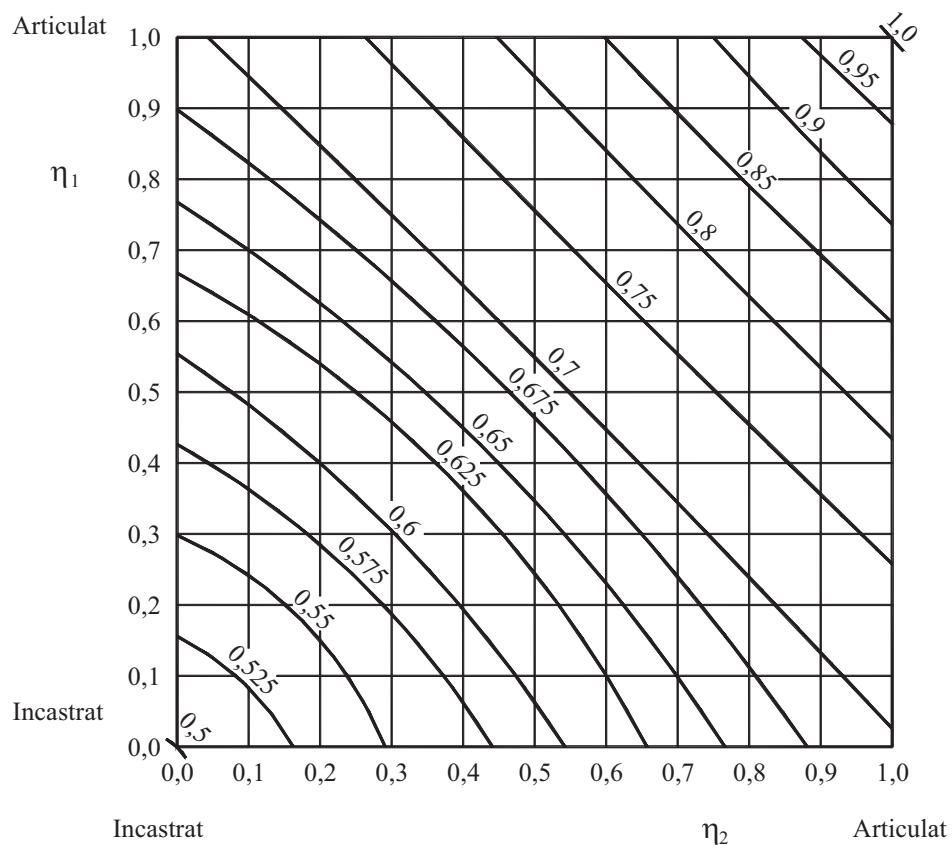


Figura F.1. Raportul l_f/L dintre lungimea de flambaj și lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe

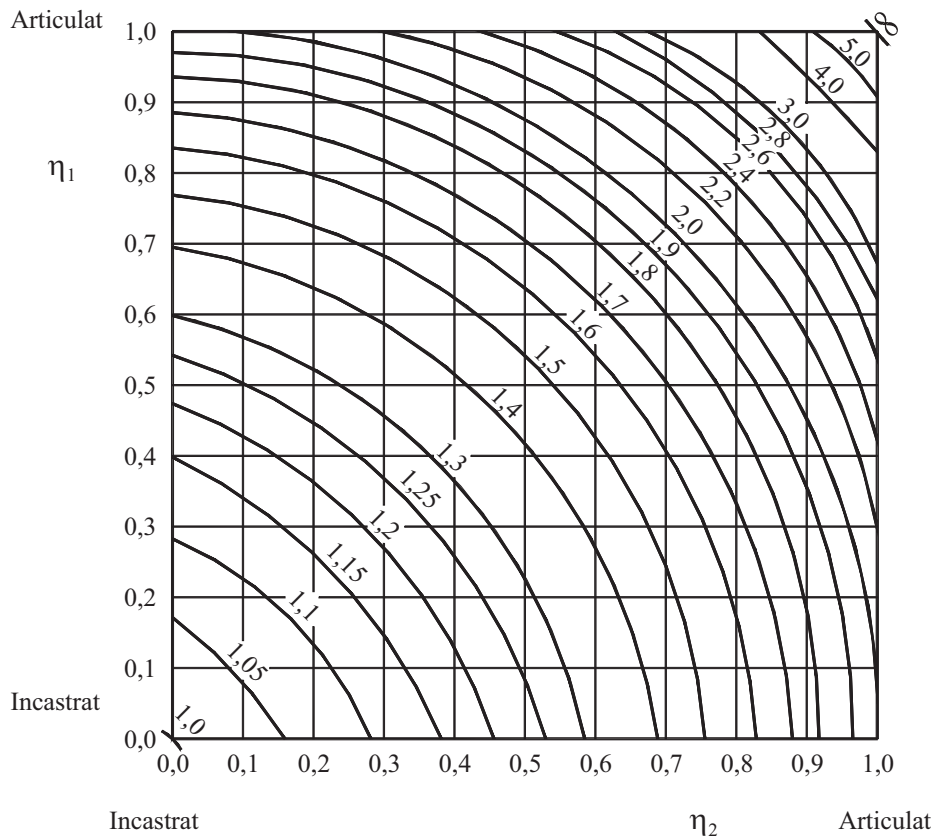
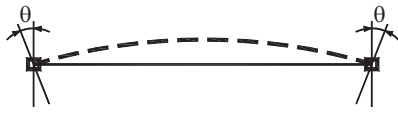
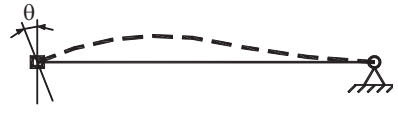
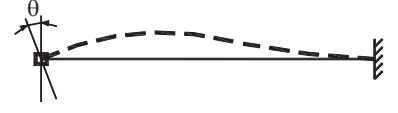



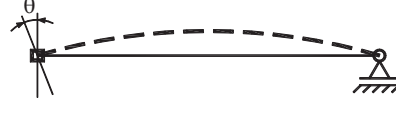
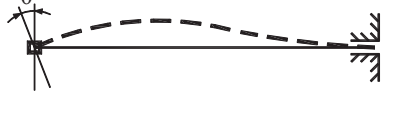
Figura F.2. Raportul l_f/L dintre lungimea de flambaj și lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile

(5) Când grinzile nu sunt supuse la eforturi axiale, rigiditatea lor poate fi determinată în conformitate cu tabelele F.2, F.3, cu condiția rămânerii în domeniul elastic a grinzilor sub acțiunea momentelor de calcul.

Tabulul F.2 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe	
1		$K = 0,5 \frac{I}{L}$
2		$K = 0,75 \frac{I}{L}$
3		$K = 1,0 \frac{I}{L}$

Tabulul F.3 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile	
1		$K = 1,5 \frac{I}{L}$
2		$K = 0,75 \frac{I}{L}$
3		$K = 1,0 \frac{I}{L}$

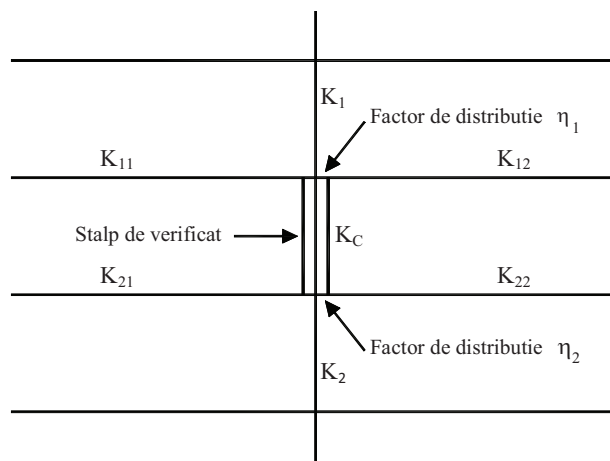


Figura F.3. Factori de distribuție pentru stâlpii continui

(6) Pentru structurile clădirilor în cadre rectangulare cu planșee din beton, cu topologia structurii regulată și încărcare uniformă, se pot adopta, pentru grinzi, rigiditățile din tabelul F.4.

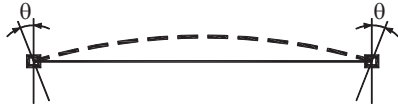
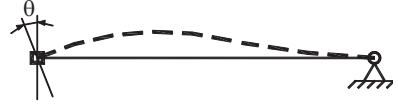
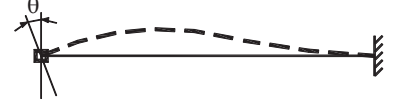
Tabelul F.4 Rigiditatea unei grinzi dintr-o structură cu planșee de beton armat

Rigiditatea K a unei grinzi dintr-o structură cu planșee de beton armat		
Condiții de încărcare pentru grindă	Structură cu noduri fixe	Structură cu noduri deplasabile
Grinzi care suportă direct planșeul din beton armat	$1,0 \frac{I}{L}$	$1,0 \frac{I}{L}$
Alte grinzi încărcate direct	$0,75 \frac{I}{L}$	$1,0 \frac{I}{L}$
Grinzi supuse numai la acțiunea momentelor de la extremități	$0,5 \frac{I}{L}$	$1,5 \frac{I}{L}$


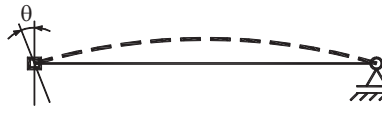
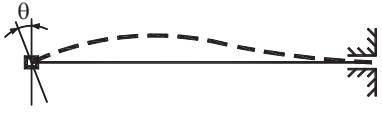
(7) Dacă momentul de calcul al unei grinzi depășește momentul de rezistență elastic $W_{el,y}/\gamma_{M0}$, se poate considera grinda articulată în acel punct.

(8) Dacă grinziile sunt supuse la eforturi axiale, rigiditatea lor trebuie corectată în consecință. Pentru aceasta se pot utiliza funcțiile de stabilitate. O alternativă simplă constă în neglijarea surplusului de rigiditate datorat întinderii axiale și considerarea efectelor compresiunii axiale cu valorilor aproximative prezentate în tabelele F.5 și F.6.

Tabelul F.5 Rigiditatea grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe	
1.		$K = 0,5 \frac{I}{L} \left(1 - 1,0 \frac{N}{N_E} \right)$
2.		$K = 0,75 \frac{I}{L} \left(1 - 1,0 \frac{N}{N_E} \right)$
3.		$K = 1,0 \frac{I}{L} \left(1 - 0,4 \frac{N}{N_E} \right)$
în care: $N_E = \pi^2 EI/L^2$		

Tabelul F.6 Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile	
1.		$K = 1,5 \frac{I}{L} \left(1 - 0,2 \frac{N}{N_E} \right)$
2.		$K = 0,75 \frac{I}{L} \left(1 - 1,0 \frac{N}{N_E} \right)$
3.		$K = 1,0 \frac{I}{L} \left(1 - 0,4 \frac{N}{N_E} \right)$
în care: $N_E = \pi^2 EI / L^2$		

(9) Următoarele relații se pot utiliza ca alternativă la valorile date în diagramele din figurile F.1 și F.2:

(a) cadre cu noduri fixe:

$$\frac{l_f}{L} = \left[\frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \right] \quad (\text{F.3})$$

(b) cadre cu noduri deplasabile:

$$\frac{l_f}{L} = \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,60\eta_1\eta_2} \right]^{0.5} \quad (\text{F.4})$$

F.3. Rigidizările barelor disipative

(10) În figurile F.4, F.5 și F.6 este prezentat modul în care se amplasează rigidizările la barele disipative scurte, lungi și intermediare.

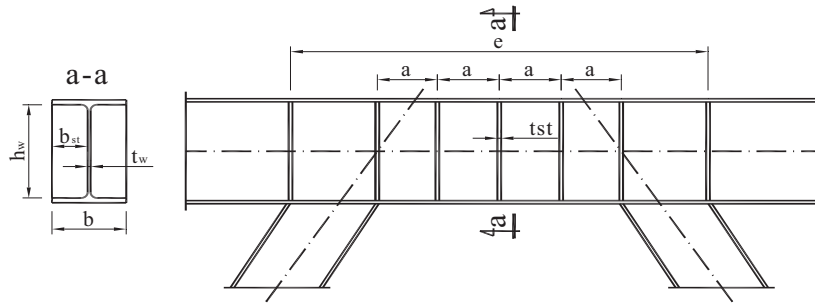


Figura F.4. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă scurtă

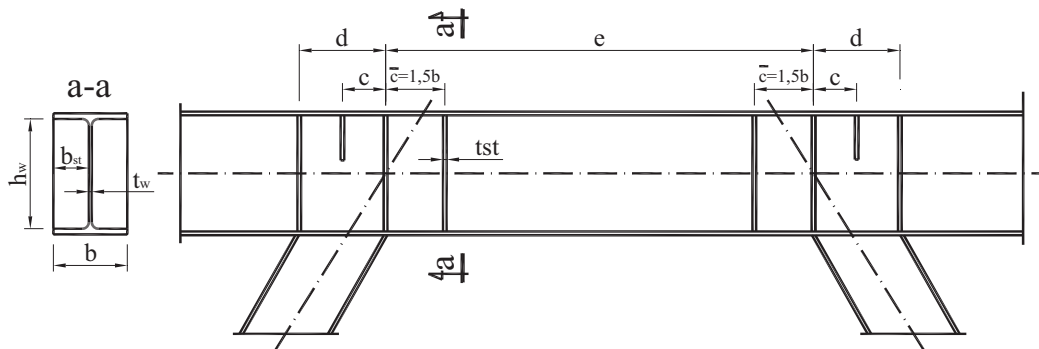


Figura F.5. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă lungă

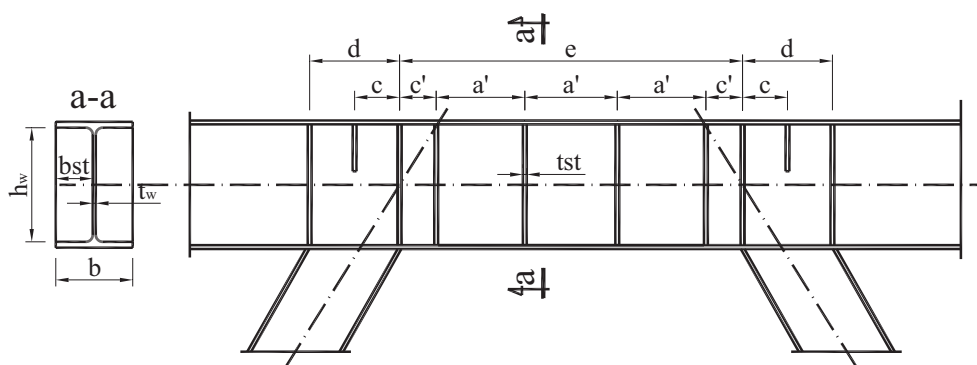


Figura F.6. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă intermediară

(11) Distanțele dintre rigidizări sunt:

- în cazul barei disipative scurte: $e \leq 1,6 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

$$a \leq \left(30t_w - \frac{h_w}{5} \right) \quad \text{pentru } \theta_p = 0,08 \text{ rad}$$

$$a \leq \left(52t_w - \frac{h_w}{5} \right) \quad \text{pentru } \theta_p = 0,02 \text{ rad}$$

- în cazul barei disipative lungi: $e \geq 3 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

$$\bar{c} = 1,5b$$

$$c = \min(1,5b, 0,5d)$$

- în cazul barei disipative intermediare: $1,6 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} < e < 3 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

a' se determină prin interpolare liniară între valorile:

$$a' = a \quad \text{dacă } e = 1,6 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} \text{ și } \theta_p = 0,08 \dots 0,02 \text{ rad}$$

$$a' = 1,5 \left(\frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} - b \right) \quad \text{dacă } e = 3 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} \text{ și } \theta_p = 0,02 \text{ rad}$$

$$c' = \min(1,5b, a')$$

$$c = \min(1,5b, 0,5d)$$

În relațiile de mai sus s-au folosit notațiile:

t_w - grosimea inimii barei disipative

b - lățimea tălpii barei disipative

e - lungimea barei disipative

a, a', \bar{c}, c, c', d - distanțe între rigidizări (conform figurilor F.4, F.5, F.6)

F.4. Îmbinări grindă-stâlp cu secțiune redusă

(1) Îmbinarea grindă-stâlp cu secțiune redusă se obține prin decuparea tălpilor în zona adiacentă stâlpului, pentru a dirija formarea articulației plastice în zona cu secțiune redusă a grinzii. Figura F.7 prezintă o modalitate de prelucrare a tălpilor, unde valorile a , b , c și R se determină astfel:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

unde:

a este distanța de la fața stâlpului la zona redusă

b este lungimea zonei reduse

c reducerea maximă a tăpii grinzii

R raza de tăiere

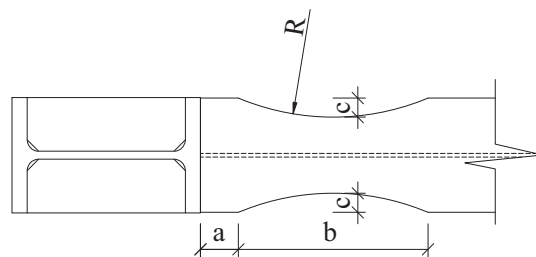


Figura F.7. Îmbinarea unei grinzi cu secțiune redusă

(2) Decuparea tălpilor trebuie efectuată printr-o procedură care să asigure o curbă netedă, astfel încât să nu apară creștături sau alte defecte care să constituie amorse de fisură. Rugozitatea maximă a suprafeței decupate va fi de $13 \mu\text{m}$, iar racordurile dintre decupare și talpa nemodificată se vor rotunji. Muchiile tălpilor în zonele decupate se vor poliza.

(3) Rezistența și ductilitatea îmbinărilor grindă-stâlp cu secțiune redusă vor fi validate prin încercări experimentale ciclice, pentru a satisface cerințele specifice definite la 6.6, corespunzătoare fiecărei clase de ductilitate structurală.

(4) Trebuie efectuate cel puțin două încercări ciclice pe îmbinări specifice proiectului. Alternativ, se pot folosi rezultate experimentale din literatura de specialitate, obținute pe elemente similare.

ANEXA G. PROIECTAREA PLĂCII GRINZILOR ÎN ZONA STĂLPILOR CADRELOR COMPOZITE

G.1. Generalități

(1) Această anexă se referă la proiectarea plăcii din zona stâlpilor de oțel sau compoziți în cazul cadrelor alcătuite din grinzi de oțel compozite cu plăci de beton armat.

(2) Pentru a se asigura ductilitatea la încovoiere a zonelor disipative ale acestor grinzi sunt necesare îndeplinirea a două condiții:

- să se evite flambajul componentei de oțel
- să se evite zdrobirea betonului plăcii

Prima condiție limitează superior aria de armătură longitudinală întinsă A_S din lățimea efectivă a plăcii și impune limitarea supleței pereților comprimați ai secțiunii din oțel.

A doua condiție limitează inferior aria de armătură transversală A_T care trebuie dispusă în placă în imediata vecinătate a stâlpului.

G.2. Reguli pentru prevenirea zdrobirii premature a betonului plăcii grinzii compozite

G.2.1. Grinda compozită transmite un moment negativ stâlpului marginal (exterior)

G.2.1.1. Nu există grindă transversală de fațadă și nici placă în consolă față de stâlp spre exterior.

(1) În acest caz, momentul maxim ce se poate transfera de la grindă la stâlp este cel capabil al grinzii de oțel.

G.2.1.2. Nu există grindă de fațadă transversala dar există placă în consolă.

(1) În acest caz momentul maxim ce se poate transfera stâlpului este momentul capabil al grinzii compozite. Barele din lățimea efectivă de placă se vor ancora în placa în consolă prin bucle care înconjoară stâlpul.

G.2.1.3. Există grindă transversală de fațadă dar nu există placă în consolă spre exterior.

(1) Când există grindă transversală, singurul mod de transfer al momentului este preluarea de către această grindă a forțelor de întindere din armăturile din placă.

(2) Barele de armătură ale plăcii se vor ancora cu ciocuri de conectorii grinzii transversale.

(3) Aria de armătura A_S care se va dispune pe o lățime egală cu lățimea efectivă definită în tabelul 7.5 va fi determinată de relația:

$$F_{Rd3} \leq 1,1 A_s f_{yd} \quad (G.1)$$

$$F_{Rd3} = n P_{Rd} \quad (G.2)$$

unde:

n este numărul de conectori din lățimea efectivă a plăcii

P_{Rd} efortul capabil al conectorului

(4) Grinda transversală de fațadă solicitată la forțele orizontale aplicate conectorilor trebuie verificată la încovoiere, forță tăietoare și torsiune.

G.2.1.4. Există grindă de fațadă și placă în consolă.

(1) În acest caz se aplică G 2.1.2

G.2.2. Grinda compozită transmite un moment pozitiv stâlpului marginal (exterior)

G.2.2.1. Nu există grindă de fațadă transversală și nici placă în consolă

(1) Transferul momentului este posibil prin transmiterea directă a compresiunii de la placa de beton la talpa stâlpului.

(2) Forța maximă transmisă de placă este dată de relația:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (G.3)$$

unde

d_{eff} este în cazul plăcilor de beton armat înălțimea totală a plăcii iar în cazul placilor compozite cu tablă cutată reprezintă grosimea betonului de peste tabla cutată

b_b este lățimea pe care se transmit compresiunile plăcii la stâlp

(3) Dacă sunt prevăzute dispozitive suplimentare de preluare a compresiunii, sudate de talpa stâlpului, b_b poate crește în raport cu lățimea stâlpului b_c dar nu mai mult decât valorile date în tabelul 7.5.

(4) Betonul din vecinătatea tălpii stâlpului trebuie fretat cu armatură transversală A_T . Aria acestei armături trebuie să satisfacă relația:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b (0,15l - b_b) f_{cd} / (0,15l f_{yd}) \quad (G.4)$$

(5) Aceasta armatură se va distribui uniform pe o lungime egală cu b_b . Prima bară nu va fi la o distanță mai mare de 30 mm de talpa stâlpului.

(6) Armătura transversală poate fi și armătura determinată din încovoierea plăcii.

G.2.2.2. Nu există grindă de fațadă transversală, există placă în consolă

(1) Momentul poate fi transferat în acest caz prin două mecanisme:

Mecanismul 1: prin compresiune directă asupra stâlpului. Forța de transfer prin acest mecanism va fi dată de relația (G.3)

Mecanismul 2: prin diagonale comprimate din beton care acționează înclinat pe părțile laterale ale stâlpului. Înclinarea acestor diagonale este de 45° . Forța de

transfer prin acest mecanism va fi data de relația:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (G.5)$$

unde h_c este înălțimea secțiunii stâlpului

- (2) Armătura transversală cu rol de tirant A_T trebuie să satisfacă relația:

$$A_T \geq F_{Rd2} / f_{yd,T} \quad (G.6)$$

- (3) Aria de armatură A_T se va distribui pe o lățime egală cu h_c și va fi ancorată corespunzător. Rezultă o lungime totală a barelor de armatură

$$L = b_b + 4h_c + 2 l_b \quad (G.7)$$

unde l_b este lungimea de ancoraj a barei

- (4) Forța maximă de compresiune ce poate fi transmisă de placă va fi:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \text{ în care } b_{eff} = 0,7h_c + b_b \quad (G.8)$$

Momentul capabil pozitiv al grinzii compozite se va calcula în acest caz considerând o lățime efectivă de placă egală cu b_{eff}

G.2.2.3. Există grindă transversală de fațadă

- (1) În acest caz compresiunea din placă acționează asupra grinzii de fațadă mobilizând al treilea mecanism de transfer și o forță F_{Rd3} dată de relația (G.2)

- (2) Pentru a se transmite forța de compresiune maximă a plăcii trebuie respectată condiția:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \geq b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (G.9)$$

unde b_{eff} este lățimea efectivă dată în tabelul 7.5

La limită, pentru un moment capabil al secțiunii grinzii compozite se poate determina F_{Rd3} și numărul de conectori n .

G.2.3. Grinzi compozite transmit momente de ambele semne stâlpului central (interior)

G.2.3.1. Nu există grindă transversală

- (1) În acest caz, transferul compresiunii din placă se realizează prin două mecanisme

Mecanismul 1: prin compresiune directă asupra stâlpului. Forța F_{Rd1} este dată de relația (G.3)

Mecanismul 2: prin diagonale comprimate de beton care acționează înclinat pe părțile laterale ale stâlpului. Înclinarea acestor diagonale este de 45° . Relația pentru calculul forței F_{Rd2} este dată de (G.5)

- (2) Armătura transversală cu rol de tirant A_T trebuie să satisfacă relația (G.4)
- (3) Aceeași cantitate de armatură A_T trebuie dispusă în ambele părți ale stâlpului pentru a se ține cont de inversarea sensului momentelor.
- (4) În acest caz rezultanta compresiunilor din beton nu poate depăși:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} \quad (G.10)$$

Rezultanta forțelor din placă este suma dintre forța de întindere din barele de armătură din zona de moment negativ F_{St} și forța de compresiune din beton din zona cu moment pozitiv F_{Sc}

$$F_{Sc} + F_{St} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (G.11)$$

unde:

A_s este aria armaturii din zona de lățime efectivă b_{eff} pentru moment negativ definită conform tabelului 7.5

b_{eff} este lățimea efectivă de placă definită pentru momentul pozitiv în tab. 7.5

(5) Dacă prin proiectare se urmărește ca oțelul tălpii inferioare a grinzii să ajungă la curgere fără ca betonul plăcii să se zdrobească trebuie să se îndeplinească condiția:

$$1,2(F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (G.12)$$

Dacă condiția nu este îndeplinită, capacitatea de transmitere a compresiunii din placă poate mărită fie prin introducerea unei grinzi transversale (F_{Rd3}), fie prin mărirea forței de compresiune directă asupra stâlpului prin sudarea unor dispozitive adiționale de stâlp.

G.2.3.2. Există grindă transversală

(1) În cazul existenței unei grinzi transversale se manifestă al treilea mecanism de transmitere a forței de compresiune F_{Rd3} dat de relația (G.3)

(2) Pentru ca mecanismul 2 să funcționeze trebuie prevăzută armatura transversală cu rol de tirant A_T determinată conform G.3.2.2.(2)

(3) Forța de compresiune maximă care poate fi transmisă în acest caz este:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n P_{Rd} \quad (G.13)$$

unde n este numărul de conectori din zona de lățime b_{eff} corespunzătoare celui mai mare moment în valoare absolută din nod.

(4) Dacă prin proiectare se urmărește curgerea tălpii inferioare a grinzii, fără zdrobirea betonului plăcii trebuie să fie îndeplinită condiția:

$$1,2 (F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (G.14)$$

EDITOR: GUVERNUL ROMÂNIEI



„Monitorul Oficial” R.A., Str. Parcului nr. 65, sectorul 1, București; C.I.F. RO427282,
IBAN: RO55RNCB0082006711100001 Banca Comercială Română — S.A. — Sucursala „Unirea” București
și IBAN: RO12TREZ7005069XXX000531 Direcția de Trezorerie și Contabilitate Publică a Municipiului București
(alocat numai persoanelor juridice bugetare)

Tel. 021.318.51.29/150, fax 021.318.51.15, e-mail: marketing@ramo.ro, internet: www.monitoruloficial.ro

Adresa pentru publicitate: Centrul pentru relații cu publicul, București, șos. Panduri nr. 1,
bloc P33, parter, sectorul 5, tel. 021.401.00.70, fax 021.401.00.71 și 021.401.00.72

Tiparul: „Monitorul Oficial” R.A.





MONITORUL OFICIAL

AL

ROMÂNIEI

Anul 181 (XXV) — Nr. 558 bis

PARTEA I
LEGI, DECRETE, HOTĂRĂRI ȘI ALTE ACTE

Marti, 3 septembrie 2013

SUMAR

Pagina

Anexa la Ordinul viceprim-ministrului, ministrul dezvoltării regionale și administrației publice, nr. 2.465/2013 pentru aprobarea reglementării tehnice „Cod de proiectare seismică — Partea I — Prevederi de proiectare pentru clădiri”, indicativ P 100-1/2013 2–607

Volumul II

ANEXA H (informativă). COMENTARII

Cuprins:

- C 2. CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE
- C 3. ACȚIUNEA SEISMICĂ
- C 4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR
- C 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON
- C 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN OȚEL
- C 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE
- C 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE
- C 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN
- C 10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR
- C D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR
- C E. PROCEDEU DE VERIFICARE A DEPLASĂRII LATERALE A STRUCTURILOR

C 2. CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE

C 2.1. Cerințe fundamentale

C 2.1(1) P 100-1 aparține noii generații de coduri de proiectare seismică, bazate pe stabilirea explicită a performanței seismice așteptate.

Experiența cutremurelor de la Northridge (1994) și Kobe (1995) a evidențiat insuficiența vechilor coduri de proiectare care considerau răspunsul seismic al structurilor pentru o singură stare limită.

Bazele proiectării seismice moderne au fost puse în special de seria de documente FEMA (Federal Emergency Management Agency din SUA) care au fost elaborate în anii 1990-2000, declarat ca deceniu de luptă împotriva dezastrelor. Ideile proiectării bazată pe performanță au fost preluate în marea majoritate a țărilor cu inginerie seismică avansată (Japonia, Noua Zeelandă), precum și de țările UE, prin intermediul Eurocodurilor.

Proiectarea bazată pe performanță implică urmărirea mai multor obiective de performanță, respectiv mai multe niveluri ale performanței seismice a construcțiilor, fiecare din acestea asociat unui anumit nivel de hazard seismic, definit de un cutremur cu un anumit interval mediu de recurență.

Performanța seismică a clădirilor se poate descrie calitativ în termeni de siguranță oferită ocupanților clădirii, pe durata și după evenimentul seismic, costul și fezabilitatea lucrărilor de consolidare, durata de întrerupere totală sau parțială a funcțiunii construcției, impactul economic-social asupra comunității etc.

Aceste caracteristici de performanță sunt direct legate de amploarea degradărilor pe care le suferă construcția.

Pre-standardul FEMA 356 prevedea 4 obiective de performanță de bază, așa cum se arată în Figura C 2.1.

Operațional (OP)	Ocupanța imediată (OI)	Siguranța vieții (SV)	Prevenirea prăbușirii (PP)
Toate funcțiunile sunt operaționale Degradări insignifiante	Clădirea rămâne sigură pentru ocupanți. Reparațiile necesare sunt minore.	Structura rămâne stabilă și păstrează rezerve de rezistență. Stabilitatea elementelor nestructurale este controlată	Construcția rămâne în picioare, susținând încărcarea gravitațională. Orice alte degradări și pagube sunt acceptabile.

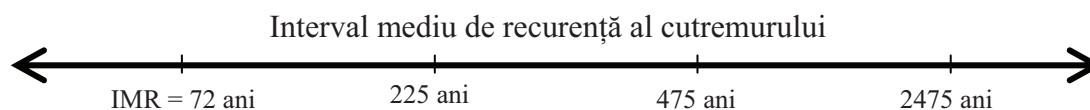


Figura C 2.1.

Deși proiectarea seismică cu 4 obiective de performanță din codul FEMA este atrăgătoare și justificată din punct de vedere principal, aplicarea acesteia întâmpină dificultăți practice importante, în special din cauza volumului mare al operațiilor implicate și dificultății stabilirii unor criterii de proiectare concrete, suficient de simple, asociate celor 4 obiective de performanță.

Din aceste motive, standardul EN 1998-1 are în vedere numai două cerințe de performanță: cerința de siguranță a vieții (SV), denumită în limba engleză „no collapse requirement”, și cerința de limitare a degradărilor (LD). Ultima dintre acestea nu se suprapune peste nici unul dintre obiectivele de performanță din codul FEMA, fiind mai apropiată de SV și fiind mai semnificativă pentru comportarea structurii decât OI.

Această abordare a fost adoptată și în P 100-1/2006, cu diferența că nivelul de hazard era semnificativ mai mic decât în standardul european, în acord cu posibilitățile economice ale țării noastre. Astfel, valorile IMR adoptate în P 100-1/2006 pentru SV și respectiv LD au fost de numai 100 ani și 30 ani, față de 475 ani și 100 ani în EN.

În cadrul acțiunii de revizuire a codului, s-a considerat necesar ca nivelul de hazard să fie ridicat. Astfel, valorile adoptate corespund unui cutremur cu intervalul mediu de recurență de referință de 225 de ani pentru cerința de siguranță a vieții și 40 de ani pentru cerința de limitare a degradărilor.

Pentru simplificare, diferențierea asigurării unor construcții de importanțe diferite sau a unor construcții pe care proprietarii doresc să le asigure mai mult decât prevăd la minimum normele (vezi 2.2.4), se face nu prin considerarea explicită a unor cutremure mai rare și mai puternice, ci, indirect, prin amplificarea parametrilor acțiunii seismice prin factorii de importanță.

C 2.2. Condiții pentru controlul îndeplinirii cerințelor

C2.2.1. Cele două categorii de exigențe sunt satisfăcute dacă sunt satisfăcute condițiile de verificare stabilite pentru cele două stări limită asociate: ULS și SLS.

Verificările la starea limită ultimă implică verificarea rezistenței, stabilității și deplasării laterale pentru cutremurul de proiectare pe amplasament, corespunzător obiectivului de performanță de siguranța vieții. Această stare limită are în vedere condiții limită admise pentru elementele structurale, dar și condiția de evitare a prăbușirii elementelor nestructurale și echipamentelor cu posibil risc pentru viața și integritatea corporală a oamenilor.

Verificarea la starea limită de serviciu are în vedere protecția elementelor nestructurale și echipamentelor pentru cutremure relativ frecvente.

C 2.2.4 Măsuri suplimentare

C2.2.4 Prevederile de la acest paragraf prezintă sintetic măsurile de corectă amplasare și conformare structurală, precum și condițiile esențiale ale proiectării mecanismului structural de disipare a energiei seismice.

În cazul unor construcții complexe sau al căror răspuns seismic prezintă incertitudini sunt recomandabile studii suplimentare, teoretice sau experimentale, peste cele minime impuse în textul de bază al codului.

Bibliografie:

- ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC 40, Redwood City, CA.
- CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.
- FEMA (1997a). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 273. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA (1997b). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 274. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA (2003). *Prestandard and commentary for the seismic design of buildings*, FEMA 450. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FIB (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, Bulletin 25, Lausanne, Elveția, 192 pp.
- Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, agrozootehnice și industriale, INCERC București, Buletinul Construcțiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.
- Ministerul Transporturilor, Construcțiilor și Turismului (2006), P 100-1/2006: Cod de proiectare seismică. Partea I - prevederi de proiectare pentru clădiri
- Newmark, N. M. și Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.
- Paulay, T. și Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York, 744 p.
- Postelnicu, T. and Zamfirescu, D. (2000). *Towards performance – based seismic design*. Bulletin of the Technical University of Civil Engineering, Bucharest, no. 1/2000, pp. 19-29.
- Postelnicu, T. și Zamfirescu, D. (2001). *Towards displacement - based methods in Romanian seismic design code*. Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings, Eds. D. Lungu & T.Saito, București, pp. 169-142.
- SEAOC (1995), *Vision 2000 a Framework for Performance-Based Engineering*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.

C 3. ACȚIUNEA SEISMICĂ

C 3.1. Reprezentarea acțiunii seismice pentru proiectare

Pentru proiectarea construcțiilor la acțiunea seismică, nivelul de hazard seismic indicat în codul P 100-1 este un nivel minim pentru proiectare. Valoarea de vârf a accelerației orizontale a mișcării terenului, a_g , numită accelerația terenului pentru proiectare, corespunde unui interval mediu de recurență $IMR = 225ani$ (ceea ce corespunde unui eveniment seismic a cărui magnitudine are o probabilitate de depășire de 20% în 50 de ani).

Pentru proiectarea construcțiilor, teritoriul țării este împărțit în mai multe zone de hazard seismic, caracterizate de o valoare a accelerației terenului pentru proiectare a_g constantă în interiorul fiecărei zone.

Harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare a_g din P 100-1 se utilizează pentru proiectarea la starea limită ultimă.

Pentru zonele unde hazardul seismic este dominat de sursa subcrustală Vrancea (Moldova, Câmpia Română, Dobrogea), harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare se bazează pe o analiză de hazard seismic în care a fost utilizat catalogul cutremurelor vrâncene din secolul 20 (pentru care informațiile macroseismice sunt determinate cu cea mai mare acuratețe) și un set de 80 de accelerograme înregistrate în 1977, 1986 și 1990 în condiții ce pot fi apreciate ca fiind de câmp liber. Distribuția accelerogramelor pe evenimente și pe rețele seismice este prezentată în Tabelul C 3.1.

Tabelul C 3.1. Distribuția accelerogramelor utilizate în analiza de hazard seismic

Rețeaua seismică Seismul	România			Republica Moldova	Bulgaria	Total
	INCERC ¹⁾	INFP ²⁾	GEOTEC ³⁾	IGG ⁴⁾		
4 Martie 1977	1	-	-	-	-	1
30 Aug. 1986	24	8	3	2	-	37
30 Mai 1990	23	10	2	2	5	42
Total	48	18	5	4	5	80

¹⁾INCERC, Institutul Național de Cercetare-Dezvoltare în Construcții și Economia Construcțiilor, București

²⁾INFP, Institutul Național pentru Fizica Pământului, București-Măgurele

³⁾GEOTEC, Institutul de Studii Geotehnice și Geologice, București

⁴⁾IGG, Institutul de Geofizică și Geologie, Chișinău

Catalogul de cutremure vrâncene ce a stat la baza analizei de recurență a magnitudinilor a utilizat un model de recurență ce ține seama de magnitudinea moment minimă (pragul inferior de interes) $M_{w,min} = 6.3$ și de magnitudinea moment maximă credibilă (posibilă) pentru sursa subcrustală Vrancea.

Setul de 80 accelerograme ce a stat la baza analizei de atenuare a accelerației maxime a terenului pentru seismele subcrustale vrâncene a furnizat accelerația maximă dintre cele două componente orizontale înregistrate în fiecare stație. Relația de atenuare include un termen care ține seama în mod explicit de influența adâncimii evenimentelor seismice din sursa Vrancea. S-a utilizat un model de atenuare de tip Mollas-Yamazaki, iar coeficienții relației de atenuare s-au determinat prin multiregresie. Modelul obținut este asemănător cu modele elaborate în SUA și Japonia pentru surse subcrustale.

Pentru construcția hărții de zonare în celelalte regiuni din țară, au fost analizate datele macroseismice istorice. Pentru zone largi din teritoriul României încă nu sunt disponibile înregistrări seismice care să permită o zonare pe baze instrumentale. Chiar și în cazul zonei Banat datele instrumentale existente sunt relativ insuficiente ca număr, domeniu de magnitudini și dispoziție geografică.

Harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare, a_g , din P 100-1 pentru $IMR=225$ ani reprezintă o soluție tranzitorie urmând ca, în viitor, pentru toate categoriile de clădiri să utilizeze harta de zonare corespunzătoare unui interval mediu de recurență $IMR=475$ ani (10% probabilitate de depășire în 50 de ani). Acest nivel de hazard este cel recomandat atât de EN 1998-1 cât și de codurile de proiectare din SUA.

Spectrul de răspuns elastic pentru accelerații absolute în amplasament, $S_e(T)$, este obținut prin produsul dintre spectrul de răspuns elastic normalizat $\beta(T)$ și accelerația terenului pentru proiectare a_g .

Formele spectrelor normalizate $\beta(T)$ au fost obținute pe baza analizei statistice a spectrelor elastice de răspuns calculate din seturile de accelerograme generate de sursa Vrancea în 1977, 1986 și 1990 și grupate pe clase de compoziție spectrală (de frecvențe). Pentru zona Banat s-au utilizat înregistrări ale seismelor din sursele de suprafață din zonă. Formele spectrelor normalizate sunt definite în formatul EN 1998-1 prin perioade de control (colț) ale spectrelor de răspuns (T_B , T_C și T_D) și prin amplificarea dinamică maximă β_0 .

Valorile perioadelor de control (colț) ale spectrelor de răspuns au fost calculate utilizând definițiile și relațiile din Anexa A, paragraful A.1 din P 100-1.

Condițiile locale de teren în amplasamentul construcției sunt descrise prin valorile perioadei de control (colț) T_C a spectrului de răspuns elastic în amplasament. Aceste valori caracterizează sintetic compoziția de frecvențe a mișcărilor seismice.

Analiza valorilor perioadei de control (colț) T_C în stațiile seismice cu înregistrări din România, combinată cu elemente de ordin general privind geologia României a condus la harta de zonare a teritoriului în termeni de perioadă de control (colț) T_C din ediția actuală a P 100-1.

Perioada de control (colț) T_C este utilizată ca principalul descriptor al condițiilor locale de teren și al conținutului de frecvențe al mișcărilor seismice. Această abordare este o alternativă la sistemul folosit de generația actuală de reglementări internaționale care utilizează o clasificare a condițiilor locale de teren în funcție de caracteristicile geofizice ale terenului din amplasament pe minim 30m de la suprafața terenului. Aceste caracteristici sunt definite calitativ prin stratigrafie și cantitativ prin proprietăți ale straturilor de teren din amplasament, dintre care cea mai importantă este viteza medie ponderată a undelor de forfecare. În Anexa A, paragraful A.3 din P 100-1 sunt prezentate (simplificat) principalele clase de teren din EN 1998-1 și vitezele medii ponderate ale undelor de forfecare corespunzătoare acestora.

Atunci când este necesar, spectrul de răspuns elastic pentru deplasări pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, $S_{De}(T)$ se obține prin transformarea directă a spectrului de răspuns elastic pentru accelerație $S_e(T)$. Aceste transformări sunt conservative.

Pentru componenta verticală a mișcării terenului, forme spectrale $\beta_v(T)$ prezentate în P 100-1, se utilizează perioadele de control (colț) obținute în mod simplificat astfel: $T_{Bv} = 0,1T_{Cv}$, $T_{Cv} = 0,45T_C$, $T_{Dv} = T_D$. Factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației verticale a terenului de către structuri este $\beta_{0v} = 2,75$, iar valoarea de vârf a accelerației componentei verticale este considerată simplificat $a_{vg} = 0,7 a_g$.

Toate spectrele de răspuns elastic pentru componentele orizontale și pentru componenta verticală ale mișcării terenului și valorile asociate acestora indicate în P 100-1 sunt pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi = 0,05$.

Harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare a_g și harta de a zonare a perioadei de control (colț) sunt dependente de baza de date disponibile utilizată în analize. De aceea aceste hărți trebuie considerate ca fiind evolutive, în funcție de nivelul cunoașterii seismice instrumentale din România atât privind geologia superficială cât și accelerogramele înregistrate la viitoare cutremure, în cât mai multe alte amplasamente, astfel încât hărțile și formele spectrale să poată fi îmbunătățite pe baza evidențelor instrumentale.

C 3.1.1. Descrieri alternative ale acțiunii seismice

În calculul dinamic al structurilor se utilizează accelerograme, acestea putând fi de mai multe tipuri: artificiale, înregistrate și simulate.

Accelerogramele artificiale sunt generate pe baza spectrului de răspuns elastic pentru accelerații absolute ce trebuie utilizat în amplasamentul în cauză, conform prevederilor din paragraful 3.1 din P 100-1. Cerințele minimale, dar obligatorii ce trebuie respectate în generarea acestui tip de accelerograme sunt indicate în paragraful 3.1.2 din P 100-1.

Accelerogramele înregistrate (paragraful 3.1.3 din P 100-1) trebuie să fie compatibile cu condițiile seismice caracteristice amplasamentului (tip de sursă seismică, mecanism de rupere, poziție față de focar, condiții locale de teren, etc.), cu valoarea accelerației terenului pentru proiectare a_g în amplasament, etc.

Comentariu final

Tendința la nivel mondial este aceea de creștere a nivelului de siguranță al construcțiilor noi, speciale ca regim de înălțime, conformație arhitecturală, dimensiuni urbane, importanța pentru investitor/proprietar sau pentru societate, această creștere efectuându-se în principal prin luarea în considerare a unui nivel superior actualului nivel de hazard al acțiunii seismice de proiectare.

Bibliografie:

CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.

C 4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR

C 4.1 Generalități

C 4.1 Codul P 100-1 este complet armonizat, conceptual și formal, cu standardul SR EN 1998-1, care reprezintă versiunea în limba română a standardului european EN 1998-1. Acest cod preia elementele de bază ale standardului, dar menține o serie de prevederi de detaliu din normele românești anterioare care, în opinia elaboratorilor, și-au dovedit valabilitatea și utilitatea în practica proiectării seismice.

P 100-1 preia modelele, metodele de calcul, terminologia, simbolurile și structurarea pe capitole din standardul SR EN 1998-1, astfel încât armonizarea celor două documente normative să fie asigurată de la sine.

În raport cu ediția anterioară din anul 2006, noua ediție beneficiază de un context mai favorabil de aplicare. În prezent, o bună parte din pachetul de coduri structurale destinate proiectării structurilor din beton, oțel, zidărie, etc., este armonizată cu normele europene, inclusiv din punct de vedere al formatului și terminologiei.

C 4.3 Condiții privind amplasarea construcțiilor

C4.3 Realizarea unui sistem de fundare robust, în măsură să realizeze controlat și avantajos transferul încărcărilor de diferite naturi la teren, este influențat decisiv de caracteristicile mecanice ale acestuia și de condițiile hidrologice pe amplasament.

Din acest motiv alegerea amplasamentelor, atunci când acestea nu sunt impuse, mai ales la construcții importante sau de mari dimensiuni, trebuie făcută cu toată atenția. Cu prioritate trebuie evitate amplasamentele cu risc de lunecare, surpare, lichefiere, etc. în caz de cutremur. În acest scop, un rol important revine cercetării geotehnice și, eventual, cercetării geologice tehnice pe amplasament.

Trebuie subliniat și faptul că realizarea unor sisteme de fundare sigure pe amplasamente nefavorabile presupune eforturi materiale și costuri suplimentare, care pot scumpi substanțial lucrarea în ansamblul ei.

C 4.4 Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor

C 4.4.1 Aspecte de bază ale concepției de proiectare

C4.4.1 În aceasta secțiune sunt identificate principiile esențiale pentru o alcătuire corectă a construcțiilor din zonele cu seismicitate semnificativă.

Respectarea acestor principii permite atât o comportare favorabilă, cât și controlul sigur al răspunsului seismic al structurii, chiar cu mijloace de calcul mai simple.

C4.4.1.1 Deși apare de domeniul evidenței, condiția traseului sigur, direct și scurt, al încărcărilor până la terenul de fundare nu a fost prevăzută în mod explicit în normele de proiectare până la jumătatea anilor '90 din secolul trecut.

Orice verigă absentă sau slabă pe acest traseu - de exemplu, lipsa conectării între planșee și pereți, sau o înnădire prin petrecere prea scurtă - poate duce la ruperi locale sau generalizate. Orice lungire, cu ocolișuri, a acestui traseu produce eforturi mai mari și, ca urmare, costuri mai mari.

C4.4.1.2 Redundanța este o caracteristică foarte necesară structurilor seismice. Aceasta permite ca, atunci când unele elemente își ating capacitatea de rezistență,

sporul de forță laterală să fie distribuit la alte elemente ale sistemului cu condiția ca în elementele plastificate să nu se depășească capacitatea de deformare.

C4.4.1.3 Calitatea răspunsului seismic al structurii este influențată esențial de configurația ordonată, sau nu, a acesteia. Din acest punct de vedere, simetria pe două direcții în plan a clădirii, dar și a structurii însăși, reprezintă condiția cea mai importantă. Asimetriile induc oscilații de torsiune substanțiale și concentrări de eforturi.

De asemenea, discontinuitățile pe verticală ale structurii, așa cum s-a arătat și la C4.4.1.1, produc devieri ale traseului încărcărilor, dar și modificări bruște ale rigidității și rezistenței laterale la anumite niveluri. Atunci când asemenea caracteristici de neregularitate sunt inevitabile, la proiectarea structurală trebuie să se țină cont de caracteristicile de vibrație deosebite care intervin, de caracterul spațial al transferului de forțe și de concentrările de eforturi în zonele de schimbare bruscă a unor caracteristici structurale.

În orice caz, inginerul structurist trebuie să manifeste preocupare pentru obținerea unei structuri regulate, încă din primele faze de proiectare, în discuțiile cu proiectantul funcțiunii, arhitectul. Rezolvarea inițială corectă a structurii poate economisi timp și bani, fără să afecteze semnificativ funcțiunea sau aspectul clădirii.

C4.4.1.4 Direcția de acțiune a seismului este aleatoare, apărând eforturi pe toate direcțiile. Din acest motiv, structura trebuie să aibă o rigiditate suficientă în orice direcție. Aceasta se poate realiza, mai simplu, prin asigurarea rigidității necesare pe două direcții ortogonale în plan.

Astăzi este recunoscut pretutindeni faptul că parametrul esențial în caracterizarea răspunsului seismic, atât în satisfacerea exigențelor de siguranță a vieții, cât și a celor de limitare a degradărilor, este deplasarea laterală.

Din acest motiv, asigurarea prin proiectare a unei rigidități laterale suficiente este primordială în proiectarea seismică. Această condiție este în mod particular importantă pentru zonele aflate în Câmpia Română, ca urmare a cerințelor mari de deplasare specifice impuse de cutremurele vrâncene în această regiune.

C4.4.1.5 Răspunsul seismic al construcțiilor cu vibrații de torsiune majore este unul nefavorabil, cu sporuri semnificative ale deplasărilor laterale, cu efectele negative aferente asupra stării de degradare a elementelor structurale și nestructurale. Pe de altă parte, gradul de încredere în rezultatele calculului structural, cu alte cuvinte controlul răspunsului seismic prin calcul, este mult mai mic decât în cazul unor structuri simetrice.

Prin dispunerea adecvată a elementelor structurale verticale, în primul rând a elementelor cu rigiditate mare, pereții și cadrele contravântuite, trebuie reduse la maximum excentricitățile maselor în raport cu centrul rigidităților și cu cel al rezistențelor laterale.

Optimizarea răspunsului seismic din acest punct de vedere este maximă atunci când cuplarea modurilor de torsiune cu cele de translație este practic eliminată sau redusă substanțial.

Chiar și în cazul structurilor simetrice spațiale apar oscilații de torsiune accidentale. Controlul acestora poate fi realizat prin dispunerea periferică (pentru realizarea brațului cuplului) a unor elemente de contravântuire cu rigiditate suficientă la deplasări laterale.

Numărul minim specificat (2 x 2) asigură, cu o probabilitate mare, ca pentru fiecare direcție măcar o pereche de elemente rigide să lucreze în domeniul “elastic”.

C4.4.1.6 În structurile supuse acțiunii forțelor laterale seismice, planșeele au rol esențial pentru asigurarea unui răspuns seismic favorabil.

Realizarea planșeelor ca diafragme orizontale foarte rigide și rezistente pentru forțe în planul lor permite și un control sigur al răspunsului seismic așteptat prin metode de calcul adecvate.

Planșeele dintre zone structurale cu rigidități și rezistențe foarte diferite ca mărime și distribuție în plan pot fi supuse unor forțe foarte mari. Acesta este cazul, de multe ori, al planșeelor de transfer dintre infrastructură și suprastructură. Preluarea eforturilor corespunzătoare funcției de diafragmă orizontală presupune prevederea în planșeu a unor armături cu rol de conectori, colectori, tiranți, dimensionate adecvat (vezi 4.4.4).

C4.4.1.7 Fundațiile trebuie să realizeze transferul eforturilor dezvoltate la baza structurii, realizată din beton armat sau din oțel, la terenul de fundare constituit dintr-un material mult mai slab, lipsit de rezistență la întindere și cu o rezistență la compresiune de sute sau mii de ori mai mică decât a materialului din suprastructură. În cazul structurilor solicitate seismic, forțele ce trebuie transmise la teren corespund mecanismului structural de disipare de energie, care implică plastificarea la bază a elementelor structurale verticale.

Această funcție a fundațiilor presupune dezvoltarea substanțială în plan, în raport cu dimensiunile elementelor suprastructurii, și dimensiuni consistente pentru preluarea eforturilor rezultate din acest rol.

Există mai multe moduri de rezolvare a fundațiilor care se înscriu între două limite (Figura C 4.1):

- o variantă limită o constituie cea în care fiecare din elementele verticale aparținând structurii capătă propria fundație; fundarea poate fi directă, de tip masiv ca în cazul peretelui din Figura C 4.1, a, atunci când suprafața de fundare poate fi dezvoltată cât este necesar și echilibrul poate fi realizat numai prin presiuni pe talpa fundației, sau de adâncime, prin piloți, chesoane etc., dacă suprafața de rezemare este limitată și echilibrarea forțelor la nivelul tălpii face necesară dezvoltarea unor forțe de întindere (Figura C 4.1, b).
- cealaltă variantă limită este prezentată în Figura C 4.1, c și d, unde se prevede o fundație comună pentru toate elementele verticale ale structurii; poate rezulta o infrastructură de tipul unui bloc de beton armat, suficient de rigid și rezistent, în măsură să asigure deformații liniare ale terenului la nivelul contactului cu fundația. Infrastructura poate fi un radier masiv sau un radier casetat. În acest din urmă caz, cutia rigidă poate fi realizată la nivelul subsolului (subsolurilor) clădirii, angajând pereții perimetrali, pereții interiori ai subsolului, radierul și plăcile subsolurilor (Figura C 4.1, c). O altă rezolvare este cea din Figura C 4.1, d, cu radier general și piloți (eventual barete) cu capacitatea de a prelua atât eforturi de întindere, cât și de compresiune. Grosimea și armarea radierului sunt dimensionate pentru a prelua eforturile rezultate din funcția de transfer a acestui element.

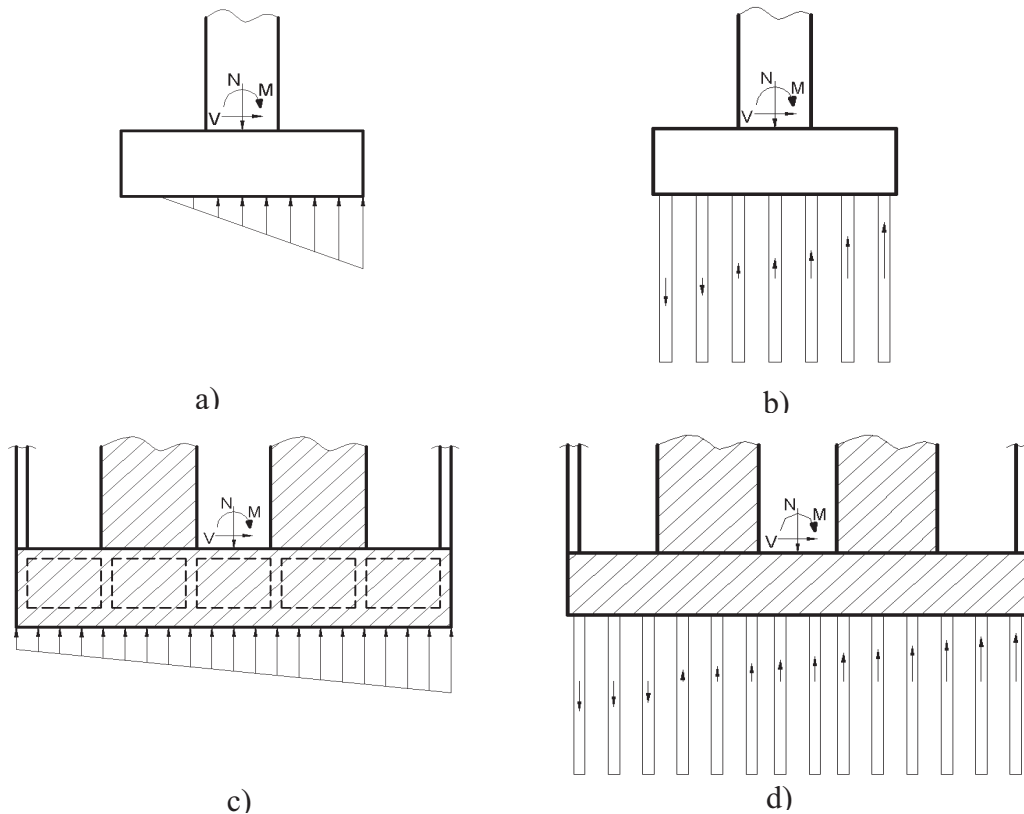


Figura C 4.1.

Între cele două variante limită se situează soluțiile intermediare cu tălpi (grinzi) de fundare rigide și rezistente dispuse pe o direcție sau pe două direcții, după caz.

Proiectarea unui sistem de fundare corect este de cea mai mare importanță pentru asigurarea unei comportări seismice favorabile a construcției și pentru economicitatea soluției de ansamblu. Din acest motiv, în unele situații este posibil ca exigențele de realizare a unei fundații să influențeze alcătuirea suprastructurii.

C4.4.1.8 Forțele seismice sunt forțe de inerție (masice), astfel încât valorile acestora și, implicit, ale eforturilor din structură sunt dependente direct de masa construcției.

Prevederile de la 4.4.1.8 urmăresc reducerea eforturilor produse de forțele seismice prin 3 categorii de măsuri:

- măsuri care să permită reducerea masei prin folosirea unor materiale structurale și nestructurale ușoare sau mai eficiente (de ex. betonul de înaltă rezistență);
- măsuri de poziționare uniformă a maselor pentru a evita efecte de răsucire generală a clădirilor;
- măsuri de plasare a maselor mari la nivelurile inferioare ale clădirii pentru reducerea momentelor de răsturnare din forțele seismice.

C 4.4.2 Elemente structurale principale și secundare în preluarea forțelor seismice

C4.4.2 În alcătuirea unor clădiri pot apărea elemente structurale al căror rol se rezumă practic la preluarea încărcărilor verticale, contribuția lor la structura laterală putând fi

neglijată. De exemplu, asemenea situații pot apărea la sistemele structurale cu pereți puternici și planșee dală rezemând pe stâlpi cu rigiditate laterală neglijabilă în raport cu cea a pereților. Acești stâlpi pot fi considerați ca elemente secundare, rezultând două avantaje: un model de calcul mai simplu și o economie de beton și oțel, datorită faptului ca aceste elemente nu reclamă măsurile de ductilizare specifice elementelor participante la preluarea forțelor laterale, respectiv elementelor principale.

Aceste elemente vor fi dimensionate ca elemente neseismice. De exemplu, elementele de beton armat vor fi proiectate pe baza prevederilor din SR EN 1992-1-1 pentru elementele neparticipante la preluarea acțiunilor seismice.

Aceste măsuri asigură elementelor secundare capacitatea minimală de ductilitate necesară pentru urmărirea deformațiilor laterale dezvoltate în timpul acțiunii cutremurelor.

C 4.4.3 Condiții pentru evaluarea regularității structurale

C4.4.3.1 Răspunsul seismic al structurilor neregulate este mult mai dificil de controlat prin proiectare decât cel al construcțiilor simetrice regulate.

În situațiile când neregularitatea structurală nu se poate evita datorită unor condiționări legate de teren sau funcțiuni, gradul de încredere mai scăzut în rezultatul proiectării se poate compensa pe două căi.

- prin penalizarea structurii cu forțe seismice de proiectare sporite;
- prin alegerea unor modele mai riguroase și a unor metode de calcul mai performante.

În Tabelul 4.1 se realizează sinteza acestor tipuri de măsuri.

C4.4.3.2 Condițiile de regularitate în plan date în această secțiune provin parțial din vechea versiune P100/92 și parțial din SR EN 1998-1. Prevederile de la (3) urmăresc evitarea rezemărilor indirecte, care produc sporuri de forțe semnificative produse de componenta verticală a cutremurelor.

Prevederile de la (1), (2) și (5) urmăresc reducerea efectelor de torsiune generală.

În cazul în care construcții cu forme în plan neregulate nu pot fi tronsonate, se vor utiliza modele și scenarii de comportare care să evidențieze eforturile suplimentare care decurg din neregularitatea structurii.

Condiția de rigiditate în planul planșeelor de la (4) se consideră satisfăcută dacă săgeata orizontală a acestora nu depășește 1/10 din deschidere.

În actuala ediție a P 100-1, s-a dat la 4.4.3.2(5) o condiție alternativă, existentă și în normele americane, care este mai simplă pentru că deplasările laterale sunt furnizate direct de programele de calcul structural (semnificația mărimilor implicate în verificare este dată în Figura C 4.2.). În schimb, verificarea condiției implică efectuarea în prealabil a unui calcul structural, urmând ca pe aceeași bază să se stabilească apoi valorile q și valorile forțelor seismice de proiectare.

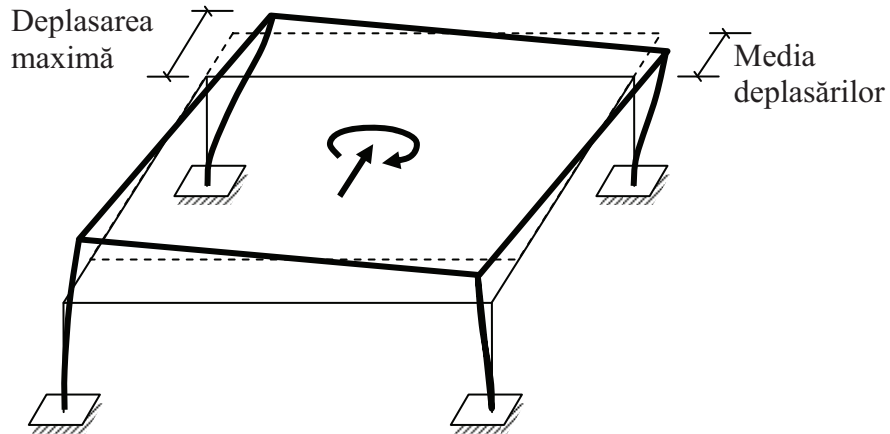


Figura C 4.2.

C4.4.3.3 Reducerea bruscă la un anumit nivel al clădirii a proprietăților de rigiditate și rezistență la forțe laterale duce la concentrarea deformațiilor plastice și, implicit, a consumului energiei seismice, la nivelul slab. În consecință, degradările acestui nivel sunt foarte extinse, periclitând stabilitatea construcției. Sunt cunoscute situațiile unor clădiri etajate din Kobe la care, cu ocazia cutremurului din 1995, asemenea etaje slabe, situate deasupra unor niveluri puternice, s-au zdrobit complet, dispărând cu totul (Figura C 4.3).



Figura C 4.3.

Limita o constituie situația în care o structură puternică (de exemplu, o structură cu pereți) reazemă la bază pe o structură mult mai flexibilă și mai slabă ca rezistență. În Figura C 4.4 se exemplifică comportarea acestui tip de structură prin cazul spitalului Olive View, în urma cutremurului de la San-Fernando din 1971.

Regulile privind reducerea graduală a dimensiunilor elementelor structurale și distribuția maselor pe înălțimea clădirii, date la 4.4.3.3, sunt similare cu cele din EN 1998-1 și FEMA 273.



Figura C 4.4.

Regulile privind monotonia structurilor pe verticală și menținerea unui traseu cât mai direct și scurt al încărcărilor către terenul de fundare, date la (6), urmăresc să evite sporurile excesive de eforturi în elemente verticale de la nivelurile cu modificări structurale (de exemplu, în stâlpii care susțin pereții întrerupți la parter în construcția din Figura C 4.5, a) și în planșeul-diafragmă care trebuie să realizeze transferul dintre elementele verticale în același plan (Figura C 4.5, b) sau între planuri diferite (Figura C 4.5, c).

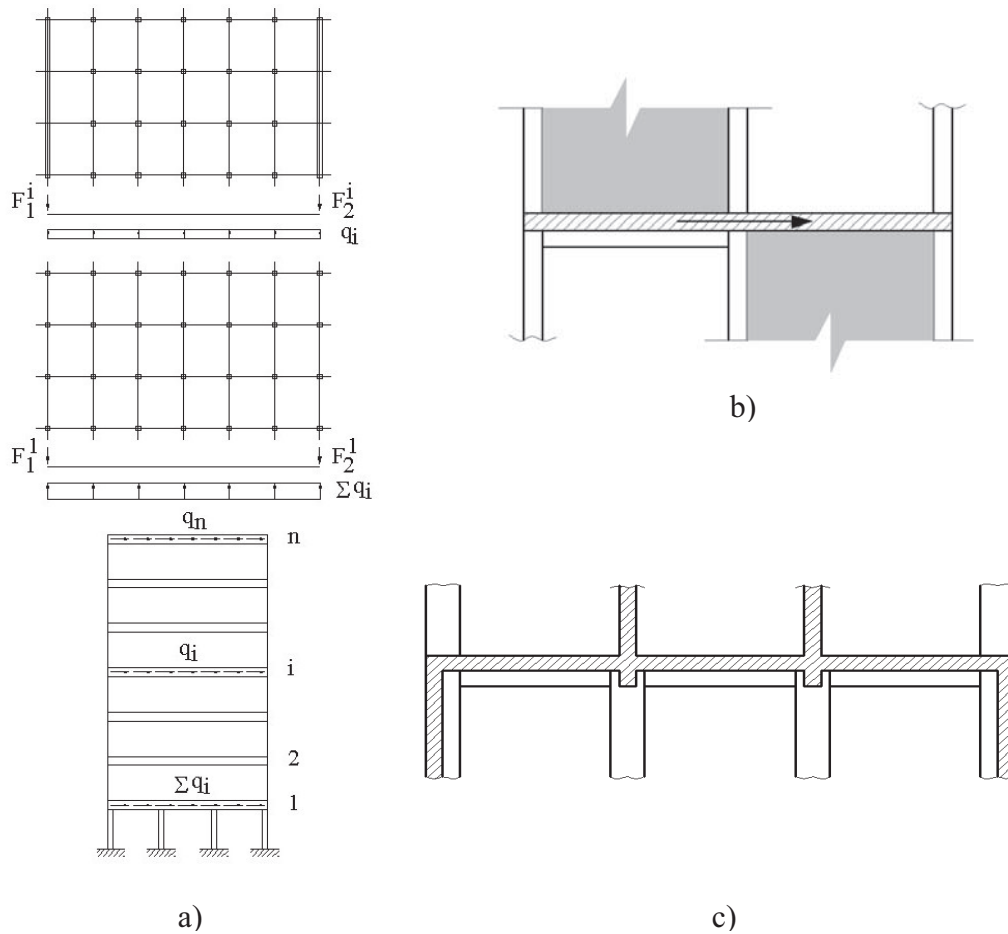


Figura C 4.5.

C 4.4.4. Condiții pentru alcătuirea planșeelor

C4.4.4.1 La 4.4.1.6 s-au identificat principalele roluri pe care le îndeplinește planșeul - diafragmă orizontală, în vederea preluării încărcărilor seismice din planul său.

Rigiditatea practic infinită a diaframelor orizontale face ca deplasările elementelor verticale să fie distribuite liniar în plan, asigurându-se o interacțiune eficientă a componentelor sistemului structural. Această proprietate a planșeului permite în același timp un control sigur al comportării de ansamblu prin intermediul calculului structural. Comportarea de corp rigid a planșeului permite ca modelul de calcul să rețină numai 3 deplasări semnificative la fiecare nivel: 2 translații și o rotație. Având în vedere acest rol, este esențial ca prin proiectarea cu un grad de asigurare superior să se evite deformările neliniare (plastice) în planșeu. În acest scop, la dimensionarea elementelor planșeului (de exemplu, armăturile planșeelor de beton armat cu rol de corzi, conectori, colectori) se vor considera forțele asociate mecanismului de plastificare (de disipare de energie). Modelul structural al planșeului solicitat de forțe aplicate în planul lui poate fi, după caz, acela de grindă - perete sau grindă cu zăbrele (model "strut-and-tie"), recomandabil în situațiile în care în planșeu sunt prevăzute goluri cu dimensiuni mari (Figura C 4.6). Modelul trebuie ales astfel încât diagonalele sistemului să ocolească golurile.

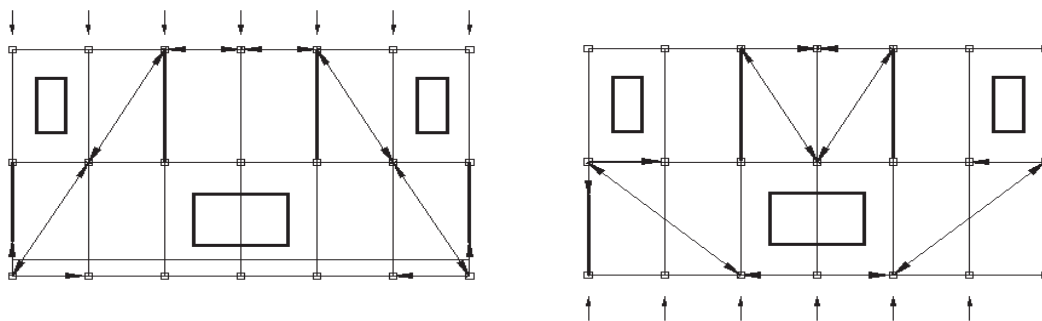


Figura C 4.6.

C4.4.4.2 Prevederea de la (2) are în vedere situații de tipul celei din Figura C 4.4. Reazemele planșeului sunt în realitate reazeme deplasabile pentru că pereții suferă deplasări laterale. Dacă rigiditățile pereților sunt inegale, "tasările" grinzii (planșeului) sunt diferite, afectând distribuția de eforturi.

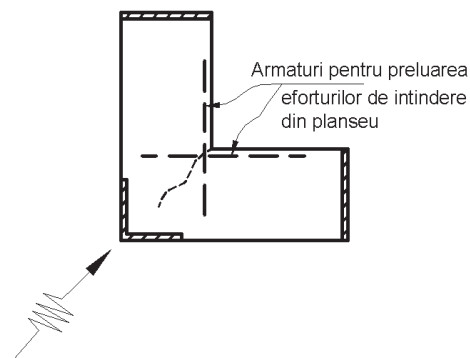


Figura C 4.7.

Prevederea de la (3) are în vedere situația unui planșeu ca cel reprezentat în Figura C 4.7. Pentru evitarea ruperii plăcii în zona întrândului trebuie prevăzute armături ca cele figurate cu linie întreruptă.

C4.4.4.3 și C4.4.4.4 Transmiterea forțelor orizontale din planul planșeului este exemplificată în Figura C 4.8, a, pentru cazul unui perete structural de beton armat împreună cu zona de placă aferentă.

În acest caz, descărcarea planșeului la perete se face prin:

- compresiune directă pe capătul peretelui;
- armături întinse “care colectează” forțele distribuite în masa plăcii;
- prin lunecări între inima pereților și placă, pentru care se prevăd conectori (armături transversale) ancorați adecvat în grosimea plăcii.

Pentru reducerea valorilor forțelor de contact se poate evaza placa sub forma unei centuri (Figura C 4.8, b).

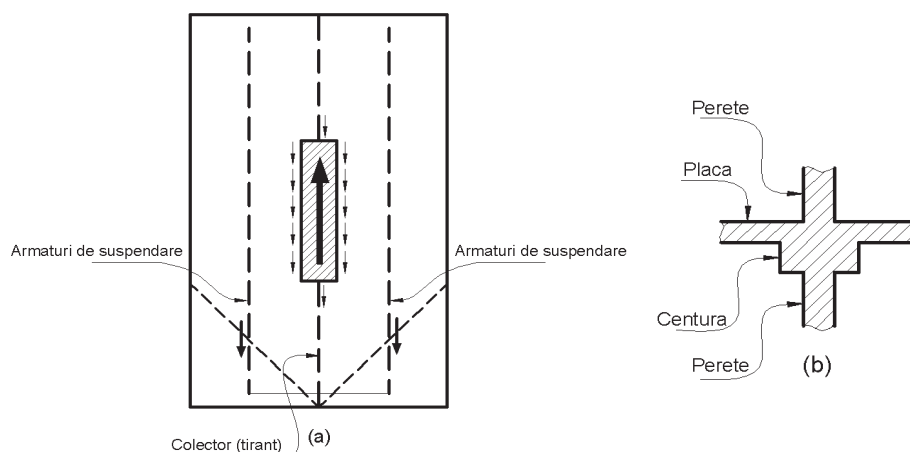


Figura C 4.8.

C 4.4.5 Clase de importanță și de expunere la cutremur și factori de importanță

C4.4.5 Față de edițiile mai vechi ale codului, în care clasificarea construcțiilor se făcea după importanța lor, în prezenta ediție clasificarea se face funcție de importanța și de efectele expunerii la acțiunea cutremurelor.

Importanța construcțiilor are în vedere în special funcțiunea clădirii, în timp ce expunerea la cutremur are în vedere în special pagubele de diferite naturi, care pot fi provocate de acțiunea cutremurelor puternice (de exemplu, prin distrugerea unor rezervoare de gaze toxice, sau pierderile de vieți omenești din clădirile cu mulți ocupanți).

În clasa I sunt încadrate construcții a căror funcțiune/integritate pe durata cutremurului și după atacul seismic este obligatorie pentru desfășurarea activităților esențiale în zona afectată de cutremur.

În clasa a II-a sunt încadrate, în principal, construcțiile care reunesc un număr mare de persoane, sau care adăpostesc valori importante.

Până la întocmirea unor hărți de hazard seismic pe teritoriul național și dezvoltarea procedurilor de verificare a performanțelor structurale la cutremure cu diferite perioade de revenire, calea cea mai simplă pentru diferențierea asigurării clădirilor, ca importanță și expunere seismică, este prin intermediul amplificării forțelor de proiectare cu factorii de importanță γ_I din tabelul 4.2.

C 4.5 Calculul structurilor la acțiunea seismică

C 4.5.2 Modelarea comportării structurale

C4.5.2 Configurația regulată sau neregulată în plan și/sau în elevație a unei structuri influențează semnificativ performanța în comportare la cutremure puternice.

Dacă mișcările de translație laterală ale structurii sunt clar decuplate, se poate considera un model bidimensional cu câte un grad de libertate dinamică de translație la nivelul fiecărui planșeu. Dacă mișcările de translație și de torsiune sunt cuplate, atunci se impune alegerea unui model tridimensional cu cel puțin trei grade de libertate dinamică (două translații orizontale și o rotație în jurul unei axe verticale) pentru fiecare planșeu indeformabil în planul său.

Pentru clădiri cu planșee flexibile, nu sunt utilizabile modelele cu trei grade de libertate dinamică la fiecare nivel. Diferențele semnificative de rigiditate între diferite zone ale planșeului pot conduce la modificări ale distribuției forțelor seismice laterale la elementele verticale de rezistență și pot genera și efecte de torsiune. Pentru includerea efectelor generate de planșeele flexibile, modelul dinamic spațial trebuie să cuprindă un număr suplimentar de puncte de concentrare a masei, respectiv de grade de libertate dinamică.

Dacă sunt semnificative, efectele de interacțiune dintre sistemele rezistente la forțe seismice laterale și elementele nestructurale care nu aparțin acestor sisteme, spre exemplu pereții de compartimentare, trebuie considerate în modelul structural. Dacă pereții de compartimentare nu sunt distribuiți uniform în plan și în elevație, sau participă efectiv la capacitățile de rezistență la forțe laterale, pot apărea neregularități torsionale sau neregularități specifice etajelor flexibile. Efectele de torsiune conduc la creșteri ale eforturilor și deformațiilor în elementele perimetrice.

O configurație neregulată pe verticală afectează răspunsul local la diferite cote ale structurii și induce forțe seismice diferite de cele evaluate prin metoda forțelor echivalente. Existența unor etaje flexibile conduce la modificări ale configurației deformatei de ansamblu, deplasările importante fiind localizate în zonele corespunzătoare unor reduceri bruște de rigiditate și de rezistență laterală.

Modelul structural de calcul devine mai cuprinzător și mai riguros dacă sunt considerate, când sunt importante, efectele interacțiunii teren-structură asupra răspunsului seismic.

C4.5.2.1 Variațiile distribuțiilor de mase și/sau de rigidități față de distribuțiile nominale considerate în calcul, precum și posibilitatea unei componente de rotație în jurul unei axe verticale generată de variabilitatea spațială a mișcării terenului, pot produce efecte de torsiune. Aceste efecte pot apărea, chiar și în structurile complet simetrice "echilibrate torsional", în care pozițiile nominale ale centrului masei și centrului de rigiditate coincid la fiecare nivel.

Pentru limitarea efectelor de torsiune și asigurarea unor rigidități și capacități de rezistență adecvate la torsiune, se introduce excentricitatea accidentală. Această

excentricitate, egală cu 5% din dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția acțiunii seismice, se măsoară față de poziția nominală a centrului maselor de la fiecare nivel. Toate excentricitățile accidentale sunt "simultan" considerate la nivelurile structurii, în aceeași direcție și același sens (pozitiv sau negativ), efectele fiind calculate static.

C 4.5.3 Metode de calcul structural

C4.5.3.1 P 100-1 cuprinde diferite metode pentru calculul răspunsului seismic :

- Metoda forțelor seismice echivalente (calcul static liniar) ;
- Metoda de calcul modal cu spectru de răspuns ;
- Metoda de calcul dinamic liniar prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale modale decuplate ;
- Metoda de calcul static neliniar incremental ("push-over") ;
- Metoda de calcul dinamic neliniar cu integrarea directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare cuplate.

P 100-1 recomandă pentru proiectarea curentă cele două metode consacrate, metoda forțelor seismice echivalente asociate modului fundamental de vibrație de translație și metoda de calcul modal cu spectru de răspuns, precizând condițiile în care aceste metode se pot aplica. Se indică alegerea procedurii de calcul în funcție de tipul construcției - regulate sau neregulate în plan și/sau în elevație, precum și necesitatea reducerii factorului de comportare q în cazul structurilor neregulate.

În P 100-1, metoda de calcul modal cu spectru de răspuns este metoda de referință pentru determinarea răspunsului structurilor expuse acțiunii seismice. Acesta metodă este aplicabilă, fără limitări, clădirilor și altor construcții la care se referă codul. În calculul seismic spațial, metoda de calcul modal oferă un echilibru între acuratețea rezultatelor și costuri. Pentru aplicațiile practice sunt disponibile numeroase programe de calcul pe modele structurale tridimensionale.

Metodele liniare reprezintă instrumente simplificate de calcul pentru proiectarea practică, care nu conduc la un răspuns seismic efectiv elastic. În metoda forțelor seismice echivalente și în metoda de calcul modal, eforturile se determină printr-un calcul liniar în care acțiunea seismică este caracterizată prin spectrul de proiectare obținut prin reducerea spectrului de răspuns elastic (definit pentru o valoare standard de 5% a fracțiunii din amortizarea critică) cu factorul de comportare q . Deplasările laterale rezultă prin multiplicarea deplasărilor calculate liniar cu factorul de comportare q .

În metoda de calcul modal cu spectru de răspuns, distribuția forțelor seismice se bazează pe proprietățile modale, determinate în funcție de distribuțiile maselor și rigidităților structurale.

În metoda forțelor seismice echivalente, distribuția forțelor laterale se poate obține pe baza unor relații simplificate adecvate pentru structurile regulate.

În metodele de calcul neliniar, eforturile și deplasările inelastice se obțin direct.

C4.5.3.2.1 Metoda forțelor seismice echivalente este varianta simplificată a metodei de calcul modal cu spectru de răspuns, în care modul propriu fundamental de translație este predominant în răspunsul seismic.

Metoda simplificata „unimodală” este calibrată pentru a obține efecte globale (forța tăietoare de bază, moment de răsturnare) apropiate de aceleași efecte calculate, mai riguros, prin metoda „multimodală” cu spectru de răspuns. Efectele acțiunii seismice se determină prin calcul static liniar cu forțe seismice echivalente laterale aplicate separat pe două direcții orizontale principale ale structurii.

Metoda forțelor seismice echivalente este intuitivă și simplă din punct de vedere ingineresc, fiind potrivită pentru structuri care satisfac următoarele condiții:

- (i) Perioadele proprii ale primelor moduri de vibrație de translație corespunzătoare direcțiilor principale ale structurii sunt mai mici ca 1.6 s.
- (ii) Structura satisface criteriile de regularitate în elevație definite în cod

Din considerente practice, pentru aplicarea metodei forțelor seismice laterale, ambele condiții trebuie satisfăcute pe cele două direcții principale orizontale. Dacă prima condiție nu este satisfăcută, considerarea modurilor proprii superioare este esențială, datorită contribuției acestor moduri în răspunsul total. La structurile cu neregularități în elevație, efectele modurilor proprii superioare pot fi semnificative, fiind localizate în zonele cu variații bruște ale caracteristicilor de inerție sau de rigiditate.

În acest caz, aproximarea formei proprii fundamentale prin configurații simplificate nu este valabilă.

C4.5.3.2.2 Forța tăietoare de bază se determină separat pe fiecare din direcțiile principale orizontale pentru primul mod propriu de vibrație de translație pe acea direcție.

În relația (4.3) pentru determinarea forței tăietoare de baza, λ_m reprezintă masa modală efectivă asociată modului propriu fundamental de vibrație de translație.

Factorul de echivalență modală $\lambda = 0,85$ se consideră pentru $T_1 \leq T_C$ și clădiri cu mai mult de două etaje. Această valoare corespunde unei mase modale efective (asociată primului mod de vibrație de translație) care este, în medie, aproximativ 85% din masa totală a clădirii. Valoarea $\lambda = 1,0$ se considera pentru clădiri parter sau parter cu un etaj, dar și în cazul când perioada proprie de vibrație $T_1 > T_C$, pentru includerea unor moduri proprii superioare care pot fi semnificative.

Importanța modurilor proprii superioare în răspunsul seismic depinde de proprietățile dinamice ale structurii, dar și de conținutul de frecvențe (perioade) al mișcării terenului descris de spectrul de răspuns. De aceea, în afara regimului de înălțime al clădirii, parametrul principal este perioada de control (colț) T_C .

P100-1 recomandă determinarea modurilor proprii de vibrație ale structurilor, în particular calculul perioadei și formei proprii fundamentale de vibrație de translație, prin metodele dinamicii structurilor pentru rezolvarea problemei de valori și vectori proprii.

O estimare suficient de precisă a perioadei proprii fundamentale de vibrație de translație este dată de metoda energetică Rayleigh, în care deplasările laterale se calculează neglijând efectele torsiunii.

Posibilitatea estimării perioadei fundamentale de vibrație cu formulele simplificate din Anexa B este indicată numai în calcule preliminare pentru conformarea și predimensionarea structurii. Formulele aproximative includ o caracterizare generală a

clădirii (sistem structural, materiale), cât și dimensiunile globale în plan și înălțimea totală a acesteia.

Relații simplificate, de tipul $T_1 = C_1 H^{3/4}$ obținute din considerente teoretice și prin analize de regresie ale unor date experimentale pentru diferite tipuri de clădiri, sunt incluse în standardul SR EN 1998-1 și în diferite coduri de proiectare (ASCE 7-98, California Building Code 2002, FEMA 450, NBC-2005, s.a).

În P100-1, ca și în EN 1998-1, aplicarea acestor relații simplificate este limitată la clădiri cu înălțimi mai mici de 40 m.

Relația alternativă (B4) propusă pentru estimarea perioadei fundamentale a clădirilor etajate cu pereți structurali din beton armat sau zidărie include ariile efective ale secțiunilor transversale și lungimile pereților structurali. Limita superioară 0,9 (relația B6) este specificată pentru evitarea unor valori exagerate ale raportului l_{wi}/H specifice clădirilor cu dimensiuni în plan mult mai mari ca înălțimea.

C4.5.3.2.3 Pentru fiecare dintre cele două modele plane, forța tăietoare de bază F_b corespunzătoare modului propriu fundamental de translație pe direcția de calcul se distribuie pe înălțimea clădirii, la nivelurile structurii, pe direcțiile gradelor de libertate dinamică de translație orizontală.

La nivelul fiecărui planșeu, forța seismică echivalentă orizontală F_i aplicată în centrul maselor, este proporțională cu masa de nivel m_i și cu componenta formei proprii fundamentale și pe direcția gradului de libertate dinamică i de translație orizontală.

Vectorul propriu fundamental se determină printr-un calcul dinamic.

În condițiile de aplicare ale metodei forțelor seismice echivalente, forma proprie fundamentală se poate aproxima printr-o variație liniară crescătoare pe înălțime, în funcție de cota de nivel z_i .

Simplificările și aproximațiile din metoda forțelor seismice echivalente sunt inadecvate în următoarele cazuri:

- structuri cu neregularități semnificative ale caracteristicilor de inerție și de rigiditate la care mișcările de răspuns de translație pe două direcții laterale ortogonale și de torsiune sunt cuplate ;
- structuri cu o distribuție neregulată a capacitaților de rezistență care conduce la posibile concentrări ale cerințelor de ductilitate.

C4.5.3.3 Metoda modală cu spectru de răspuns are la bază suprapunerea răspunsurilor modale maxime asociate modurilor proprii semnificative. Fiecare mod propriu de vibrație este caracterizat de frecvența (perioada) proprie de vibrație, de vectorul propriu (forma proprie) și de fracțiunea din amortizarea critică modală. Se determină răspunsul maxim pentru fiecare mod propriu de vibrație semnificativ și, prin suprapunerea răspunsurilor maxime cu reguli de compunere modală, se calculează răspunsul maxim total.

Chiar dacă este posibil un calcul liniar independent pentru fiecare din cele două direcții ortogonale principale, este recomandată și o analiză spațială completă pe un model tridimensional cu cel puțin trei grade de libertate dinamică la nivelul fiecărui planșeu indeformabil în planul sau două grade de translație în plan orizontal și un grad de rotație în jurul unei axe verticale. Fiecare formă proprie de vibrație include componente (deplasări și rotații) pe direcțiile gradelor de libertate dinamică.

În calculul modal, trebuie considerate toate modurile proprii care contribuie semnificativ la răspunsul total. Criteriul frecvent utilizat în codurile de proiectare consideră un număr de moduri proprii pentru care, masa modală efectivă totală obținută prin sumarea maselor modale individuale (pentru fiecare din direcțiile X , Y , Z sau pentru alte direcții relevante) este cel puțin 90% din masa totală a structurii.

Daca acest criteriu nu este satisfăcut, trebuie considerate toate modurile proprii care au masele modale efective mai mari ca 5% din masa totală a structurii.

Pentru situații dificile (spre exemplu: clădiri cu o contribuție semnificativă a modurilor de torsiune sau în cazul includerii componentei verticale a acțiunii seismice în proiectare), numărul minim de moduri proprii trebuie să fie cel puțin egal cu $3\sqrt{n}$, n fiind numărul de niveluri deasupra fundației sau extremității superioare a bazei rigide, iar perioadele proprii de vibrație considerate trebuie să depășească o valoare limită definită în funcție de perioada de colt T_c . Acest criteriu trebuie aplicat dacă nu a fost posibilă satisfacerea unuia din cele două criterii de mai sus referitoare la masele modale efective.

Alte mărimi de răspuns (de exemplu: momentul de răsturnare la bază, deplasarea maximă la extremitatea superioară a clădirii) sunt mai puțin sensibile ca forța tăietoare de bază la considerarea tuturor modurilor proprii semnificative. Mărimile locale de răspuns (deplasări relative de nivel, eforturi din elemente) sunt mult mai sensibile la contribuțiile modurilor proprii semnificative. Considerarea unui număr suficient de moduri proprii permite determinarea cu acuratețe a răspunsului dinamic maxim local.

C4.5.3.3.2 Răspunsul total maxim nu se poate determina prin suprapunerea directă a maximelor modale, din cauza nesimultaneității acestor maxime.

Daca răspunsurile modale care au contribuții semnificative în răspunsul total, pot fi considerate independente, efectul total maxim produs de acțiunea seismică este estimat prin regula de combinare modală SRSS - rădăcina pătrată din suma pătratelor, cu relația (4.12). Regula SRSS de compunere a maximelor modale este adecvată în cazul structurilor cu moduri proprii de vibrație clar separate.

Daca răspunsurile corespunzătoare modurilor proprii j și k nu pot fi considerate independente, o regulă mai precisă de combinare a răspunsurilor maxime modale este CQC - combinația pătratică completă:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N \rho_{jk} E_{Ej} E_{Ek}} \quad (\text{C 4.1})$$

unde

E_E efectul total maxim

E_{Ek} efectul maxim în modul propriu k de vibrație

E_{Ej} efectul maxim în modul propriu j de vibrație

ρ_{jk} coeficientul de corelație dintre modurile proprii j și k

N numărul modurilor proprii considerate

Coeficienții de corelație modală se calculează cu următoarea relație:

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \quad (\text{C 4.2})$$

Unde

$r = \frac{T_k}{T_j}$ este raportul perioadelor proprii, iar ξ_j și ξ_k sunt fracțiuni din amortizarea critică asociate modurilor proprii j și k . Dacă pentru modurile proprii se consideră aceeași valoare pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi = \xi_j = \xi_k$, relația de mai sus devine:

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2} \quad (\text{C 4.3})$$

Dacă două moduri proprii de vibrație cu aceeași amortizare, au perioadele proprii foarte apropiate (raportul r este apropiat de 1) și coeficientul de corelație modală are o valoare apropiată de 1. În Figura C 4.9 sunt reprezentate valorile coeficientului de corelație în funcție de raportul perioadelor proprii r , pentru diferite fracțiuni din amortizarea critică vâscoasă modală $\xi = 0,02$, $0,05$ și $0,10$.

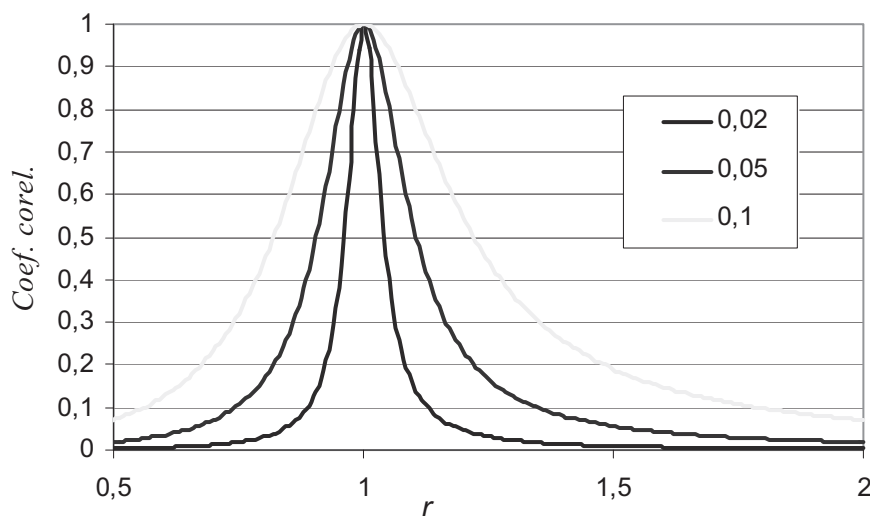


Figura C 4.9.

Pentru valori ale raportului r egale cu $0,9$ și respectiv $1/0,9 = 1,11$ și o fracțiune din amortizarea critică de $0,05$ (5%), corelația modală devine semnificativă cu un coeficient de corelație $0,47$, iar modurile proprii nu mai pot fi considerate independente.

Comparațiile dintre rezultate obținute cu metoda dinamică liniară și metoda modală cu spectru de răspuns evidențiază acuratețea compunerii CQC pentru cazuri în care precizia rezultatelor obținute prin compunere SRSS este afectată (subestimată) de corelațiile modale și de termenii comuni corespunzători. CQC este denumită combinația pătratică completă deoarece include, atât termeni pătratici modali individuali, cât și termeni modali comuni. Termenii modali comuni pot fi pozitivi sau negativi, în funcție de semnele efectelor modale corespunzătoare.

De altfel, compunerea modală SRSS este un caz particular al compunerii pătratice complete CQC, pentru $\rho_{jk} = 0$ dacă $j \neq k$ și evident $\rho_{jk} = 1$ dacă $j = k$.

Regulile de compunere a maximelor modale SRSS și CQC au fost dezvoltate pe baza teoriei vibrațiilor aleatoare. Estimațiile răspunsului maxim total sunt mai precise pentru mișcări seismice caracterizate de o compoziție spectrală cu bandă lată de frecvențe și o durată efectivă asociată fazei puternice sensibil mai mare ca perioada fundamentală de vibrație a structurii. Pentru mișcări seismice impulsive, cu durate efective scurte, precizia rezultatelor este mai redusă. Regulile SRSS și CQC sunt adecvate pentru estimarea răspunsului total maxim dacă acțiunea seismică pentru proiectare este reprezentată printr-un spectru neted de răspuns, obținut prin medierea statistică a spectrelor de răspuns corespunzătoare unui set de accelerograme seismice.

Fiecare răspuns maxim total trebuie estimat numai prin compunerea maximelor modale ale aceluiași tip de mărime de răspuns, determinarea indirectă prin utilizarea altor mărimi diferite de răspuns maxim modal fiind incorectă.

C4.5.3.5 Metoda forțelor laterale și calculul modal conduc sistematic la rezultate neconservative atunci când capacitățile de rezistență ale etajelor au o distribuție neregulată pe înălțime, apărând o concentrare a cerințelor de ductilitate la anumite etaje ale clădirii. În zonele cu iregularități, unde se localizează comportarea inelastic, se pot produce ruperi ale elementelor structurale și pot apărea eforturi suplimentare care nu au fost anticipate în proiectarea detaliată a structurii. Răspunsul seismic al structurii este foarte sensibil la comportarea inelastică din zonele „critice”, precum și la detalierea acestor zone.

În structurile regulate, cerințele de deformare inelastic tind să se distribuie în întreaga structură, obținându-se o „dispersie” a disipării de energie și a degradărilor posibile.

Calculul static neliniar incremental consideră, cu acuratețe, distribuții neregulate de capacități de rezistență. Procedeele are o serie de limitări și nu poate fi aplicat, spre exemplu, structurilor de clădiri înalte (flexibile) cu perioade fundamentale de vibrație foarte lungi.

În calculul răspunsului dinamic inelastic, prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale cuplate care descriu mișcarea seismică a structurii, capacitățile de rezistență ale diferitelor componente structurale sunt tratate adecvat.

Rezultatele obținute prin calcul dinamic inelastic sunt apropiate de realitate, dacă vibrațiile structurale au amplitudini suficient de mari pentru a produce curgeri semnificative în timpul unui cutremur puternic. În plus, aceste rezultate sunt credibile dacă au fost obținute pe baza prelucrării statistice a răspunsurilor inelastice obținute pentru un set de accelerograme seismice ale terenului, înregistrate sau simulate, selectate și calibrate corespunzător.

Acuratețea rezultatelor unui calcul dinamic inelastic este sensibilă la:

- numărul de accelerograme seismice compatibile cu amplasamentul clădirii analizate;
- limitele practice de modelarea a efectelor de interacțiune între elementele cu comportare inelastică;
- algoritmul de calcul neliniar;

- legea constitutivă care descrie comportarea histeretică a componentelor structurale.

C4.5.3.6 Datorită naturii multidirecționale a mișcării terenului, componentele orizontale și componenta verticală (când este considerată) ale acțiunii seismice sunt aplicate asupra unei structuri.

Simultaneitatea celor două componente pe direcții ortogonale în plan orizontal sau a celor 3 componente de translație pe direcții ortogonale ale mișcării terenului poate fi considerată numai în calculul răspunsului seismic spațial (liniar/nelinar) prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare pe direcțiile gradelor de libertate dinamică ale unui model structural tridimensional.

Deoarece valorile maxime ale efectelor produse de componentele acțiunii seismice nu sunt simultane, pentru estimarea efectului maxim E produs prin aplicarea simultană a celor trei componente ale acțiunii seismice, se utilizează reguli de combinare fundamentate probabilistice. Regula de referință pentru compunerea "spațială" a efectelor maxime E_x , E_y , E_z , produse prin aplicarea separată a fiecăreia din componentele acțiunii seismice este rădăcina pătrată din suma pătratelor (SRSS) :

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (\text{C 4.4})$$

Dacă fiecare din efectele E_x , E_y și E_z sunt calculate prin compunerea CQC a contribuțiilor modale maxime și componentele acțiunii seismice pe direcțiile X , Y , Z sunt statistic independente, atunci E reprezintă o estimare a efectului maxim produs prin aplicarea simultană a celor trei componente ale acțiunii seismice, independentă de orientarea axelor orizontale X și Y .

SRSS este regulă de referință pentru combinația spațială de efecte, nu numai în condițiile aplicării metodei modale cu spectre de răspuns și compunerii CQC unidirecționale pentru contribuțiile modale maxime, dar și în calculul static liniar cu forțe seismice echivalente sau în calculul static nelinar incremental ("pushover").

P 100-1 acceptă ca regulă de compunere alternativă, combinația liniară procentuală:

$$\begin{aligned} & E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz} \\ & 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz} \\ & 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz} \end{aligned} \quad (\text{C 4.5})$$

Când cei trei termeni au același semn, valoarea 0.275 corespunde celei mai bune aproximații liniare în medie a combinației SRSS. Rotunjirea acestei valori la 0,3 conduce la valori subestimate sau supraestimate cu cel mult 10%.

La structurile regulate în plan, cu sisteme rezistente la forțe laterale, independente pe două direcții orizontale principale, componenta acțiunii seismice aplicată pe o direcție nu produce efecte semnificative în sistemul rezistent situat pe direcția ortogonală. Din acest motiv, pentru clădirile regulate în plan, cu sisteme independente alcătuite din pereți structurali sau din contravântuiri verticale, nu este necesară combinația spațială a efectelor produse de cele două componente orizontale ale acțiunii seismice.

C4.5.3.6.2 P 100-1 prevede considerarea componentei verticale a acțiunii seismice numai când efectele sale sunt semnificative. Condițiile și modelul de calcul sunt asemănătoare cu cele specificate de norma europeană EN 1998-1.

În general, componenta verticală a acțiunii seismice se poate neglija, cu anumite excepții, deoarece:

- efectele sale pot fi acoperite prin proiectare la încărcări permanente și utile ;
- perioadele proprii de vibrație de translație pe direcția verticală ale ansamblului structural sunt foarte scurte, fiind determinate de rigidități axiale mari ale elementelor structurale verticale, iar amplificările spectrale ale răspunsului vertical corespunzătoare acestor perioade sunt reduse.

Spre exemplu, în SR EN 1998-1, componenta verticală este considerată în calcul, când următoarele condiții sunt satisfăcute:

- (1) valoarea de vârf a accelerației verticale depășește 0,25g
- (2) clădirea și componentele structurale se înscriu în următoarele categorii:
 - (a) clădirea are bază izolată seismic
 - (b) elemente orizontale sau aproape orizontale cu deschideri de cel puțin 20m console cu lungimi mai mari ca 5m; elemente alcătuite din beton precomprimat; elemente orizontale care susțin unul sau mai mulți stâlpi în puncte de rezemare indirectă.

În cazurile detaliate de condiția (2b), răspunsul dinamic la componenta verticală are un caracter local, implicând un model parțial care descrie aspectele importante ale răspunsului seismic pe direcție verticală. Modelul parțial include elementele orizontale pentru care se consideră acțiunea componentei verticale, dar și elementele sau substructurile care constituie reazeme pentru aceste elemente, elementele adiacente (din deschideri adiacente) putând fi considerate prin rigiditățile lor.

C 4.6 Verificarea siguranței

C 4.6.2 Starea limită ultimă

C4.6.2 Concepția modernă a proiectării seismice are în vedere un răspuns seismic neliniar al structurii. Acesta este definit de „echilibrul” dintre cele două proprietăți esențiale ale structurii, rezistența și ductilitatea, reprezentată schematic în Figura C 4.10

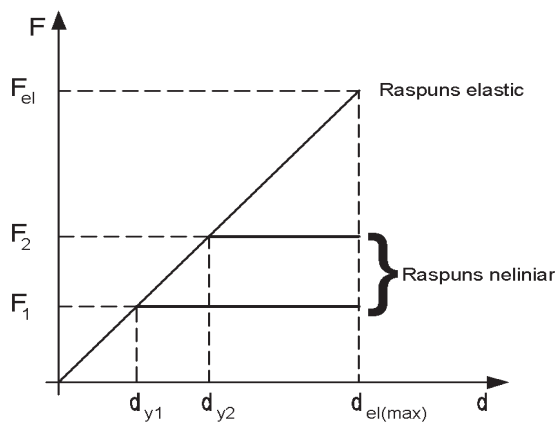


Figura C 4.10.

Această reprezentare admite ipoteza că cerința de deplasare în răspunsul seismic elastic mărginește superior cerința de deplasare în răspunsul neliniar. Această ipoteză,

enunțată de Newmark și Hall pentru domeniul structurilor cu perioada de vibrație mai mare decât perioada predominantă a spectrului de răspuns în accelerații, este confirmată de numeroase studii și a fundamentat așa numita “regulă a deplasării egale” Odată fixată capacitatea de deformare în domeniul nelinier (ductilitatea caracterizată de raportul d_u / d_y), rezultă rezistența laterală necesară.

Codurile de proiectare moderne se bazează pe următoarea filozofie:

- alcătuirea elementelor (de exemplu, mărimea secțiunii de beton raportată la forța axială și forța tăietoare, armarea longitudinală și transversală în cazul elementelor de beton armat) asigură implicit o anumită ductilitate pentru sistemul structural;
- forțele seismice de proiectare se stabilesc pe baza unui coeficient de reducere q , corelat cu ductilitatea potențială a structurii. În felul acesta valorile eforturilor secționale de proiectare (cerința de rezistență) sunt fixate. Condiția de rezistență a structurii implică atunci verificarea relației (4.23) exprimată în termeni de rezistență (încovoiere cu forță axială, forță tăietoare) pentru toate elementele structurii. Rezistența secțiunilor corespunde, atunci când se efectuează proiectarea la starea limită de rezistență, stadiului ultim de solicitare a secțiunilor. De exemplu, pentru solicitarea de încovoiere cu forță axială pentru elemente de beton armat stadiul ultim este cel corespunzător atingerii deformației ultime în betonul comprimat sau în armătura cea mai întinsă, distribuția eforturilor în beton și armături deducându-se în consecință.
- În cazurile în care este necesar un control mai sigur al proprietăților de ductilitate acestea se verifică explicit prin calcul.

C4.6.2.2 (2)...(5) Relația (4.22) exprimă condiția de limitare a efectelor de ordinul 2 prin limitarea raportului dintre valorile aproximative ale sporului de moment în stâlpi, datorată acestui efect, determinat pe baza echilibrului în poziția deformată a structurii și, respectiv, a momentului de etaj (Figura C 4.11).

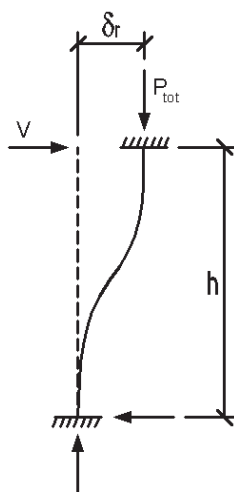


Figura C 4.11.

Expresia (4.22) și întreaga procedură de evaluare a efectelor de ordinul 2 preluată din codurile americane au fost fundamentate prin studii speciale având acest obiectiv.

Metodologia este similară cu cea prevăzută în vechiul standard STAS 10107/0-90 pentru stâlpii flexibili de beton armat, cu excepția faptului că parametrul este diferit.

Astfel, în locul amplificatorului $1/(1-\theta)$, în standardul românesc înlocuit de SR EN 1992-1-1 amplificatorul era $\eta = 1/(1 - \sqrt{N/N_{cr}})$, stabilit prin așa numita formulă a lui Perry. N_{cr} este forța de flambaj Euler.

C4.6.2.2 (6) Procedura prezentată mai sus corespunde fazei de proiectare a structurilor. Metodele de calcul nelinier se aplică unor structuri cu alcătuire cunoscută, de exemplu, unor structuri proiectate cu metodologia indicată la (1).

La aceste structuri se cunoaște deci rezistența elementelor și a ansamblului, ceea ce permite ca verificarea siguranței exprimată de condiția (4.21) să se facă în termeni de deformație.

De exemplu, în cazul aplicării calculului nelinier aceasta înseamnă verificarea deformațiilor elementelor (rotiri plastice, deplasări relative de nivel), cu cerințele corespunzătoare stării limită considerate.

În cazul ruperilor de tip fragil, cum este cea prin forță tăietoare, verificarea nu se poate face decât în termeni de forță. Valorile de proiectare ale forțelor se deduc din echilibrul la limită pe mecanismul potențial de disipare de energie. De exemplu, valorile forțelor tăietoare de proiectare din grinzi corespund dezvoltării articulațiilor plastice la extremități sub momentele capabile.

C4.6.2.3 În această secțiune se prezintă condițiile generale pe care trebuie să le îndeplinească un mecanism de disipare de energie favorabil. Astfel, mecanismul plastic cinematic trebuie să aibă articulațiile plastice distribuite în întreaga structură pentru ca cerințele de rotire plastice să fie minime. Pentru o structură etajată de clădire, acest mecanism presupune formarea articulațiilor plastice la extremitățile grinzilor și la baza stâlpilor.

Un mecanism de etaj, cu deformațiile plastice concentrate în stâlpii unui singur nivel, este cu totul indezirabil. Deplasările structurale sunt foarte mari în acest caz și pot pune în pericol stabilitatea construcției. Pe de altă parte, zonele cu deformații plastice trebuie astfel alcătuite încât să posede o ductilitate foarte înaltă.

Pentru ca mecanismul dorit de disipare de energie să poată fi realizat este esențial ca legăturile între elementele structurale (de exemplu, nodurile structurilor în cadre) și planșee să rămână solicitate în domeniul elastic de comportare. În caz contrar, deformațiile structurii pot crește excesiv și necontrolat. De exemplu, deformații neliniare relativ mici ale nodurilor pot duce la dublarea deplasărilor laterale. Din punct de vedere practic, impunerea mecanismului de disipare a energiei seismice se realizează prin proiectarea adecvată a rezistenței elementelor - metoda ierarhizării capacității de rezistență. Potrivit acestei metode, elementelor cărora se dorește să li se impună o comportare elastică li se asigură prin dimensionare o rezistență suficient sporită față de cea rezultată strict din echilibrul mecanismului structural sub sistemul forțelor de proiectare.

C4.6.2.5 Concepția de proiectare seismică curentă are în vedere dezvoltarea deformațiilor plastice în suprastructură, cu menținerea infrastructurii și fundațiilor, adică a bazei construcțiilor, în domeniul elastic de comportare.

Realizarea în practică a acestui concept se face, așa cum s-a arătat în secțiunea precedentă, prin evaluarea la nivelul maxim probabil a eforturilor aplicate efectiv de suprastructură elementelor infrastructurii și fundațiilor, inclusiv cu considerarea unor efecte de suprazistență. În cazul unei structuri etajate de beton armat, aceasta ar implica, de exemplu, considerarea secțiunii efective de armătură longitudinală în stâlpi

și pereți, mai mare, în majoritatea cazurilor, decât cea strict necesară rezultată din calcul, și considerând, cu caracter acoperitor, și posibilitatea, foarte probabila, ca în armaturile din zonele plastice să se dezvolte eforturi unitare mai mari decât limita de curgere a minimă specificată. Expresia (4.23) rezultă dintr-o asemenea abordare. Altfel spus, încărcările aplicate de suprastructură bazei sale corespund mecanismului structural de disipare de energie. Valoarea $\gamma_{Rd}\Omega = 1,5$, din cazul infrastructurilor și a unor sisteme de fundare comune elementelor verticale, ia în considerare anumite componente ale mecanismului de rezistență ignorate în modelul de calcul, cum ar fi, de exemplu, mobilizarea rigidității la torsiune a cutiei infrastructurii sau contribuția împingerii pasive și a frecării pe pereții perimetrali ai subsolurilor.

Alte aspecte ale proiectării fundațiilor se discută la 5.8.

C4.6.2.6 Starea limită ultimă se raportează la un stadiu de solicitare al construcției care prezintă o marjă de siguranță suficientă față de stadiul în care viețile oamenilor pot fi puse în pericol. Obiectivele explicite prezentate la (1) exprimă această concepție.

În versiunile mai vechi ale codurilor de proiectare se prevedeau verificări ale deplasărilor laterale numai pentru starea limită de serviciu.

Așa cum este astăzi larg recunoscut, parametrul cel mai semnificativ pentru calitatea răspunsului seismic este deplasarea laterală. Din acest motiv, pe lângă verificările de rezistență și măsurile de alcătuire pentru asigurarea ductilității elementelor structurale, P 100-1 a introdus și obligativitatea verificării deplasărilor la ULS. Este de observat că în cazul aplicării metodelor de calcul neliniar, verificările se fac numai în termeni de deplasare. Din rațiuni de simplificare a proiectării, în situațiile în care cerințele de deplasare impuse de cutremur sunt suficient de mici și ele se încadrează cu ușurință în limitele admise, se poate renunța la verificarea explicită a deplasărilor. De exemplu, în cazul cutremurelor din Banat, caracterizate de perioade predominante scurte, pentru clădiri relativ flexibile, de tipul cadrelor etajate, cerințele de deplasări calculate cu:

$$S_d = (T/2\pi)^2 S_a \quad (\text{C 4.6})$$

se încadrează, de regulă, în limitele admise datorită coeficientul de amplificare mic, corespunzător domeniului specific din spectrul de răspuns pe amplasament.

C4.6.2.7(4) Noua ediție a P100-1 prevede pentru lățimea necesară a rostului seismic o valoare mai mică decât în ediția precedentă.

Această modificare este justificată pentru că probabilitatea ca cele două clădiri vecine să înregistreze deplasările maxime, în sensuri diferite, în același moment de timp, este extrem de mică. Relația (4.25) este similară ca structură cu relațiile pentru stabilirea efectelor maxime ale acțiunii în răspunsul modal cu așa numita regulă (statistică) a rădăcinii pătrate din suma pătratelor răspunsurilor modale maxime.

C4.6.3.2(1) Starea limită de serviciu are în vedere satisfacerea exigenței de limitare a degradărilor. SLS prevede, din acest motiv, numai verificări ale deplasărilor relative de nivel asociate acțiunii unor cutremure mai frecvente decât cele considerate pentru verificările ULS/SLS.

Până când vor fi disponibile harta de hazard seismic și cea a unor spectre de răspuns asociate cutremurului asociat SLS, cerințele de deplasare se stabilesc aproximativ ca o fracțiune din deplasarea laterală calculată la ULS pentru cutremurul de proiectare.

În această ediție a P 100-1 s-a introdus o condiție distinctă pentru verificarea rigidităților laterale la construcțiile cu componente nestructurale ancorate de structură, dar care nu stânjesc deformațiile elementelor structurale.

În comentariile la Anexa E se discută alte aspecte de concepție și de detaliu referitoare la verificările structurilor la deplasările laterale.

C 4.7 Sinteza metodelor de proiectare

C4.7 Sinteza pune în evidență elementele esențiale ale proiectării seismice bazate pe calculul structural elastic, respectiv neliniar. În timp ce în primul caz, metoda curentă de proiectare, impunerea mecanismului de plastificare urmărit se realizează prin ierarhizarea rezistențelor elementelor, în cel de-al doilea caz, metoda „avansată” de proiectare, cerințele și capacitățile se determină direct, pe baza răspunsului seismic neliniar calculat, care se apropie cel mai mult de cel efectiv.

Bibliografie:

ASCE 4-98, Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures and Commentary, ASCE, 2000

ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE, 2005

ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC 40, Redwood City, CA.

Anagnostopoulos, S.A, Chapter 8. Buildings, în *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures. A Handbook*, Editors Beskos D., Anagnostopoulos, S.A, Computational Mechanics Publications, Southampton, 1997

Anastasiadis, K., Avramidis I.E., Athanatopoulou, A. Critical Comments on Eurocode 8 Sections 3 and 4, Draft no.1/2000, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London , 2002, Paper No.095

Anastasiadis, K., Avramidis I.E., Athanatopoulou, A. Critical Comments on Eurocode 8 Parts 1-1 and 1-2, *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris , 1998, Balkema Rotterdam, Paper No.095

CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.

Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). *N2 – A method for non-linear seismic analysis of RC buildings*, Proc. of the 9th WCEE, Tokyo, vol. V, p. 111-116.

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthq. Spectra*, 16(8).

California Building Code, California Code of Regulation, Volume 2, based on 1997 Uniform Building Code , ICBO, 2002

Chopra A. K., *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, 2001

Clough, R.W, Penzien,J.,*Dynamics of Structures*, McGraw-Hill,Second Edition, 1993

Cosenza, E., Manfredi, G., Realfonzo, R., Torsional effects and regularity conditions în RC buildings, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland , New Zealand, 2000, Paper No. 2551

- Der Kiureghian, A., A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDOF Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.9,419-435, John Willey and Sons, 1981
- Draft Regulatory Guide DG-1127 , Combining Modal Responses and Spatial Components în Seismic Response Analysis, US- NUREG Commision, February 2005
- Dubină D., Lungu D. coordonatori, *Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice*, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 2003
- Fardis, M.N, Chapter 9. Reinforced concrete structures, în *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures.A Handbook*, Editors Beskos D.E, Anagnostopoulos, S.A , Computational Mechanics Publications, Southampton, 1997
- Fardis M.N, Current developments and future prospects of the European Code for seismic design and rehabilitation of Buildings: Eurocode 8, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver , Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2025
- Fardis M.N, Code Deveopments în Earthquake Engineering, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London , 2002, Paper No.845
- Ifrim M., *Dinamica structurilor și inginerie seismică*, EDP, București, 1984
- Mazzolani F. M., Piluso V., *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*, E&FN Spon, 1996
- Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, agrozootehnice și industriale, INCERC București, Buletinul Construcțiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.
- NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, (FEMA 450), Part 1 Provisions, 2003 Edition, Buiding Seismic Safety Council
- Newmark, N. M. și Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.
- Paulay, T. și Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York, 744 p.
- Penelis G.E, Kappos, A.J., *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E&FN Spoon, London, 1997
- Postelnicu, T. și Zamfirescu, D., (1998), *Methodology for the calibration of the seismic forces*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- Postelnicu, T. și Zamfirescu, D. (2001). *Towards displacement-based methods in Romanian seismic design code*. Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings, Eds. D. Lungu & T.Saito, București, pp. 169-142.
- Regulations for Seismic Design – A World List, Supplement 2000*, Editor Katayama, T. International Association for Earthquake Engineering , 2000
- Saatcioglu, M., Humar, J., Dynamic Analysis of Buildings for Earthquake Resistant-design, *Canadian Journal of Civ. Engn*, Vol.30, 338-359, 2003
- Wilson E.L., *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 2002

Wilson E.L., Der Kiureghian A., Bayo, E.P., A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.9,187-194, John Willey and Sons,1981

C 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

C 5.1. Generalități

C5.1.2 Definițiile de la această secțiune au fost preluate practic nemodificate din SR EN 1998-1. Majoritatea lor corespund semnificațiilor termenilor utilizați în prezent și în țara noastră.

Sunt necesare câteva precizări:

(a) S-a preferat denumirea mai convențională de zonă „critică”, în locul denumirii de zonă „disipativă”, pentru motivul că în aplicarea metodei de proiectare a ierarhizării capacității de rezistență a elementelor structurale există posibilitatea ca în aceste zone să nu se formeze articulații plastice, sau ca incursiunile la atacul cutremurului de proiectare în domeniul postelastice de deformare să fie limitate. De exemplu, extremitățile stâlpilor la structurile în cadre proiectate pentru clasa DCH. În acest fel se evidențiază faptul că aceste zone sunt cele mai solicitate.

(b) Proporția referitoare la contribuția pereților structurali, respectiv a cadrelor, în rezistența ansamblului structural, se exprimă prin fracțiunea din forța tăietoare de bază în combinația seismică de încărcări, preluată de cele două subsisteme structurale.

(c) Structurile flexibile la torsiune prezintă un răspuns seismic nefavorabil și, din acest motiv, li se atribuie prevederi de proiectare speciale. Astfel de structuri sunt, de exemplu, sistemele cu elemente rigide concentrate într-o zonă cu dimensiuni relativ reduse, situată spre mijlocul clădirii, și cu elemente mult mai flexibile în restul construcției. Aceste sisteme prezintă, de regulă, rotiri de torsiune foarte importante, cu amplificări periculoase ale deplasărilor elementelor dispuse periferic. Calculul modal al structurii evidențiază în asemenea cazuri moduri de bază (primele moduri) preponderent de torsiune sau care cuplează vibrațiile de translație cu vibrații de torsiune, cu ponderi apropiate, făcând dificil controlul comportării structurii. Asemenea moduri de comportare sunt, în principiu, nerecomandate. În acest scop, pentru echilibrarea structurii din punct de vedere al rigidității se recomandă plasarea unor pereți pe contur, dispuși în poziție avantajoasă, sau mărirea rigidității cadrelor perimetrice, cel mai eficient prin sporirea dimensiunilor (înălțimii) grinzilor. Eficiența acestor intervenții se poate verifica printr-un efect de decuplare a vibrațiilor de translație de cele de răsucire de ansamblu.

În Figura C 5.1 se prezintă, de exemplu, o structură cu moduri cuplate, sensibilă la răsucire (a), și aceeași structură îmbunătățită prin sporirea rigidității elementelor de pe contur (b).

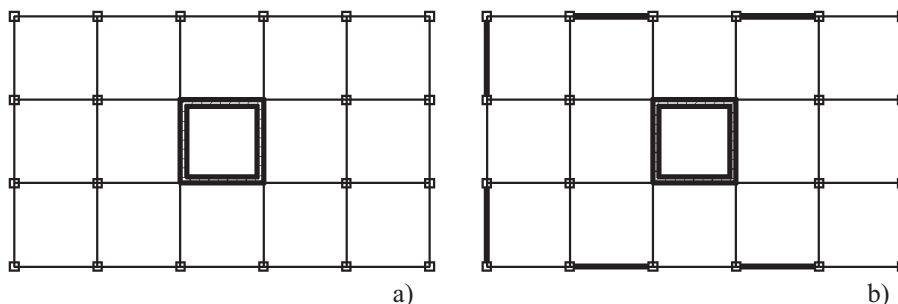


Figura C 5.1.

În caz că măsurile de echilibrare ale rigidității sistemului nu sunt posibile, răspunsul seismic este mai puțin controlabil. În asemenea cazuri este necesară sporirea gradului de asigurare prin sporirea forțelor seismice de proiectare.

(d) Sistemele de tip pendul inversat reprezintă structuri lipsite de redundanță, respectiv de rezerve structurale. În structuri ingineresti, cum sunt castelele de apă, turnurile de televiziune, coșurile de fum, disiparea de energie are loc, de regulă, numai în zona de la baza trunchiului, singurul element al structurii. Și în aceste situații este necesară sporirea siguranței prin mărirea forțelor de calcul, de această dată pentru compensarea lipsei de redundanță.

În cazul halelor parter, dacă planșeul de acoperiș realizează rolul de diafragmă orizontală legând capetele stâlpilor, situația structurii în ansamblu este mai bună decât în cazul unei structuri realizate din elemente neconectate, lucrând individual. Dacă legăturile acoperișului de stâlpi sunt articulate, stâlpii lucrează pe o schemă de consolă. Cu toată lipsa aparentă de redundanță, sistemul în ansamblu poate evidenția o anumită suprarezistență, stâlpii intrând succesiv (nu simultan) în domeniul plastic de deformare, ca urmare a variabilității rezistențelor materialelor. Dacă stâlpii au încărcări axiale relativ mici, atunci ei posedă o ductilitate substanțială, similară cu cea a elementelor încovoiate dublu armate. Pe această bază, structurile halelor care respectă condițiile notei de la sfârșitul secțiunii nu sunt penalizate prin sporirea forțelor seismice de calcul (vezi 5.2.2.2) și nu se încadrează în sistemul de tip pendul inversat.

De asemenea, nu se încadrează în această categorie cadrele cu un singur nivel, cu rigle legate de stâlpi prin noduri rigide, indiferent de mărimea eforturilor unitare de compresiune din stâlpi.

C 5.2. Principii de proiectare

C5.2 (1)-(3) Răspunsul seismic al unei structuri este dependent de relația dintre doi factori majori: rezistența și ductilitatea. Cu cât structura este mai puternică, cu atât cerința de ductilitate este mai mică, și invers. De asemenea, dacă structura este înzestrată cu o ductilitate substanțială, care este mobilizată la acțiunea cutremurului, aceasta poate fi mai puțin rezistentă decât o construcție cu o ductilitate capabilă mai mică. Acest “echilibru” între rezistență și ductilitate (exprimată prin raportul între deplasarea ultimă și cea de la inițierea curgerii) este reprezentat schematic în Figura C 5.2, unde comportarea structurilor se aproximează prin relații ideal elasto-plastice.

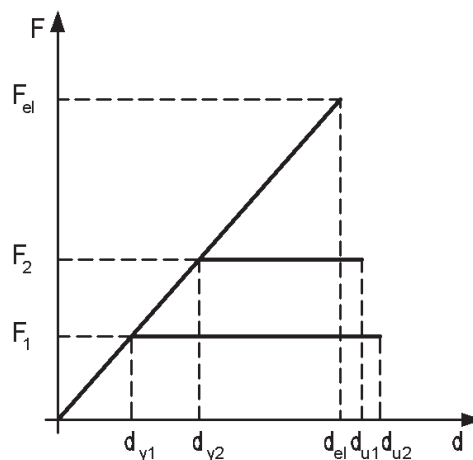


Figura C 5.2.

Relația între rezistență și ductilitate are corespondent în alcătuirea secțiunilor elementelor structurale. La structuri de beton armat, rezistența la încovoiere, cu sau fără forță axială, este dependentă de armăturile longitudinale, în timp ce ductilitatea depinde în special de armarea transversală în zonele critice (disipative).

Proiectantul, în principiu, poate opta pentru soluții diferite, alegând capacități de rezistență mai mari și ductilități capabile mai mici, sau invers. În contextul aplicării codului de proiectare, apare necesitatea optării între proiectarea în condițiile clasei de ductilitate înaltă, DCH, sau medie, DCM. Pentru construcțiile curente, codurile de proiectare au în vedere un răspuns seismic în care să nu se impună structurilor deplasări mai mari decât cele corespunzătoare unor factori de ductilitate de 4 - 5, pentru a evita degradările structurale și deformațiile remanente prea mari. Până la această limită comportarea ductilă este preferabilă unui răspuns mai puțin ductil, mai ales în zonele seismice cu valori a_g mari. Un asemenea răspuns se obține proiectând clădirea pentru clasa DCH.

În zonele cu seismicitate slabă, sau la construcții cu capacitate de rezistență mare, ca urmare a dimensiunilor impuse pe alte criterii decât cele structurale, este de așteptat ca o ductilitate mare să nu fie mobilizată integral și, din acest motiv, la aceste construcții măsurile de ductilizare și, inclusiv, clasa de ductilitate pot fi reduse. Proiectarea pentru clasa DCM corespunde acestor condiții. În principiu, însă, proiectarea la DCM poate constitui o opțiune și pentru regiunile seismice cu seismicitate mai înaltă.

Proiectarea la DCM este mai simplă și poate conferi o comportare mai bună pentru cutremure moderate. DCH oferă o siguranță superioară clasei DCM în ceea ce privește prăbușirea la acțiuni seismice mai puternice decât cea de proiectare. Din acest motiv, proiectarea la DCH este întotdeauna de preferat în zone seismice cu seismicitate foarte înaltă.

C 5.2.1 (4) P 100-1 admite proiectarea structurilor numai pe considerente de rezistență, dacă și forțele de proiectare sunt suficient de mari pentru a se obține un răspuns seismic practic elastic. În aceste condiții nu trebuie să se prevadă măsuri de ductilizare (clasa de ductilitate joasă DCL). Factorul de comportare supraunitar, 1.5, ia în considerare suparezistența structurii datorată în special diferenței între valorile de proiectare și cele efective ale rezistențelor de proiectare.

P 100-1 recomandă alegerea DCL numai pentru regiunile cu seismicitate joasă pentru că structurile astfel proiectate pot să nu aibă o margine de siguranță suficientă față de cutremure mai puternice decât cel de proiectare.

C5.2.2.1 În această secțiune sunt identificate tipurile de structuri pentru clădiri. Definierea lor a fost făcută la 5.1.

C5.2.2.2 (1)..(3) Forța seismică de proiectare poate fi redusă în raport cu valoarea forței în răspunsul seismic elastic datorită:

- dezvoltării unor deformații postelastice consistente (ductilitatea)
- rezervelor de rezistență pe care structura le capătă ca urmare a metologiei de proiectare (așa numita suparezistență a structurii).

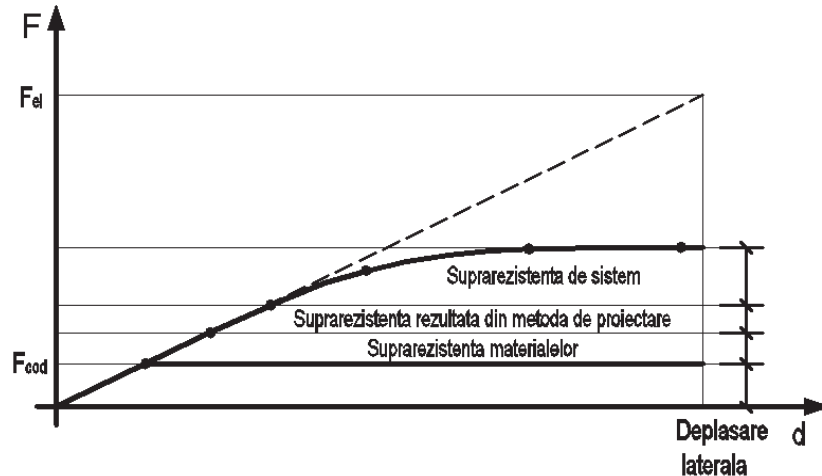


Figura C 5.3.

Suprarezistența are trei surse principale (Figura C 5.3):

- (i) Suprarezistența rezultată din faptul că valorile efective ale rezistențelor materialelor (după caz, beton, oțel, zidărie) sunt în realitate mai mari decât valorile de proiectare, care reprezintă valorile minime probabile.
- (ii) Suprarezistența rezultată din modul concret în care se realizează proiectarea elementelor.
- (iii) De exemplu, la o clădire etajată secțiunile stâlpilor și pereților sunt menținute, de cele mai multe ori, constante pe toată înălțimea clădirii deși eforturile scad de la bază către vârful acesteia. De asemenea, dimensiunile minime constructive sau procente minime de armare sunt de multe ori superioare dimensiunilor rezultate efectiv din calcul, iar la alcătuirea secțiunilor, în marea majoritate a cazurilor, rotunjirea dimensiunilor necesare ale secțiunilor se face în plus.
- (iv) Suprarezistența de sistem, rezultată din faptul că articulațiile plastice nu se formează simultan ci pe măsură ce forțele orizontale cresc, astfel încât curba forță - deplasare a structurii nu prezintă un palier orizontal fiind ascendentă după apariția primei plastificări. Aceasta este manifestarea redundanței structurale.

Reprezentarea din Figura C 5.3 este una schematică pentru că influența celor 3 surse de suprarezistență se manifestă împreună la orice nivel de solicitare.

În normele românești, separarea factorului de reducere datorat ductilității de cel datorat suprarezistenței apare pentru prima oară în P 100-1, procedura fiind similară cu cea din Eurocod.

În tabelul 5.1 factorul de reducere apare sub forma produsului $q_{\mu}q_{sr}$ dintre cei doi factori parțiali, fără ca aceste notații să apară explicit.

Fracțiunea din factorul de comportare care ia în considerare ductilitatea potențială a structurii și efectele de suprarezistență identificate la (i) și (ii) ia valori între 5 și 1,5, în funcție de ductilitatea potențială a sistemului și de clasa de ductilitate aleasă. Aceasta este separată de fracțiunea α_u/α_1 care reprezintă raportul dintre forța înregistrată de structură în momentul ultim și forța corespunzătoare inițierii curgerii (altfel spus, formării primei articulații plastice). Factorul $\alpha_u/\alpha_1 \geq 1$ exprimă astfel, formal, numai suprarezistența de sistem, fiind cu atât mai mare cu cât este mai redundantă structura.

La clădirile din clasa DCL se presupune că suprarezistența materialelor și a elementelor corespunde, așa cum s-a arătat, unui factor de comportare $q = 1,5$. De asemenea, se presupune că aceasta valoare este deja inclusă în valorile din tabelul 5.1 pentru clădirile din DCM și DCH.

α_1 poate fi considerat ca factor multiplicativ pentru efectele acțiunii seismice din calculul elastic pentru acțiunea seismică de proiectare. Valoarea sa poate fi calculată ca valoarea cea mai mică a raportului $\frac{M_{Rd} - M_g}{M_E - M_g}$, unde M_{Rd} este valoarea de

proiectare a momentului capabil la capătul elementului iar M_E și M_g sunt momentele încovoietoare din acțiunea seismică și, respectiv, din acțiuni gravitaționale incluse în combinația seismică de proiectare, pentru toate zonele critice. Valoarea lui α_u poate fi calculată ca raportul dintre forța tăietoare de bază corespunzătoare formării mecanismului complet de plastificare, conformă unui calcul static neliniar, și forța tăietoare de bază cauzată de acțiunea seismică de proiectare (Figura C 5.2). Acțiunile gravitaționale considerate că acționează simultan cu acțiunea seismică trebuie menținute constante în calculul static neliniar, în timp ce deplasările laterale cresc. Pentru consecvență, la calcularea lui α_1 , în calculul static neliniar capacitățile de moment ale capetelor elementului trebuie să ia valorile de proiectare M_{Rd} . Dacă sunt folosite valorile medii ale momentelor capabile, cum se obișnuiește în calculul static neliniar, aceleași valori vor fi folosite și pentru calculul lui α_1 .

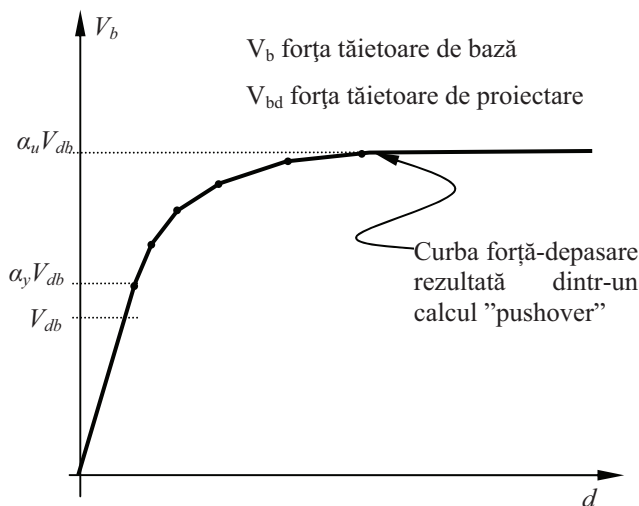


Figura C 5.4.

În faza inițială a proiectării nu se cunoaște alcătuirea (armarea) structurii astfel încât procedeul descris mai sus poate fi aplicat numai pentru verificări ale comportării structurale. În proiectarea curentă se folosesc valorile propuse în Cod, care sunt stabilite în funcție de numărul nivelurilor și deschiderilor construcției, cu alte cuvinte de gradul de nedeterminare statică (redundanța) al construcției.

Tabelul 5.1 cu valorile maxime ale factorului de comportare q prezintă două noutăți față de precedenta ediție a codului.

(i) Valori distincte pentru clasa DCL

Valoarea $q = 2 > 1,5$, propusă pentru structurile parter cu $v_d \leq 0,25$, are în vedere ductilitatea „naturală”, fără măsuri de confinare a elementelor de beton armat cu forțe de compresiune relativ mici.

(ii) Includerea în componența factorului k_w din componența factorului de comportare pentru structurile cu pereți.

C5.2.2.2(4)(5) O serie de construcții relativ frecvente în prezent, cum sunt parcurile supraetajate și tribunele stadioanelor, pot include pereți scurți cu ductilitatea potențială inferioară pereților lungi din construcțiile de tip obișnuit. Factorul subunitar k_w este identic cu cel prevăzut în EN1998-1, în care valorile acestuia depind de raportul între înălțimea și lungimea pereților.

C5.2.2.2 (6) Așa cum s-a arătat la 4.4.3.3, penalizarea structurilor neregulate prin mărirea forțelor seismice de proiectare se face prin intermediul factorilor de reducere (vezi și 5.2.2.2).

C5.3.2 Condițiile generale de verificare a rezistenței și ductilității structurii au fost discutate la C4.6.2.2 și C4.6.2.3. Comentariile făcute acolo sunt valabile și se referă aici la structurile de beton armat.

C5.2.3.2(1) Realizarea de incursiuni în domeniul plastic fără reduceri semnificative ale capacității de rezistență, înseamnă bucle histeretice stabile care se pot realiza prin

- (a) limitarea forței axiale relative
- (b) limitarea forței tăietoare relative
- (c) alcătuirea adecvată a armării

(vezi C5.3.4.1.2, C5.3.4.2.2, C5.3.4.3.2).

C 5.2.3.3.1(6) Răspunsul seismic neliniar al structurilor de beton armat depinde de „funcționarea” articulațiilor plastice. Din acest motiv, prevederile de calcul și de alcătuire privesc aceste zone, urmărind să asigure o comportare histeretică stabilă pentru acestea. În restul zonelor elementelor structurale, de regulă nu se depășește pragul elastic de deformare. În mod firesc pentru aceste zone, sunt suficiente regulile pentru elemente structurale „neseismice” din SR EN 1992-1-1.

C5.2.3.3.3(1)..(4) Această secțiune include prevederile de aplicare a metodei ierarhizării capacității de rezistență a elementelor structurale (“capacity design method”), prin care se impune structurii mecanismul dorit de disipare a energiei.

Aceste mecanisme prevăd în cazul structurilor în cadre formarea articulațiilor plastice în grinzi, și nu în stâlpi (așa numitul mecanism stâlpi puternici - grinzi slabe). Condiția (5.4) exprimă faptul că aceste momente de proiectare în stâlpi trebuie să fie mai mari cu 30% pentru clasa H, respectiv cu 20% pentru clasa M, decât momentele de plastificare ale grinzilor, pentru fiecare direcție și sens de acțiune ale cutremurului. Acest ecart este considerat suficient pentru a asigura mecanismul stâlpi puternici - grinzi slabe, chiar și pentru un atac seismic în direcție oblică.

Studii efectuate prin calculul dinamic neliniar demonstrează însă că, ocazional, la construcții mai deosebite, coeficientul γ_{Rd} necesar poate ajunge la valori de cca 2-2,2.

O altă cauză pentru care relația (5.4) poate fi neasigurătoare pentru evitarea apariției articulațiilor plastice în stâlpi este aceea că distribuția momentelor încovoietoare în lungul stâlpului cadrelor etajate pe durata acțiunii seismice poate diferi substanțial de cea furnizată de calculul elastic la forțele statice echivalente. Răspunsul dinamic neliniar evidențiază faptul că poziția punctului de inflexiune se modifică permanent.

În [Paulay, 1986] se arată că la structuri respectând condiția (5.4) pot apărea situații în care se formează articulații plastice sub grinzi, în timp ce secțiunile de deasupra

acestora sunt supuse la momente cu valori foarte reduse. De altfel, însuși calculul elastic pune în evidență situații în care momentele pe stâlpi, deasupra și dedesubtul grinzii, sunt de același semn atunci când grinziile sunt relativ flexibile în raport cu stâlpii. În aceste cazuri condiția (5.4) ar trebui înlocuită, în principiu, cu o relație de forma:

$$M_{Rc}^{\text{sup}} - M_{\text{coresp}}^{\text{inf}} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb}$$

sau

$$M_{Rc}^{\text{inf}} - M_{\text{coresp}}^{\text{sup}} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb}$$

(C 5.1)

după cum momentul în stâlp deasupra nodului, furnizat de calculul elastic, este mai mare sau mai mic decât cel din secțiunea de sub grindă. Cu $M_{\text{coresp}}^{\text{inf}}$ și $M_{\text{coresp}}^{\text{sup}}$ s-au notat momentele care intervin în stâlp în secțiunile de sub nod și de deasupra nodului, în situația în care stâlpul s-ar plastifica deasupra nodului, respectiv dedesubtul nodului. O valoare aproximativă a acestor momente se obține amplificând valorile rezultate din calculul static la încărcări seismice de proiectare cu raportul între suma momentelor capabile în grinziile adiacente nodului și suma momentelor în grinzi rezultate din calculul static la încărcări de proiectare.

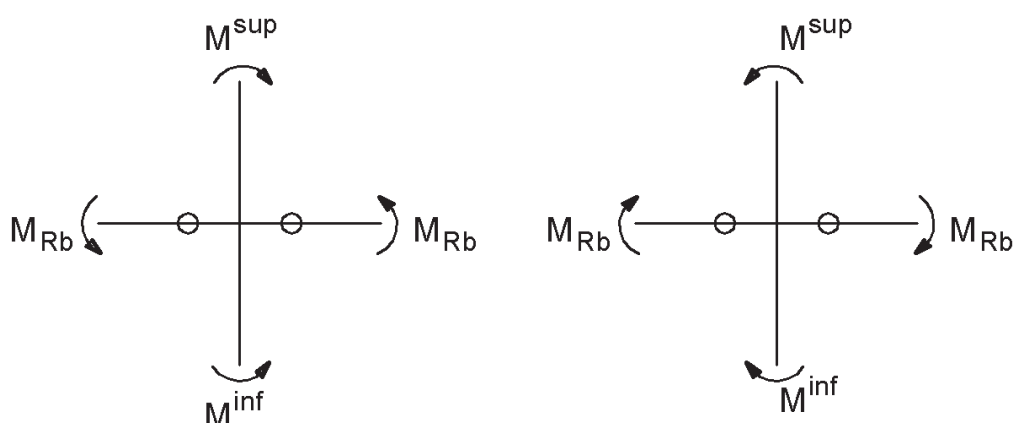


Figura C 5.5.

În P 100-1 se urmează prevederile din SR EN 1998-1 și nu se prevede verificarea unor asemenea situații. Se consideră că aceste cazuri sunt foarte dificil de identificat, pe de o parte, iar plastificarea accidentală, cu cerințe de rotire mici, nu este periculoasă.

În anexa D a normativului P100/92 condiția între momentele capabile de la stâlpi și cele din grinzi este extinsă la toate nodurile de cadru de la un anumit nivel, sau pentru nodurile dintr-un anumit plan al structurii. Aceasta înseamnă că dacă condiția nu este respectată pentru un anumit nod, dar este îndeplinită la nivelul ansamblului, mecanismul de plastificare potențial este satisfăcător. Într-adevăr, chiar dacă ar apărea una sau câteva articulații plastice la extremitățile stâlpilor de la un anumit nivel, atâta vreme cât majoritatea stâlpilor lucrează în domeniul elastic (Figura C 5.6,b), nu se poate forma un mecanism tip “nivel slab”. Deplasările sunt controlate în acest caz, iar rotirile în articulațiile plastice din stâlpi sunt cu totul moderate.

Varianta adoptată în P100/92, mai simplu de aplicat și mai corectă principial, care a fost preluată ca procedeu alternativ (relatia 5.5), poate fi utilizată opțional așa cum se arată la (4).

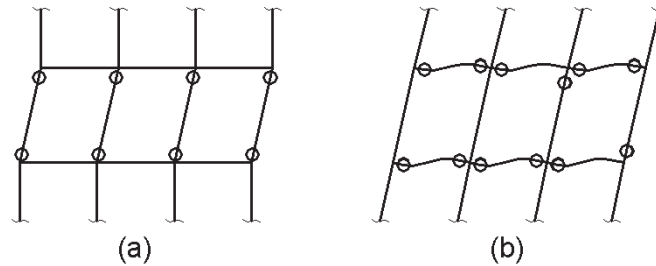


Figura C 5.6.

Situațiile în care satisfacerea condiției (5.4) este exceptată are în vedere stâlpi la care, datorită încărcării axiale relativ mici, ductilitatea la încovoiere este consistentă, astfel încât dezvoltarea unor deformații plastice controlate nu este periculoasă.

La cazurile indicate la (3) mai trebuie adăugat acela al stâlpilor marginali, în situația în care sunt descărcați puternic, uneori total, de forțele de compresiune, prin efectul indirect al forțelor orizontale. În cazul în care forța axială este întindere sau o compresiune mică, ductilitatea secțională este substanțială fără măsuri de armare transversală deosebite. Plastificarea locală a unui singur stâlp din șirul de stâlpi de la un anumit nivel nu este periculoasă, pentru că nu implică dezvoltarea unor mecanisme de etaj. Pe de altă parte, satisfacerea condiției (5.4) ar atrage o sporire excesivă a armăturii longitudinale.

Impunerea prin proiectare a poziției articulațiilor plastice (a zonelor disipative) aduce avantaje importante:

- (i) Menține stâlpii în domeniul elastic de comportare astfel încât fretarea (confinarea) miezului de beton al stâlpului nu mai este necesară, astfel încât măsurile de armare transversală se pot reduce substanțial.
- (ii) Sporește capacitatea betonului din stâlpi de a prelua forța tăietoare, în zonele de la capetele stâlpilor, "ferite" de plastificare.
- (iii) Îmbunătățește condițiile de aderență ale armăturilor, ca urmare a faptului că acestea nu mai sunt solicitate ciclic alternant în domeniul postelastice. Ca urmare, se pot accepta îmbinări prin suprapunerea barelor verticale pe lungimi mai reduse, corespunzătoare condițiilor normale de solicitare.
- (iv) Faptul că stâlpii nu se plastifică îmbunătățește comportarea nodurilor grindă-stâlp.

Aceste argumente arată, pe de altă parte, că aplicarea metodei de proiectare la capacitate pentru impunerea unor mecanisme de plastificare favorabile nu înseamnă sporuri deosebite de armătură, în special ca urmare a reducerii armăturii transversale necesare (5.2.3.3.2(4)).

C5.2.3.3(5) În această ediție a codului de proiectare seismică s-a renunțat la procedeu de evaluare a momentelor de proiectare din EN 1998-1. Deși în acest document se face afirmația că diagrama de momente înfășurătoare de proiectare propusă este acoperitoare, fiind în măsură să acopere incertitudinile legate de distribuția eforturilor în răspunsul inelastic, testările efectuate în proiectarea cladirilor au infirmat această apreciere. Este contestabil, în primul rând, că diagrama EN 1998-1

nu este legată de mecanismul de cedare cu plastificarea secțiunilor de la baza pereților. În consecință, atât valorile momentelor încovoietoare de proiectare, dar și valorile forțelor tăietoare de proiectare din SR EN 1998-1 au un caracter convențional și nu pot evita unele plastificări necontrolate pe înălțimea clădirii și, mai cu seamă, ruperile fragile la forță tăietoare.

Din acest motiv, P 100-1 prevede pentru evaluarea eforturilor de proiectare din pereți procedeul din CR 2-1-1.1, bazat consecvent pe ierarhizarea capacității de rezistență în vederea impunerii mecanismului de disipare de energie urmărit. Întrucât procedeul este prezentat detaliat în pentru proiectarea structurilor cu pereți și comentat pe larg în volumul de comentarii la Cod, P 100-1 face numai unele precizări de bază și face trimitere la codul CR 2-1-1.1 pentru prevederi suplimentare.

C5.2.3.3.2(6) Redistribuțiile admise ale momentelor de dimensionare între elementele verticale și, respectiv, între elementele orizontale care mărginesc același șir de goluri, se bazează pe ductilitatea substanțială a elementelor structurale proiectate pe baza codului. Dacă redistribuțiile se încadrează în limita a 30% și, respectiv, 20%, nu se depășesc capacitățile de rotire în secțiunile cele mai solicitate.

Redistribuțiile permit optimizarea armării, în sensul economiei de oțel și al realizării constructive mai simple. De exemplu, se pot transfera momente de la pereții (stâlpii) mai puțin încărcăți axial la cei supuși la compresiuni mai mari, unde se pot prelua momente sporite cu sporuri de armătură relativ mici. De asemenea, redistribuția momentelor între grinzile dintre doi pereți (stâlpi) poate uniformiza sistemul de armare și reduce numărul de tipuri de armare (Figura C 5.7,b).

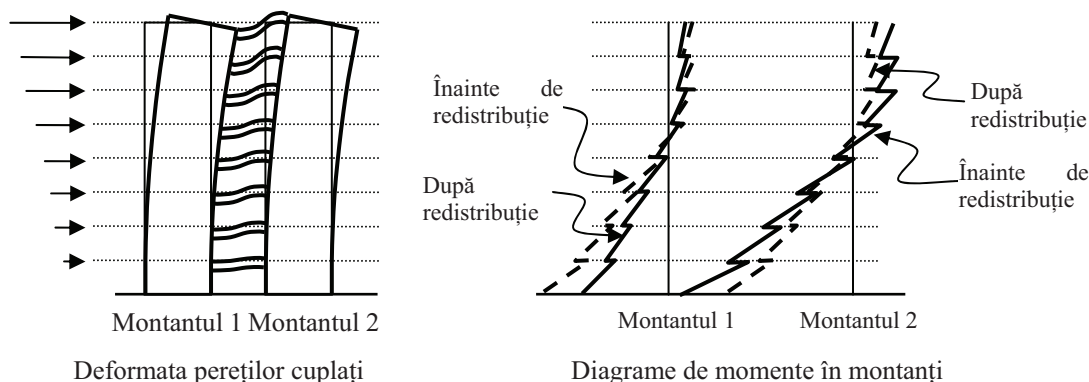


Figura C 5.7.

C5.2.3.3.4 (1)(2) Mobilizarea mecanismului de disipare de energie proiectat presupune că sunt evitate ruperile premature de tip fragil sau mai puțin ductil. În această secțiune sunt identificate asemenea tipuri de cedare:

(i) În vederea evitării ruperii la forță tăietoare în secțiuni înclinate se iau următoarele măsuri:

- Valorile forțelor de proiectare sunt cele maxime care pot acționa asupra elementelor, respectiv cele care corespund mecanismului de plastificare. La evaluarea momentelor capabile asociate acestui mecanism se ia în considerare posibilitatea solicitării oțelului în domeniul de consolidare, funcție de mărimea așteptată a incursiunilor în domeniul neliniar, respectiv de clasa de ductilitate, medie (DCM) sau înaltă (DCH), pentru care este proiectată structura.

- În zonele plastice potențiale (zone critice sau zone disipative), se ține seama de scăderea capacității betonului de a prelua forța tăietoare, datorită solicitării ciclice, uneori alternante.

Pentru evitarea ruperilor produse de forțele de lunecare în rosturi de lucru, de asemenea se evaluează la maximum aceste forțe, ca fiind cele asociate mecanismului de plastificare. Un exemplu edificator este ilustrat în Figura C 5.8 unde se reprezintă schema de calcul a forțelor de lunecare acționând într-o îmbinare verticală a unui perete prefabricat din panouri mari.

Din examinarea echilibrului forțelor rezultă că, în momentul ultim, forțele de lunecare au valori compuse dintr-o componentă rezultată din variația momentului încovoietor pe înălțimea peretelui (lunecare Jurawsky) și alta care echilibrează încărcările aplicate pe planșee. Rezultă că forța de lunecare asociată mecanismului de plastificare este substanțial mai mare decât cea dată de calculul elastic.

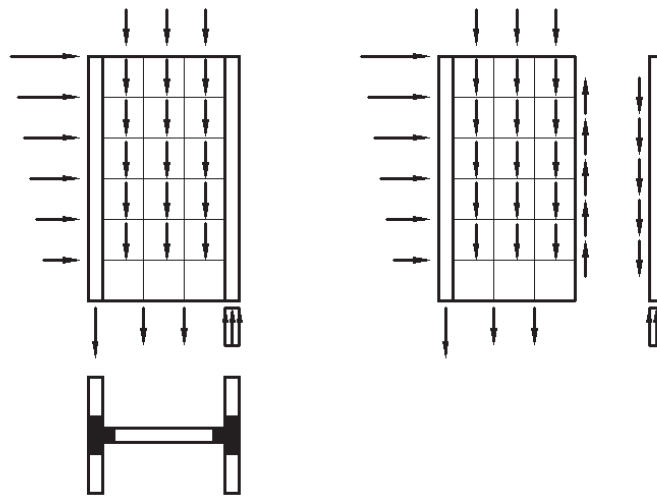


Figura C 5.8.

(ii) Degradarea aderenței între armătură și beton, în special în zona ei de ancorare (în multe cazuri aceasta reprezintă zona de îmbinare între elemente - nodul structural), poate, la limită, scoate bara din lucru și deci reduce rezistența. În cazul acțiunii seismice acest risc este amplificat de efectul încărcărilor ciclice, alternante, și de efectul fisurilor de despicare a betonului în lungul barei în zona nodului structural. Pentru a reduce acest risc :

- se folosesc bare cu profil periodic;
- se iau măsuri speciale de ancorare;
- se sporește lungimea de ancorare a barelor drepte. În secțiunea 5.7 se prevede sporirea cu 20% a lungimilor de ancorare ale barelor longitudinale întinse în elementele participante la preluarea acțiunii seismice, în raport cu lungimile de ancorare ale armăturilor cu condiții normale de solicitare. Pentru asigurarea unei bune ancorări a etrierilor cu rol de fretare în zonele critice din elementele structurale, cârligele acestora au forma și dimensiunile din Figura C 5.9,a. Prin pătrunderea cârligului în miezul de beton al secțiunii (Figura C 5.9,b) se creează condiții mai bune de ancorare decât prin poziționarea lui în imediata apropiere a stratului de beton de acoperire, care se poate pierde la o solicitare seismică intensă.

(iii) Pe baza aceluiași considerente, este necesar să se evite înnădirile (în special cele prin suprapunere cu sudură) în zonele critice. Această problemă apare în special la înnădirea armăturilor verticale din stâlpi și pereți, la care apar întreruperi ale continuității la fiecare nivel, datorate tehnologiei de execuție. Cea mai simplă soluție pentru evitarea înnădirii din zona disipativă de la baza stâlpilor sau a pereților este să se prevadă armături cu lungimea a două niveluri.

În cazul pereților cu un raport mare între înălțime și lungime (cu o înălțime relativ mică a zonei plastice), atunci când soluții ca cele indicate mai sus nu sunt posibile sau sunt dificil de executat, se poate accepta și ideea dezvoltării zonei critice deasupra zonei de înnădire a armăturilor verticale (Figura C 5.10). Pentru aceasta, zona de înnădire trebuie să fie sensibil mai puternică decât zona de deasupra, condiție îndeplinită montând mustați suficient de puternice. Mutarea zonei critice mai sus nu implică sporuri substanțiale ale forței tăietoare asociate, situație care intevine la stâlpi, datorită configurației diagramei de momente specifice pereților, caracterizați de un braț de forfecare mult mai mare.

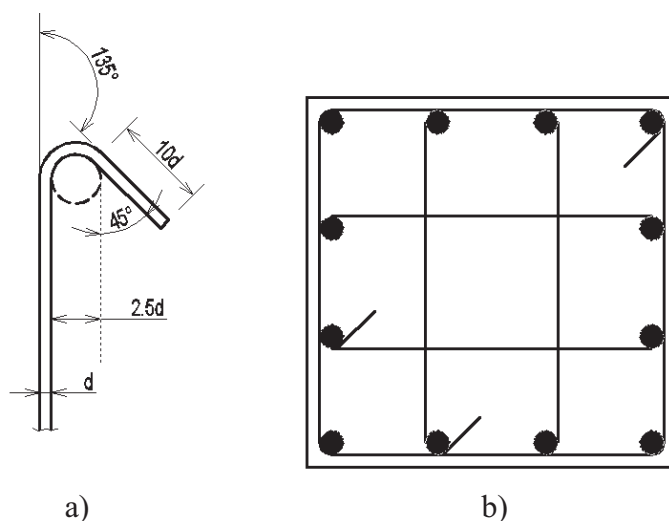


Figura C 5.9.

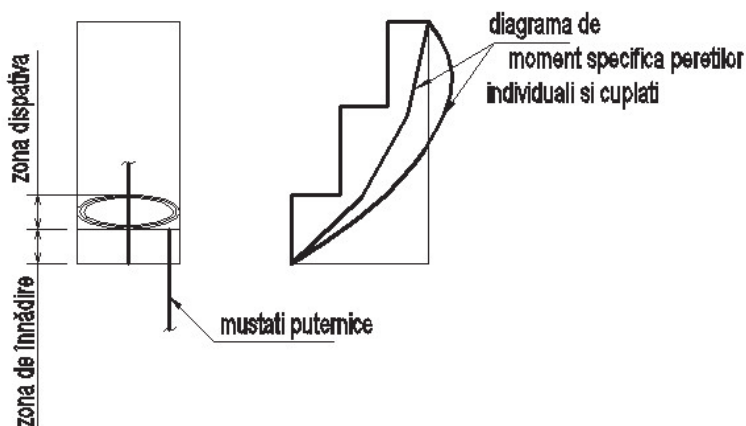


Figura C 5.10.

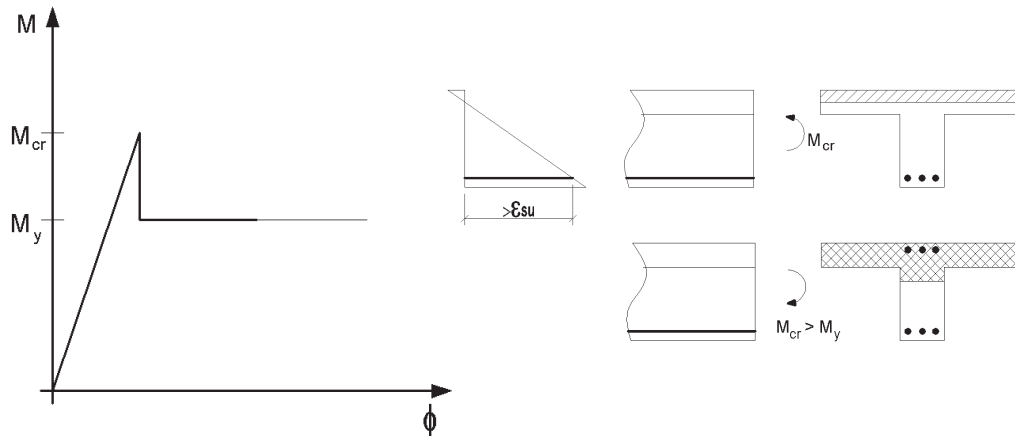


Figura C 5.11.

(iv) Problema evitării ruperii zonelor întinse se pune și în proiectarea gravitațională. După fisurarea betonului întins, eforturile preluate până în acel moment de betonul întins trebuie preluate de armătură, a cărei secțiune este necesar să fie suficient de mare astfel încât să nu se rupă în urma acestui transfer brusc de efort. Aceasta este de fapt condiția pentru determinarea armării minime (adică a procentelor minime de armare) necesare în zonele întinse.

În cazul acțiunii seismice, fisurarea unei secțiuni cu armătură insuficientă nu este urmată neapărat de ruperea armăturii, pentru că efortul aplicat scade până la valoarea pe care aceasta o poate suporta (Figura C 5.11).

Trebuie avute în vedere două probleme:

- În cazul unor secțiuni dezvoltate în zona comprimată, înălțimea zonei comprimate la rupere este foarte mică, rezultând deformații foarte ample în armătura întinsă. Dacă cerința de rotire este mare, armătura întinsă, cu secțiune insuficientă, se poate rupe.
- În cazul unor secțiuni foarte dezvoltate în zona întinsă, chiar dacă armătura dispusă raportată la secțiunea inimii poate apărea suficientă, momentul de fisurare (M_{cr}) poate fi superior momentului de curgere (M_y) al secțiunii de beton armat. Aceasta înseamnă că și forța tăietoare asociată momentului de fisurare este mai mare decât cea asociată mecanismului de plastificare și dimensionarea armării transversale trebuie făcută la cea mai mare valoare a forței tăietoare care poate acționa asupra elementului.

C5.2.3.4(1) Ductilitatea structurii în ansamblul ei poate fi mobilizată în zonele critice ale elementelor structurale. Capacitatea de deformare plastică a zonelor disipative este direct dependentă de rotirea specifică (curbura) ultimă dezvoltată în secțiunea cea mai solicitată după cum ruperea în secțiune se atinge prin depășirea deformației ultime de compresiune ϵ_{cu} a betonului, sau a deformației ultime ϵ_{su} a armăturii întinse (Figura C 5.12, a și b). Cu x s-a notat înălțimea zonei comprimate.

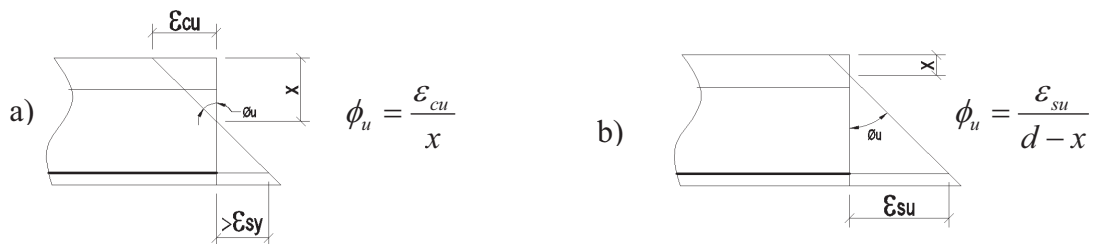


Figura C 5.12.

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{d-x}$$

(C 5.2)

Valorile ϕ_u , în situațiile în care acestea sunt stabilite prin relația $\phi_u = \varepsilon_{su} / (d - x)$ (întâlnite la unele elemente solicitate la întindere excentrică sau, mai rar, la încovoiere sau compresiune excentrică cu forțe axiale reduse și secțiuni de armătură întinse mici), asigură, de regulă în exces, cerințele de ductilitate asociate unei comportări favorabile la solicitări seismice.

În cazul obișnuit în care se aplică relația se constată că valorile ϕ_u pot fi mărite, fie prin măsuri care să ducă la reducerea înălțimii zonei comprimate, fie prin măsuri care să sporească valoarea ε_{cu} .

Primul obiectiv poate fi realizat (vezi ecuația care descrie echilibrul proiecției forțelor la rupere într-o secțiune de beton armat) prin:

- alegerea unor secțiuni evazate (cu tălpi) în zona comprimată,
- reducerea eforturilor unitare medii de compresiune, respectiv prin mărirea secțiunii de beton,
- sporirea armăturii din zona comprimată,
- limitarea armăturii din zona întinsă,
- mărirea clasei de beton.

Sporirea deformabilității betonului se obține prin efectul de confinare realizat de o armare transversală eficientă. Armarea transversală mai are și alte roluri. Astfel, o armare transversală corect alcătuită asigură integritatea betonului închis între etrieri și, în consecință, contribuie la stabilitatea histeretică a comportării elementului, inclusiv prin conservarea capacității betonului de a prelua forța tăietoare.

De asemenea, în măsura în care este dispusă judicios, armătura transversală susținută de etrieri și agrafe împiedică flambajul lateral al barelor de armătură longitudinale comprimate.

C5.2.3.4(2)(c) Rezistența betonului influențează pozitiv, sub toate aspectele, ductilitatea și capacitatea de disipare a energiei. Astfel, un beton mai rezistent are o aderență superioară la armăturile de oțel și o capacitate superioară de a prelua forța tăietoare. De asemenea, sporirea rezistenței betonului duce la sporirea directă a ductilității de curbură prin reducerea dimensiunilor zonelor comprimate în secțiunile

elementelor. P 100-1 prevede, din acest motiv, limite inferioare pentru clasa betonului utilizat în structuri, mai mari pentru clasa DCH decât pentru clasa DCM.

Anumite proprietăți ale oțelului prezintă importanță din punct de vedere al comportării structurilor de beton armat la acțiuni seismice:

(i) Oțelul trebuie să prezinte deformații ultime suficient de mari, astfel încât incursiunile în domeniul postelastice înregistrate de armăturile solicitate la acțiuni seismice intense, însumate pe toată durata de viață a construcției, să nu consume alungirea capabilă a acestora. Condițiile fixate sunt ca alungirea minimă sub efortul unitar maxim, ε_{su} , denumită uneori alungire uniformă la rupere, să fie 5% pentru clasa DCM și 7,5% pentru clasa DCH.

(ii) Raportul între rezistența ultimă și cea de curgere are importanță din mai multe puncte de vedere (Figura C 5.13). Astfel:

- consolidarea oțelului este una din sursele dezvoltării deformațiilor plastice pe o anumită zonă. Cu cât este mai mare lungimea l_p a zonei plastice, cu atât capacitatea de rotire plastică este mai mare. Din acest motiv, unele coduri de proiectare prevăd condiția ca raportul σ_{su}/σ_{sy} să fie cel puțin 1,15.
- un raport prea mare σ_{su}/σ_{sy} , precum și o variabilitate prea mare a valorii f_y , pot mări exagerat raportul între momentul ultim și cel de inițiere a curgerii. Efectele unei asemenea suprezistențe datorate oțelului pot fi ruperea prematură a elementului la forță tăietoare, datorită creșterii neprevăzute a valorii asociate momentului ultim dezvoltat la capete, și schimbarea raportului între momentele grinzilor (solicitate amplu în domeniul postelastice) și momentele de la extremitățile stâlpilor, în jurul nodurilor, până la neasigurarea condiției mecanismului grindă slabă - stâlp puternic.

Din acest motiv raportul σ_{su}/σ_{sy} se limitează superior la 1,35. Din același motiv, la evaluarea forțelor tăietoare asociate și la verificarea condiției dintre momentele barelor care converg într-un nod, momentele capabile ale grinzilor se amplifică prin înmulțirea cu factorul γ_{Rd} .

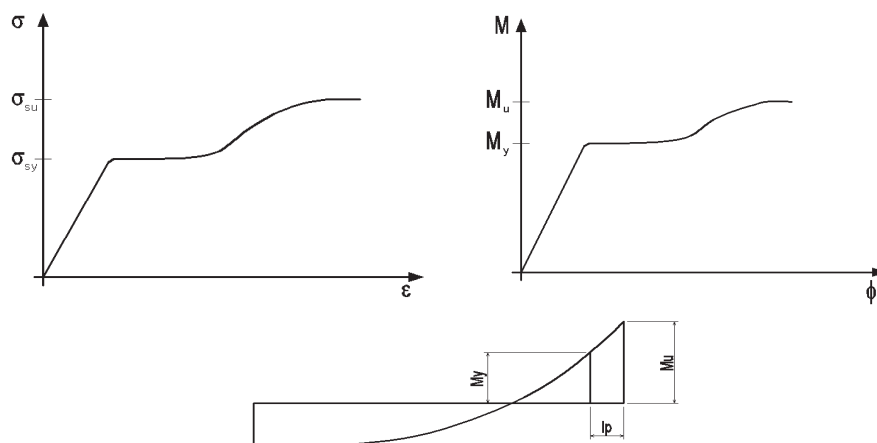


Figura C 5.13.

Condițiile menționate sunt îndeplinite de oțelurile de clasă B și C pentru clasa DCM, și numai de cele de clasă C pentru clasa DCH (vezi tabelul C1 din SR EN 1992-1-1).

(iii) Sub încărcări ciclice alternante oțelul laminat la cald evidențiază așa numitul efect Bauschinger care constă în reducerea aparentă a modulului de elasticitate tangent,

după prima încărcare în domeniul postelastice (Figura C 5.14), altfel spus, în nelinearizarea relației $\sigma-\varepsilon$ la valori substanțial mai mici decât limita inițială de curgere înregistrată la prima incursiune în domeniul plastic. Una din consecințele acestei proprietăți este reducerea lungimii de flambaj a armăturilor în raport cu cea corespunzătoare comportării în domeniul elastic. Din acest motiv, P 100 -1:2011, ca și SR EN 1998-1, prevede distanțe mici între prinderile barelor comprimate în zonele disipative.

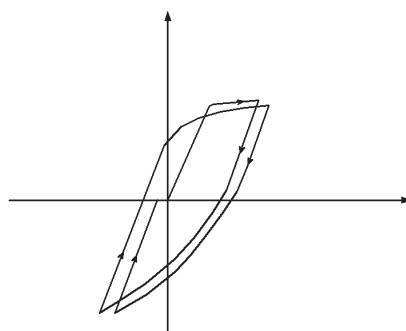


Figura C 5.14.

(iv) Conlucrarea oțelului cu betonul, ancorarea sa eficientă în beton, astfel încât lunecarea să fie evitată sau limitată rezonabil, sunt decisive pentru comportarea favorabilă a zonelor disipative solicitate ciclic și alternant. Din acest motiv utilizarea unor oțeluri cu un profil eficient este obligatorie.

Investigarea răspunsului seismic al structurilor de beton armat utilizând instrumentul de calcul dinamic neliniar, cel mai performant de care se dispune, evidențiază faptul că tabloul real al articulațiilor plastice și distribuția eforturilor pot diferi sensibil de cele presupuse prin aplicarea metodelor de proiectare curente. Măsurile suplimentare date la aceste secțiuni urmăresc să acopere într-o manieră nu foarte precisă, dar suficient de sigură, asemenea diferențe. Se discută în continuare, cu caracter de exemplu, câteva situații de acest fel care apar în proiectarea seismică a construcțiilor de beton armat:

(i) În cazurile obișnuite, mecanismele de plastificare ale structurilor în cadre, mobilizate la acțiunea cutremurelor asociate cerinței de performanță de siguranță a vieții, implică, pentru fiecare sens de acțiune al cutremurului, formarea de articulații plastice cu același sens de rotație la cele două extremități ale grinzilor. Dat fiind nivelul scăzut al forțelor seismice de proiectare în raport cu cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic, dezvoltarea articulațiilor plastice ca în Figura C 5.15,c. reprezintă o ipoteză de lucru cu o probabilitate apropiată de certitudine, indiferent de configurația diagramelor de momente de proiectare înfășurătoare (Figura C 5.15, a și b).

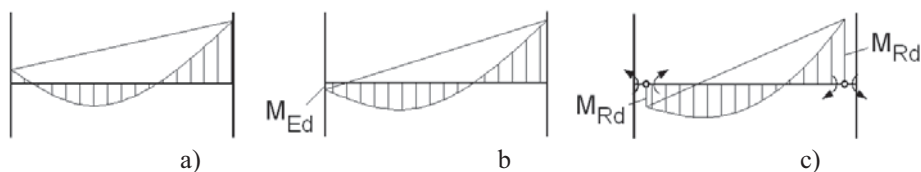


Figura C 5.15.

Comportarea histeretică stabilă a celor două articulații plastice face necesară și realizarea unei capacități de a prelua momente pozitive pe reazem, respectiv

prevederea unei armături minime la partea inferioară de la capetele grinzii. Această cantitate minimă este dată în P 100-1, ca și în alte coduri, ca o fracțiune din armarea prevăzută la partea superioară a grinzilor pentru preluarea momentelor negative.

(ii) Dezvoltarea momentelor negative în câmpul grinzii depinde de mai mulți factori, cum sunt: mărimea deschiderii, raportul dintre momentele din încărcările verticale și cele orizontale, dispoziția articulațiilor plastice (vezi (iii)), etc.

O situație tipică este reprezentată în Figura C 5.16. Ținând seama de dilatarea diagramei de momente pentru a introduce efectul fisurilor înclinate asupra efortului din armăturile întinse și de ancorajul necesar al barelor, se constată că nu există practic secțiune în care să nu fie necesară prevederea unor armături la partea superioară în câmp. Pe aceasta bază, P 100-1 prevede obligativitatea poziționării unor armături minime continue la partea superioară a grinzilor.

(iii) Determinarea poziției articulațiilor plastice din grinzi, influența acestora asupra asigurării la forță tăietoare și a măsurilor de confinare prin armături transversale reclamă o discuție specială.

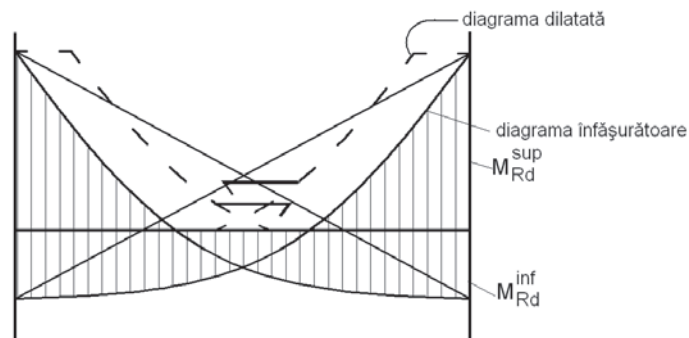


Figura C 5.16.

Pozițiile în lungul grinzii ale celor două articulații plastice depind de maniera în care diagrama de momente capabile, corespunzătoare detalierii armării longitudinale, „îmbracă” diagrama de momente încovoietoare maxime de proiectare. Două situații posibile sunt ilustrate în Figura C 5.17. Astfel, în cazul reprezentat în Figura C 5.17, a, articulațiile plastice apar la extremitățile grinzilor, iar în situația din Figura C 5.17, b, o articulație plastică apare la o extremitate a grinzii, în timp ce cealaltă apare în câmpul grinzii.

Există mai multe argumente care fac ca prima situație să fie considerată mai avantajoasă. Într-adevăr, atunci când articulațiile plastice apar la capetele grinzii:

- pentru aceleași rotiri de noduri, deformațiile impuse grinzii și, în consecință, cerința de ductilitate la rotire în zona plastică sunt mai mici (Figura C 5.17, c și d); pentru claritate, în Figura C 5.17 se indică deformațiile la inițierea curgerii.
- forța tăietoare asociată mecanismului de plastificare poate fi mai mică;
- armarea transversală minimă prevăzută pentru zona plastică se întinde pe o lungime mai mică; în Figura C 5.17, a și b, care ilustrează cazurile distincte care pot apărea în practică, se indică modul specific de armare transversală a grinzii.

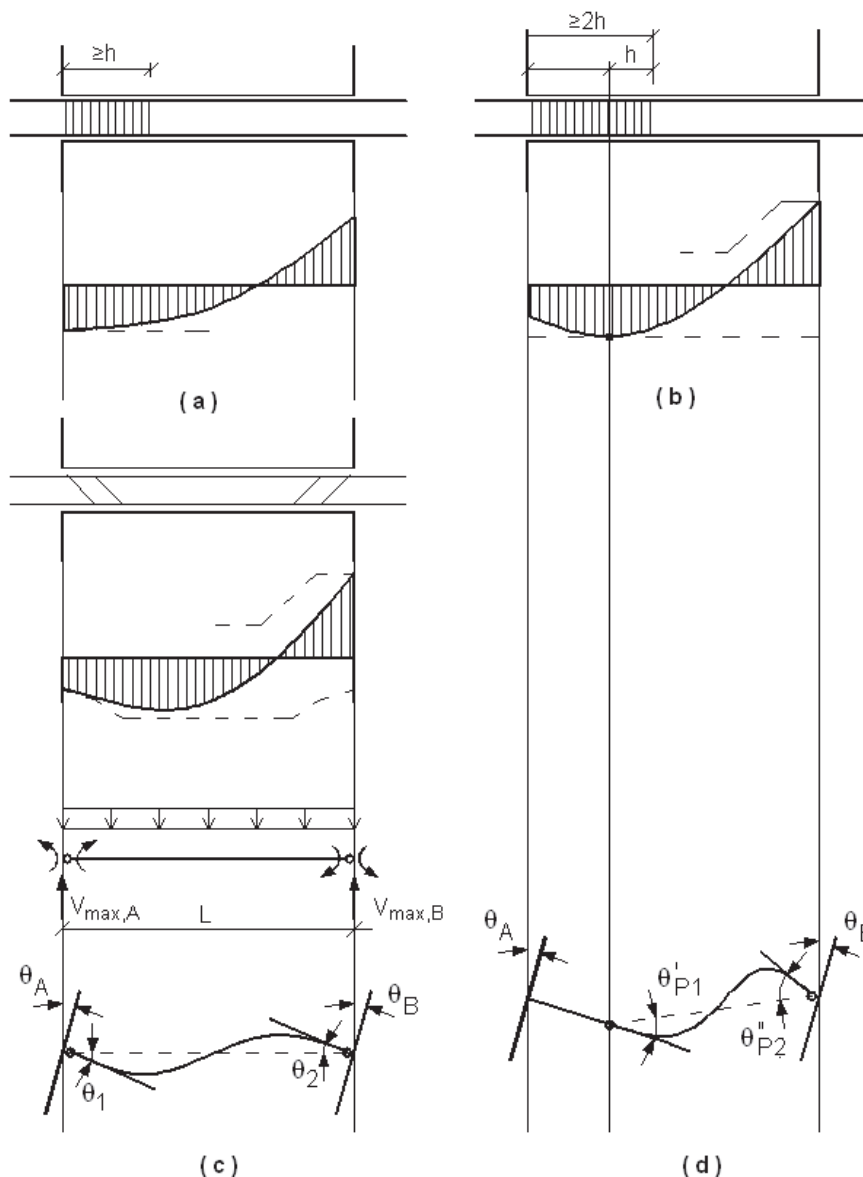


Figura C 5.17.

Este de menționat că există și situații când, urmărindu-se în principal protejarea nodului, prin modul concret de realizare a armăturii longitudinale a grinzii se dirijează apariția zonelor plastice la distanțe suficient de mari de extremitățile grinzii, evitându-se în acest mod plastificarea (curgerea) și lunecarea armăturii în nodul structurii și implicit degradarea betonului din nod (Figura C 5.18).

(iv) În cazul în care, din diferite motive, secțiunea stâlpilor nu poate fi dezvoltată astfel încât să se asigure zone comprimate suficient de restrânse, se aplică metode de confinare a betonului pentru sporirea proprietăților de ductilitate. Confinarea betonului sporește însă și rezistența betonului comprimat, astfel încât zona critică a stâlpului se poate muta deasupra zonei confinate. Pentru a asigura proprietăți de deformabilitate suficiente se recomandă prevederea măsurilor de armare transversală din zonele plastice și în aceste porțiuni de stâlp (Figura C 5.19).

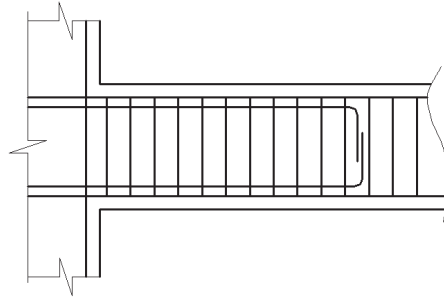


Figura C 5.18.

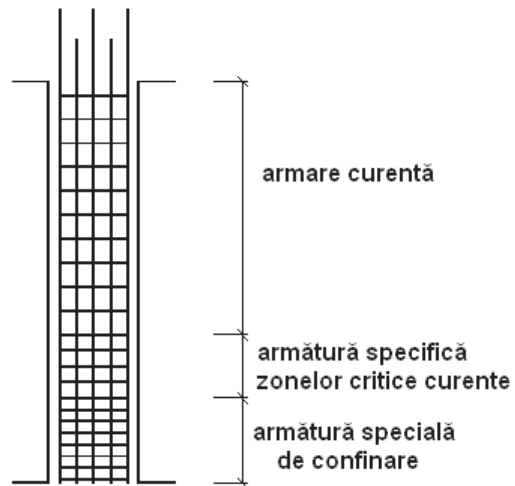


Figura C 5.19.

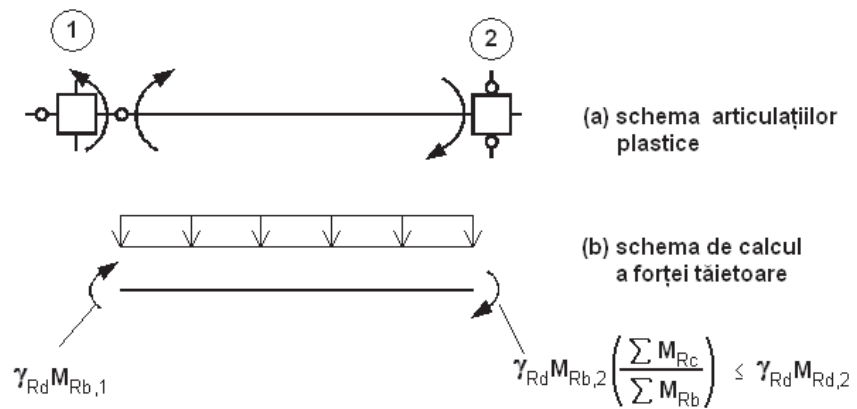


Figura C 5.20.

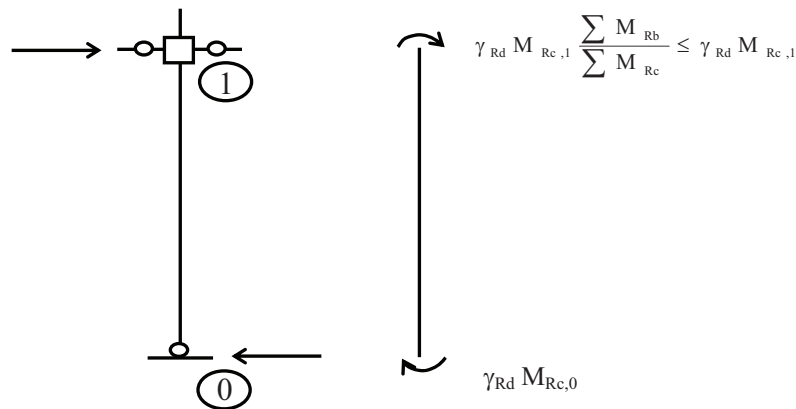


Figura C 5.21.

C 5.3. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă

C5.3 Prevederile acestei secțiuni urmăresc înzestrarea elementelor de beton armat din clasa DCH cu o capacitate de deformare în domeniul postelastice (ductilitate) suficientă în acord cu nivelul redus al forțelor seismice de proiectare (față de valorile mari ale coeficientului de reducere).

C 5.3.1. Condiții referitoare la materiale

C5.3.1 Solicitarea seismică intensă impune utilizarea unor materiale de rezistență suficient de înaltă, iar în cazul armăturilor, și cu proprietăți de ductilitate și de aderență superioare.

C 5.3.2. Condiții geometrice

C5.3.2(1)-(3) Condițiile legate de grosimea și configurația geometrică a elementelor urmăresc asigurarea unor valori minime de rezistență, o bună execuție (betonare) și evitarea apariției unor fenomene de instabilitate geometrică.

Limitarea excentricității dintre axele grinzilor și stâlpilor are în vedere limitarea momentelor încovoietoare suplimentare produse de aceasta și realizarea unui nod de cadru robust prin angajarea adecvată a betonului stâlpului pe înălțimea nodului.

C5.3.3.2 Secțiunea se referă, în principal, la evaluarea forțelor tăietoare de proiectare în grinzi, pe schema mecanismului de plastificare.

Pentru a nu evalua valori în exces ale forțelor tăietoare, relația (5.9) are în vedere și situația în care la extremitatea grinzii nu apare articulație plastică, momentul rezultat în această secțiune fiind plafonat de capacitatea mai mică a stâlpilor în raport cu momentele capabile ale grinzii (Figura C 5.20).

Cerințele de ductilitate în articulațiile plastice din grinzi sunt în general substanțiale, astfel încât oțelul armăturilor longitudinale poate fi deformat în domeniul de consolidare.

C5.3.3.3 Concepția de evaluare a forțelor tăietoare de proiectare în stâlpi este identică cu cea descrisă la 5.3.3.2 în cazul grinzilor. Schema de calcul este sugerată în Figura C 5.21, pentru primul nivel al structurii.

Este de observat că adoptarea unor valori $\gamma_{Rd} > 1$ în secțiunile stâlpilor, cu excepția bazei, are caracter acoperitor. În principiu, dacă dirijarea mecanismului de plastificare prin relația (5.4) este realizată, atunci nu se formează articulații plastice în stâlpi.

C5.3.3.4 Valoarea forței tăietoare maxime ce se poate dezvolta în nodul de cadru corespunde situației în care secțiunile grinzilor adiacente nodului ajung în stadiul ultim de solicitare. Din echilibrul forțelor din jurul nodului (Figura C 5.22) rezultă relația (5.11) pentru noduri interioare și relația (5.12) pentru noduri marginale.

C5.3.3.5(2) La C5.3.3.3.2(4) s-au arătat argumentele pentru care în P 100-1 s-au utilizat prevederile CR 2-1-1.1, privitoare la modul de determinare a valorilor de proiectare ale momentelor încovoietoare, consecutive, în concepția generală, răspunsului seismic nelinier pe care se bazează P 100-1.

În mod firesc, se preia și procedeul de evaluare a forțelor tăietoare de proiectare care, numai pentru clasa DCH, coincide practic cu procedeul din EN 1998-1.

Informații privitoare la fundamentarea procedurii precum și prevederi suplimentare privind aplicarea acestuia se găsesc în secțiunile relevante ale CR 2-1-1.1 și ale comentariilor la acest cod.

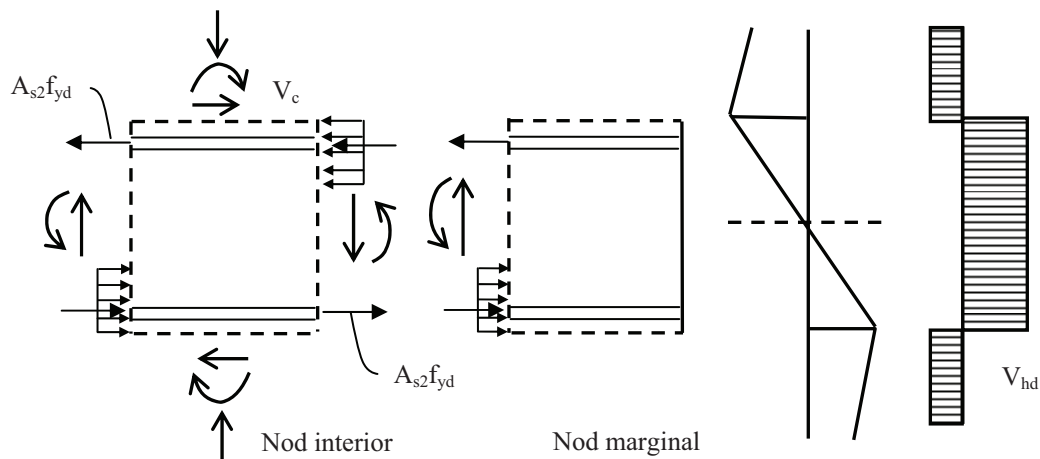


Figura C 5.22.

O discuție separată este necesară în ceea ce privește procedeul de evaluare a valorilor de proiectare ale forțelor tăietoare din pereții structurilor duale. Valorile diagramei înfășurătoare din Figura 5.2 au fost modificate față de cele din ediția anterioară a P100-1.

Aceste diagrame prezintă valori de proiectare în partea superioară a clădirii, sporite față de cele asociate diagramei obținute din calculul structural sub acțiunea seismică de proiectare și multiplicată prin factorul de suprazistență Ω . Această sporire are în vedere faptul că în zona superioară a clădirii se fac simțite efectele modurilor superioare de vibrație. Pe de altă parte, trebuie ținut seama de faptul că, în răspunsul elastic, în zona superioară pereții sunt relativ descărcați ca urmare a interacțiunii cu cadrele, astfel încât forțele rezultate din calcul care revin pereților pot avea valori neînsemnate. Asemenea valori sunt evident neacoperitoare dacă se are în vedere răspunsul dinamic nelinier al structurii ductile.

C5.3.3.6 În cazul pereților scurți, influența modurilor superioare de vibrație este neglijabilă, astfel încât $k_v=1$, așa cum este dat în relația 5.14.

C5.3.4.1.1(2) Valorile b_{eff} date aici variază în funcție de o condiție ignorată în normele anterioare românești și anume prezența, sau nu, în nod a unei grinzi transversale pe direcția grinzii care se calculează. Lățimea efectivă a aripilor, b_{eff} , delimitează și armăturile din placa planșeului care contribuie la capacitatea grinzii la încovoiere.

C5.3.4.1.1(4) În zonele critice supuse la solicitări alternante la moment încovoietor, fisurarea ciclică a betonului duce la degradarea betonului și la reducerea capacității acestuia la preluarea forțelor tăietoare. Testele de laborator evidențiază faptul că modelul clasic de grindă cu zăbrele, înclinarea diagonalelor cu 45° și ignorarea aportului contribuției în preluarea forței tăietoare reprezintă o schemă de dimensionare a etrierilor suficient de acoperitoare. Din acest motiv, P 100-1 modifică în consecință prevederile SR EN 1992-1-1 aplicabile elementelor solicitate la încărcări neseismice (gravitaționale).

Un caz special este cel al grinzilor la care forța tăietoare de proiectare schimbă de semn pentru cele două sensuri ale acțiunii seismice.

Grinzile din această categorie sunt în general grinzi scurte, cu încărcări gravitaționale relativ mici, sau grinzi ale unor cadre spațiale la care descărcarea unidirecțională a planșeelor face ca grinzile după o direcție să fie supuse practic exclusiv la forțele din acțiunea seismică.

Regulile de dimensionare sunt diferențiate funcție de doi parametri:

- valoarea $\zeta = V_{Ed, \min} / V_{Ed, \max}$ între valorile algebrice ale forțelor tăietoare de proiectare în cele două sensuri ale acțiunii seismice;
- valoarea absolută a forței tăietoare maxime.

În cazul cel mai sever de solicitare, $\zeta < -0,5$ și $|V_E|_{\max} \geq (2+\zeta)f_{ctd}bd$, poate apărea pericolul unei lunecări în secțiunea de la extremitatea grinzii.

La schimbarea de semn a momentului poate apărea o fisură verticală deschisă pe toată înălțimea secțiunii până la recuperarea deformației plastice în armătura întinsă în ciclul anterior. În aceste condiții, încărcările verticale aplicate grinzii pot provoca lunecarea pe verticală a grinzii, deformație care reduce capacitatea de rezistență ulterioară a acesteia. Pentru a evita asemenea lunecări, P 100-1 impune ca în această situație să se prevadă armături înclinate pe două direcții, dimensionate pentru a prelua jumătate din valoarea de proiectare a forței tăietoare. Diferența de forțe tăietoare trebuie preluată prin etrieri verticali, care au avantajul că sunt activi pentru ambele sensuri ale forței tăietoare.

C5.3.4.1.2 (1) În realitate, zonele critice în lungul cărora se dezvoltă deformațiile plastice au dimensiuni mai mici, de ordinul înălțimii grinzii. Valorile prescrise la acest paragraf iau în considerare incertitudinile legate de poziția articulațiilor plastice. Pe aceste zone trebuie prevăzută o armare transversală mai puternică decât în restul grinzii.

C5.3.4.1.2 (2) și (6), (a) și (b) Prevederile de la aceste aliniate reprezintă măsuri suplimentare în spiritul secțiunii 5.2.3.6. Aceste măsuri de armare minimă pot fi considerate și măsuri de sporire a ductilității în elemente, atunci când armarea minimă se dispune în zona comprimată.

C5.3.4.1.2 (4) Cantitatea de armătură longitudinală din grinzi trebuie să se încadreze între o limită inferioară și una superioară.

Elementele încovoiate de beton armat trebuie să aibă suficientă armătură în zonele întinse astfel încât momentul inițierii curgerii în armatura întinsă să fie mai mare (în suficientă măsură) decât momentul care produce fisurarea zonei întinse. În caz contrar, după fisurarea zonei întinse, efortul preluat până atunci de betonul întins trebuie preluat de armatura întinsă. Energia de deformație eliberată duce la o creștere rapidă a deformațiilor armăturii (și, implicit, a deformațiilor de încovoiere ale grinzii). Dacă armatura este insuficientă, momentul secțiunii scade, iar deformațiile armăturii pot atinge rapid deformația ultimă a oțelului. Astfel, comportarea este de tip casant și trebuie evitată.

În cazul acțiunii statice de tip gravitațional, dacă momentul de fisurare $M_{cr} > M_y$, după fisurare grinda se rupe, dacă nu există posibilitatea unor redistribuții (Figura C 5.11). În cazul acțiunii seismice, grinda nu se rupe instantaneu pentru că forța (momentul) scade până la capacitatea elementului, dar deformațiile cresc brusc și pot ajunge rapid până la deformațiile de rupere ale oțelului chiar dacă cerințele de ductilitate de curbură sunt mici.

C5.3.4.1.2(5) Cantitatea de armătură din zona întinsă a grinzilor trebuie limitată și superior pentru a limita dezvoltarea zonei comprimate din secțiunea zonelor critice de la extremitate.

Dacă armatura comprimată este mai mare decât cea întinsă, cum se întâmplă de regulă la extremitățile grinzilor supuse la momente pozitive, ruperea intervine prin depășirea capacității de alungire a armăturii de oțel întinsă.

Dacă armatura din zona întinsă este mai mare decât cea din zona comprimată, aceasta nu trebuie să fie mai mare decât cea care permite atingerea unei anumite valori μ_ϕ (a unei anumite curburi ultime). EN 1998-1 propune relația:

$$\rho_{1,max} = \rho_2 + (0,0018 / \varepsilon_{sy} \mu_\phi) f_{cd} / f_{yd} \quad (C 5.3)$$

în care ρ_1 și ρ_2 reprezintă coeficienții armăturilor din zona întinsă și cea comprimată.

În locul acestei relații dificil de folosit, pentru că se presupune cunoscută cerința de ductilitate de curbură, P 100-1 prevede o condiție mai simplă de îndeplinit practic, limitând $x_u \leq 0,25 d$. Această condiție oferă o ductilitate de curbură suficientă.

C5.3.4.1.2 (7) În cazul grinzilor, etrierii dispuși în zonele critice au rolul de a prelua forța tăietoare și de a împiedica flambajul armăturilor comprimate, rol care, în fapt, fixează distanța dintre etrieri. Așa cum s-a arătat la **5.3.4.1.2(5)**, capacitatea de deformare a grinzilor în domeniul postelastice se controlează printr-o proporție adecvată a armăturilor comprimate și întinse și, în mult mai mică măsură, prin confinarea betonului.

C5.3.4.2.1 Aplicarea metodei de proiectare la capacitate prevăzută de P 100-1 permite, cu mare probabilitate, evitarea mecanismelor de plastificare de etaj și, în consecință, cerințele de ductilitate în stâlpii unei structuri astfel dimensionate sunt modeste. Ca urmare, este de așteptat ca acțiunea ciclică să reducă în mult mai mică măsură capacitatea de rezistență la forța tăietoare a stâlpilor, față de cazul grinzilor.

În viziunea codului, aplicarea factorilor γ la evaluarea forțelor tăietoare de proiectare asigură un caracter suficient de acoperitor acțiunii de proiectare pentru a nu mai modifica expresia rezistenței la forța tăietoare dată în SR EN 1992-1-1.

În standardul european de evaluare seismică a structurilor, SR EN 1998-3, în expresia de dimensionare a armăturii transversale se adaugă contribuția forței axiale de compresiune. Rezultă expresia:

$$V_w = \rho_w b_w z f_w \operatorname{ctg}\theta + N(d - d_1) / l_{cl} \quad (\text{C } 5.4)$$

Unghiul θ ia valori ca cele pentru stâlpii proiectați la acțiuni neseismice (conform prevederilor EN1998-1), cu $\operatorname{ctg}\theta$ între 1 și 2,5.

În cazul stâlpilor structurilor laterale, alternanța eforturilor este aproape completă, ζ fiind egal cu -1. De asemenea, valoarea forței tăietoare de proiectare este, de regulă, înaltă. Cu toate acestea, prevederea armăturilor înclinate nu este considerată necesară.

Prezența forței axiale de compresiune și a deformațiilor plastice moderate din armăturile longitudinale face ca în cazul stâlpilor să nu se înregistreze situații în care fisurile traversează complet secțiunile. Pe de altă parte, lunecarea în lungul rostului de lucru este împiedicată, în bună parte, de acțiunea de dorn și de efectul de strângere exercitat de barele verticale intermediare cu diametru mare situate între armăturile de la extremități, care sunt solícitate în domeniul elastic.

C5.3.4.2.2 (1) Limitarea valorii normalizate a forței axiale are drept scop asigurarea unei ductilități de curbură minimale, prin limitarea înălțimii zonei comprimate în momentul cedării. Alte căi de sporire a ductilității sunt, în principal, limitarea cantității de armătură din zona întinsă, sporirea armăturii comprimate (la stâlpii armați nesimetric), creșterea clasei de beton și sporirea deformației ultime a betonului comprimat, ε_{cu} , prin confinare cu armătură transversală. Pentru a lua în considerare efectul de confinare se pot folosi modelele de calcul din P 100-3.

C5.3.4.2.2 (2) Valoarea minimă a procentului de armare urmărește înzestrarea stâlpului cu o rezistență minimă necesară în zone seismice, cu stabilitate histeretică. Limita superioară se justifică prin considerații economice, dar și prin intenția de a limita nivelul eforturilor de aderență, care la procente prea mari pot deveni critice.

C5.3.4.2.2 (3) O armare longitudinală distribuită asigură comportarea omogenă, confinarea eficientă și limitarea deschiderii fisurilor de întindere pe latura stâlpului (Figura C 5.23).



Figura C 5.23.

C5.3.4.2.2 (4) Prevederea are un caracter acoperitor evident. Așa cum s-a arătat la C5.2.3.3.2, impunerea mecanismului de disipare de energie prin ierarhizarea rezistențelor elementelor ar trebui, în principiu, să asigure că articulațiile plastice în stâlpi (cu excepția bazei acestora) pot apărea numai accidental și cu cerințe mici de ductilitate.

C5.3.4.2.2 (5) Prevederea are caracter acoperitor și ia în considerare numai parametrii geometrici. În realitate, lungimea zonei critice depinde și de alți factori cum sunt, cantitatea și distribuția armăturilor, brațul de forfecare (M/V), etc.

C5.3.4.2.2 (6) În cazul stâlpilor cu proprietăți de elemente scurte, fisurile înclinate și lunecarea aproape inevitabilă a armăturilor propagă curgerea armăturii pe aproape toată înălțimea. Din acest punct de vedere, stâlpii scurți au o comportare similară cu grinzile de cuplare scurte. Pe de altă parte, stâlpii scurți necesită o armare transversală puternică pe toată înălțimea lor și pentru împiedicarea ruperilor înclinate cu caracter casant.

C5.3.4.2.2(7) Regulile de armare transversală date la acest paragraf urmăresc realizarea unui efect de confinare (fretare) suficient de eficient pentru asigurarea comportării histeretice stabile în zonele critice (Figura C 5.24).

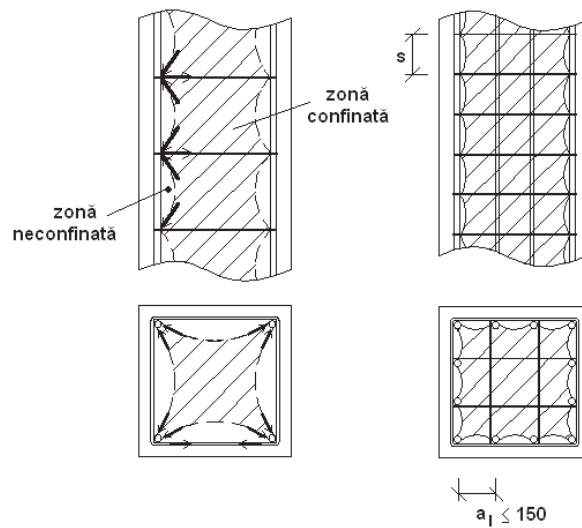


Figura C 5.24.

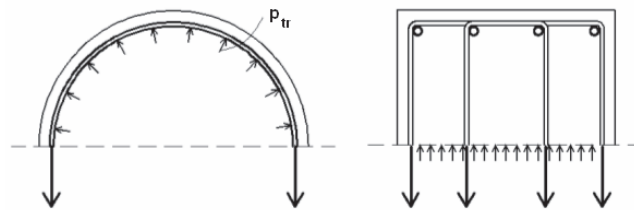


Figura C 5.25.

Din analiza efectului de compresiune triaxială exercitat prin mecanismul de arc cu tirant constituit prin împingerile bolților înscrise în masa betonului, echilibrate de forțele de întindere din armăturile longitudinale și transversale, rezultă că acest efect poate spori prin:

- reducerea distanțelor dintre punctele de fixare ale armăturilor verticale (reducerea distanțelor s și a_i);
- sporirea secțiunii etrierilor;
- prevederea unor armături longitudinale suficient de groase pentru a limita mărimea presiunilor reciproce oțel-beton la „nașterea” bolților de beton;
- sporirea limitei de curgere a oțelului din etrieri și agrafe.

Expresiile de calcul ale rezistenței și deformațiilor ultime ale betonului confinat pun în evidență principalul parametru de care depind acestea: presiunea transversală echilibrată la limită (la curgere) de armătura transversală (Figura C 5.25).

C5.3.4.2.2 (8) (9) (10) și (11) În situațiile în care valorile v_d depășesc 0,45 este necesară explicitarea capacității de ductilitate de curbură, care trebuie să fie inferioară cerinței estimate cu relațiile (5.4).

Pe zona de înădare, rezistența stâlpului la încovoiere poate spori datorită creșterii numărului de bare active, dar și ca urmare a confinării puternice a betonului. În aceste condiții, există posibilitatea ca imediat deasupra zonei de înădare secțiunea stâlpului să fie mai slabă decât dedesubtul acesteia și barele verticale să fie solicitate dincolo de pragul de curgere. Prin măsura indicată la (11) se prelungesc măsurile de confinare în zona potențial plastică de deasupra zonei de înădare.

C5.3.4.2.3 O comportare bună a nodurilor este esențială pentru obținerea unui răspuns seismic favorabil al structurilor în cadre ductile. În acest scop trebuie îndeplinite următoarele condiții:

(i) Rezistența nodului trebuie să fie superioară cerinței maxime asociate mecanismului de disipare de energie a structurii. Prin aceasta se elimină disiparea de energie în interiorul nodului și necesitatea reparării unei componente structurale practic nereparabilă. Altfel apar degradări severe ale rigidității și rezistenței nodurilor sub cicluri alternante cu solicitări în domeniul inelastic.

(ii) Rezistența stâlpului să nu fie afectată negativ de degradarea nodului, care constituie de altfel o parte a stâlpului;

(iii) Răspunsul seismic al nodurilor la cutremure moderate trebuie să fie elastic;

(iv) Deformațiile nodurilor datorate fisurării înclinate și lunecării armăturilor longitudinale din grinzi trebuie să fie cât mai reduse. În caz contrar, deplasările laterale ale structurii pot crește foarte mult;

(v) Armătura nodului să fie realizată cât mai simplu, ținând seama și de faptul că în nod pătrund și armăturile longitudinale ale grinzilor și stâlpilor.

Nodul trebuie să preia forțe tăietoare înalte a căror valoare se calculează cu expresia (5.11) sau (5.12). Eforturile se echilibrează la nivelul nodului prin două mecanisme:

(a) un mecanism de diagonală comprimată asociat forțelor interioare dezvoltate în beton (Figura C 5.26, a);

(b) un mecanism de grindă cu zăbrele “încărcat” prin eforturile de aderență între armăturile longitudinale ale grinzilor și stâlpilor de beton (Figura C 5.26, b); din Fig.C5.26 se constată că eforturile de aderență pe lungimea nodului sunt foarte mari, fiind produse de suma eforturilor din armăturile din grinzi la stânga și la dreapta nodului (Figura C 5.26, c)

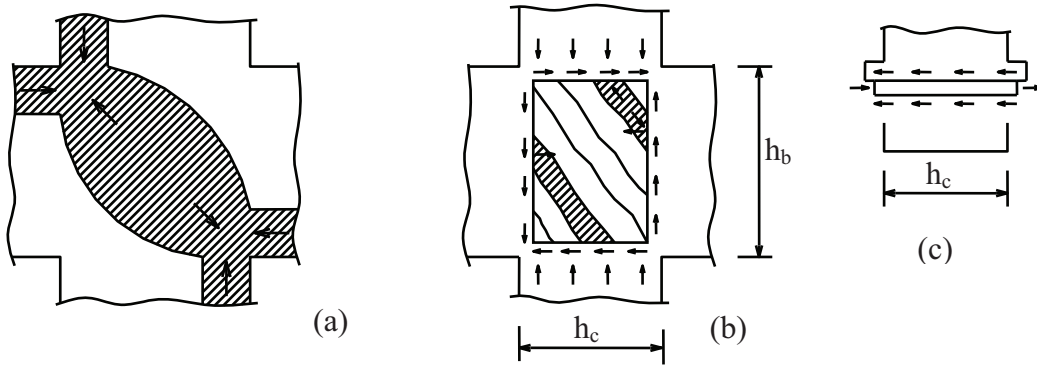


Figura C 5.26.

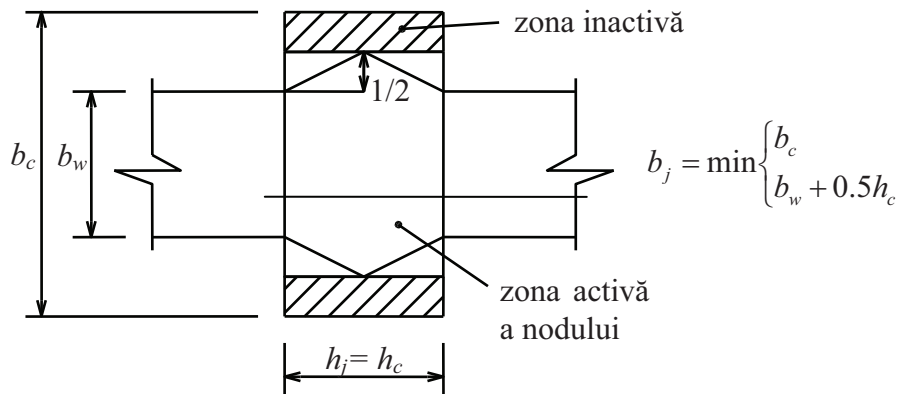


Figura C 5.27.

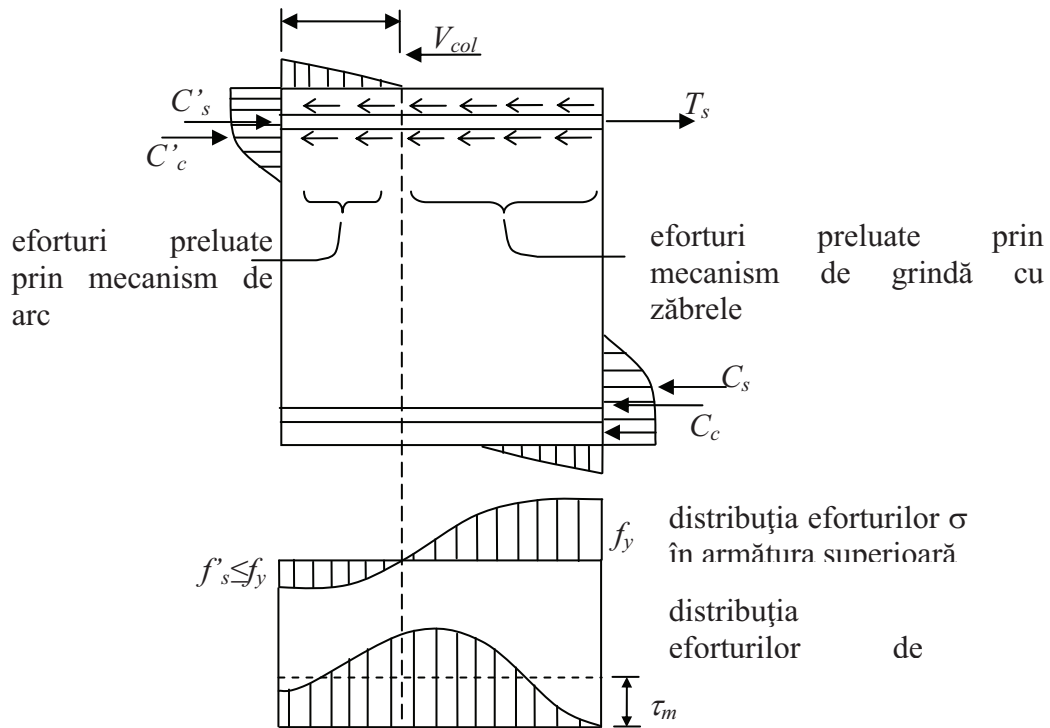


Figura C 5.28.

C5.3.4.2.3 (1) și (2) Dacă armătura de forfecare este suficientă pentru a controla incursiunile în domeniul postelastice, zdrobirea betonului prin compresiune diagonală poate reprezenta un mod potențial de rupere. Acest mod de rupere poate fi evitat prin limitarea superioară a eforturilor de compresiune diagonală. În practică aceasta se realizează prin limitarea echivalentă a eforturilor de forfecare în nod, exprimate prin relațiile (5.26) și (5.27).

Secțiunea efectivă (activă) a nodului se ia în considerare, atât la calculul capacității nodului, cât și la montarea armăturii efective a nodului pe orizontală și pe verticală.

C5.3.4.2.3 (3) Expresiile (5.29) și (5.30) servesc la dimensionarea armăturilor de preluare a forței tăietoare a nodului prin mecanismul de grindă cu zăbrele. Membrul drept al expresiei reprezintă forța tăietoare transmisă nodului prin eforturile de aderență dezvoltate pe suprafața laterală a armăturii superioare a grinzii, pe zona aferentă fisurii de întindere de la baza secțiunii stâlpului superior. Aceasta se obține scăzând din valoarea forței tăietoare totale din nod valoarea forței tăietoare preluate de mecanismul de diagonală comprimată (numit uneori și mecanism de arc pentru că este caracterizat de preluarea unei împingeri înclinate).

Forța aferentă mecanismului de arc include suma eforturilor de aderență dezvoltată pe o lungime egală cu înălțimea zonei comprimate de la baza stâlpului superior (solicitare în stadiul II, dacă mecanismul de plastificare este de tip stâlpi puternici - grinzi slabe).

Din examinarea relațiilor (5.29) și (5.30) se constată că forța tăietoare ce trebuie preluată prin armături este cu atât mai mică cu cât este mai mare efortul de compresiune din stâlpul superior. Aceasta se justifică dacă se are în vedere că forțele preluate prin mecanismul de arc sunt cu atât mai mari cu cât este mai mare zona comprimată (Figura C 5.26, c).

Față de expresiile de dimensionare date în EN 1998-1, în relațiile din P 100-1 s-au introdus corecții în scopul apropierii rezultatelor obținute prin calcul cu cele furnizate de studiile experimentale. Aceste studii dovedesc că rezistența efectivă a nodurilor este sensibil mai mare decât cea furnizată de expresiile de calcul asociate modelelor teoretice prezentate mai sus.

Este de menționat că în normele americane (UBC, ACI 318), spre deosebire de normele europene și cele neo-zeelandeze, se consideră că forța tăietoare se preia integral printr-un mecanism de diagonală comprimată (Figura C 5.26, a). Acest mecanism se consideră activ dacă eforturile unitare respective nu depășesc o anumită valoare și dacă diagonală comprimată este asigurată transversal printr-un efect de confinare exercitat de grinzile transversale și de armăturile orizontale ale nodului realizate din etrieri.

Se consideră că prevederea pe înălțimea nodului a armăturii transversale îndesite din zonele critice este suficientă pentru aceasta.

În aceste condiții, ACI 318 prevede următoarele relații de verificare:

$$V_{jhd} \leq 1,70\sqrt{f_{ck}}b_jh_e, \quad \text{pentru noduri confinate pe 4 laturi;}$$

$$V_{jhd} \leq 1,25\sqrt{f_{ck}}b_jh_e, \quad \text{pentru noduri confinate pe 3 laturi;}$$

$$V_{jhd} \leq 1,00\sqrt{f_{ck}}b_jh_e, \quad \text{pentru celelalte noduri.}$$

Se consideră că o grindă asigură nodului un efect de confinare suficient dacă are lățimea cel puțin $3/4$ din lățimea nodului.

C5.3.4.2.3 (4) și (6) În legătură cu alcătuirea armăturii A_{sh} trebuie făcute câteva precizări:

- armăturile rombice sau poligonale contribuie la preluarea forței tăietoare din nod numai prin proiecția eforturilor paralele cu direcția acestora;
- sunt eficiente numai armăturile poziționate la interiorul secțiunii efective a nodului ($b_j h_j$);
- armăturile trebuie distribuite pe înălțimea nodului pentru a obține o acțiune eficientă dacă se are în vedere configurația mecanismului de grindă cu zăbrele;
- agrafele prea scurte nu sunt eficiente pentru că pot să nu intersecteze planul de rupere. Se recomandă să se neglijeze agrafele mai scurte de $\frac{1}{3} h_j$.
- câmpul de compresiune diagonală este mobilizat eficient numai dacă se prevăd etrieri cu ramuri multiple;
- armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armarea transversală de la extremitățile stâlpilor pentru a asigura rezemarea laterală a barelor longitudinale comprimate, în special a celor din colțuri.

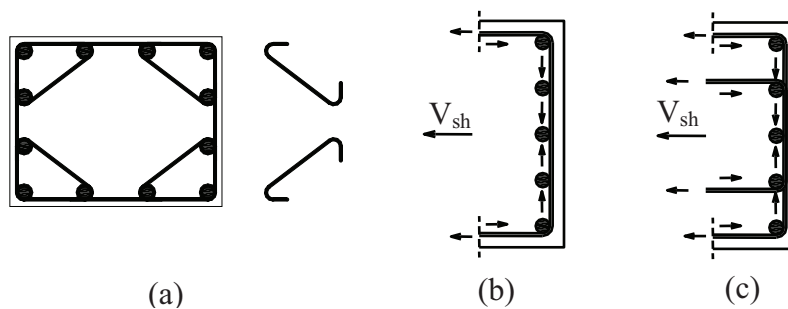


Figura C 5.29.

C5.3.4.2.3 (5) Din examinarea echilibrului de forțe tangențiale reprezentat în Figura C 5.26, rezultă că forța tăietoare verticală în nod poate fi estimată suficient de exact cu relația:

$$V_{jv} = (h_b/h_c) V_{jh} \quad (\text{C 5.5})$$

Din această valoare se consideră că armăturile verticale trebuie să preia prin mecanismul de grindă cu zăbrele numai fracțiunea $\frac{2}{3} V_{jv}$, având în vedere că prevederile de proiectare limitează sau chiar evită plastificarea stâlpilor.

C5.3.4.3.1 (1) și (2) P 100-1 aduce modificări ale procedeeleor de dimensionare a pereților încărcăți static monoton (conform SR EN 1992-1-1), atunci când pereții structurali sunt supuși acțiunilor ciclice seismice.

Pentru calculul secțiunilor de beton armat ale pereților se face trimitere la CR 2-1-1.1, așa cum s-a procedat și în cazul elementelor structurilor în cadre pentru care s-a făcut trimitere la SR EN 1992-1-1. Cu toate acestea, pentru ca aplicarea codului să se facă cu înțelegerea deplină a prevederilor, în prezentele comentarii se prezintă fundamentarea relațiilor de calcul pentru pereți.

Ca și în cazul stâlpilor structurilor în cadre, se dau prevederi distincte pentru asigurarea în raport cu cedarea betonului prin compresiune și, respectiv, pentru asigurarea față de așa numita rupere prin întindere diagonală a pereților.

În primul caz, betonul comprimat se rupe brusc înainte de curgerea armăturilor transversale, în timp ce, în al doilea caz, ruperea intervine după dezvoltarea deformațiilor plastice în armături.

De asemenea, codul stabilește modele de calcul în vederea ruperii prin lunecare în lungul rosturilor de turnare.

(a) Asigurarea față de ruperea prin compresiune diagonală

Se prezintă pentru început prevederile date în EN 1998-1.

Dimensionarea secțiunilor de beton, respectiv evaluarea forței tăietoare maxime $V_{Rd,max}$, se face diferit pentru elementele proiectate pentru DCH și DCM, pe de o parte, și între zonele plastice și zonele din afara acestora, pe de altă parte. Astfel:

(i) Pentru pereții proiectați pentru clasa de ductilitate medie se preiau nemodificate prevederile de dimensionare la forța tăietoare date în SR EN 1992-1-1 pentru pereții solicitați static monoton.

(ii) Pentru pereții proiectați pentru clasa de ductilitate înaltă, procedura de calcul este:

- În afara zonelor critice, valoarea $V_{Rd,max}$ se calculează cu relațiile SR EN 1992-1-1, considerând $ctg\theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$), iar brațul de pârghie al eforturilor interioare $z \approx 0,8l_w$.
- În zona critică de la baza peretelui, $V_{Rd,max}$ este 0,5 din valoarea determinată pentru zonele situate în afara acestei zone.

Această reducere a rezistenței de proiectare a pereților în zona critică de la baza acestora, pentru structuri cu cerințe de ductilitate mari (clasa DCH), este foarte drastică. Ea se bazează pe studiile experimentale conduse de autorii Eurocodului care au evidențiat asemenea scăderi ale capacităților pereților încărcăți, în raport cu valorile obținute prin aplicarea SR EN 1992-1-1:2004.

Și în cazul pereților proiectați pentru clasa de ductilitate medie, aceștia urmând să suporte cicluri de încărcări alternante în domeniul postelastice, rezistența lor va fi, în mod firesc, afectată negativ.

Cu toate acestea, EN 1998-1 nu prevede pentru aceștia adoptarea altor expresii de calcul decât cele date în SR EN 1992-1-1.

Aplicarea acestor prevederi la proiectarea structurilor cu pereți în zone cu seismicitate înaltă, cum ar fi, de exemplu, zonele cu accelerația maximă de proiectare, $a_g \geq 0,25g$ de pe teritoriul României, duce evident la următoarele consecințe:

- Dimensiuni excesive, pentru practica de la noi din țară, ale pereților. De exemplu, pentru structuri duale de tip curent, cu 10 – 15 niveluri, grosimea

necesară rezultată din calcul este, în funcție de deschideri, de 90 – 120 cm. În aceste condiții, consumurile pot deveni prohibitive și ca urmare a faptului că greutatea pereților intervine cu ponderea cea mai mare în greutatea totală a construcției.

- Sporuri majore ale armăturilor longitudinale de încovoiere pentru structurile din clasa DCM, în raport cu cele proiectate pentru DCH. Clasa de ductilitate înaltă este, în principiu, cea mai indicată în zonele expuse la atacul unor cutremure puternice. Pe de altă parte, sporul capacității de rezistență la încovoiere atrage și sporul forțelor tăietoare de proiectare și, implicit, al consumurilor de beton și armătură transversală, pentru a asigura rezistența necesară la aceste acțiuni.

Experiența acumulată în urma cutremurelor pe care le-a suportat teritoriul României în ultimii 40 de ani nu pare să confirme aceste procedee de dimensionare foarte severe. Astfel, de exemplu, la marele cutremur din 1977, construcțiile cu structuri cu pereți de beton armat s-au comportat relativ bine în pofida faptului că dimensiunile și armarea acestora erau cu totul inadecvate și insuficiente ca urmare a proiectării pe baza unui cod mult sub nivelul codurilor avansate de astăzi.

Din acest motiv, se păstrează procedeele din CR 2-1-1.1 pentru evaluarea rezistenței de compresiune diagonală. O asemenea opțiune este justificată și de faptul că aplicarea acestor procedee duce la rezultate foarte apropiate de aplicarea codurilor de proiectare din SUA și Noua Zeelandă, țări în care ingineria seismică este foarte avansată.

Expresia pentru verificarea rezistenței betonului inimii pereților la eforturi principale în zona critică de la baza pereților (zona A) se face cu relația:

$$V_{Ed} \leq 0,15 b_w l_w f_{cd} \quad (C 5.6)$$

Se remarcă faptul că rezistența la compresiune diagonală este exprimată funcție de rezistența de proiectare a betonului comprimat și nu funcție de rezistența betonului întins, ca în ediția precedentă a codului CR 2-1-1.1. Scrierea în acest fel a relației este cea corectă, din moment ce exprimă rezistența la un efort de compresiune. Factorul 0,15 ține seama de dependența rezistenței la compresiune a betonului, de mărimea eforturilor de întindere normale pe diagonală (eforturile principale de întindere, preluate de armăturile transversale) și de reducerea rezistenței betonului la solicitarea statică produsă de acțiunea ciclică a forțelor orizontale.

Deși semnificativ mai mare decât valoarea rezistenței date de SR EN 1998-1, valoarea furnizată de relația (C 5.6) se potrivește, așa cum s-a arătat, cu cea prescrisă de normele americane și neo-zeelandeze.

În afara zonei critice, rezistența inimii de beton a peretelui se stabilește cu relația:

$$V_{Ed} \leq 0,18 b_w l_w f_{cd} \quad (C 5.7)$$

Trebuie însă observat că dacă clădirea nu are foarte multe etaje este recomandabil să se mențină grosimea pereților pe toată înălțimea. Este posibil însă să se reducă clasa betonului.

(b) Asigurarea față de rupere prin întindere diagonală

Expresiile de calcul se aleg în funcție de mărimea raportului (deschiderii) de forfecare

$$\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w.$$

(i) În cazul pereților lungi și medii, categorie definită de $\alpha_s \leq 2$, calculul se efectuează, conform prevederilor SR EN 1992-1-1, considerând înclinarea fisurii critice $\theta=45^\circ$ și $z=0,8l_w$.

(ii) În cazul pereților scurți, definiți de un raport $\alpha_s > 2$, la care ponderea relativă a efectelor forței tăietoare este mai mare, se utilizează expresiile:

- Pentru armăturile orizontale:

$$V_{Ed} = V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{w0} \alpha_s l_w \quad (C 5.8)$$

în care:

ρ_h coeficientul de armare al barelor orizontale din inima peretelui

$f_{yd,h}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii orizontale din inimă

$V_{Rd,c}$ valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile pentru elemente fără armare de forță tăietoare conform SR EN 1992-1-1.

Factorul α_s pune în evidență faptul că la elementele scurte și armăturile verticale sunt active în preluarea forței tăietoare, astfel încât eficiența armăturii orizontale este sporită convențional.

Examinarea expresiei (C 5.8) arată că aceasta exprimă un echilibru la limită într-o secțiune înclinată considerată, în mod convențional, fisura de rupere care unește punctul de aplicație convențional al rezultantei forțelor orizontale cu colțul comprimat de la baza peretelui.

Contribuția armăturii orizontale este dată de termenul al doilea din relația (C 5.8), care poate fi scris, ignorând factorul α_s , și sub forma:

$$V_{Ed} = (A_h / b_{w0} S_h) b_{w0} (M_{Ed} / V_{Ed}) 0,75 f_{yh,d} = A_h (Z / S_h) 0,75 f_{yh,d} \quad (C 5.9)$$

Raportul z/S_h indică numărul armăturilor transversale cu secțiunea A_h interceptate de fisura de rupere, iar factorul 0,75 ia în considerare eficiența acestor armături și anume a armăturilor din apropierea colțului comprimat, unde fisura este puțin deschisă și, deci, nu se ajunge la curgere.

Modelul de dimensionare al armăturii orizontale este comun cu cel din CR 2-1-1.1.

Întrucât $V_{Rd,c}$ prescrisă de EN 1998-1 nu este justificată principial, pentru contribuția betonului în preluarea forței tăietoare se dau relațiile:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &\leq V_{Rd,c} + \rho_h f_{yd,h} b_w l_w \\ V_{Rd,c} &= 0, && \text{în zona A} \\ V_{Rd,c} &= 0,5 \sigma_0 b_w l_w && \text{în zona B} \end{aligned} \quad (C 5.10)$$

în care σ_0 este efortul unitar mediu de compresiune în inima peretelui, pentru a ține seama de efectul favorabil al forței verticale de compresiune aplicate secțiunii peretelui.

Deoarece pentru evaluarea pereților scurți majoritatea normelor de proiectare aplică modelul de grindă cu zăbrele, în CR 2-1-1.1 s-a menținut procedura de dimensionare a armăturilor inimii bazată pe acest model.

Și în ceea ce privește rezistența pereților în lungul rosturilor de lunecare a altor planuri prefisurate se menține modelul rezistenței la lunecare prin frecare din CR 2-1-1.1.

C5.3.4.3.2(3) Inegalitatea (5.34) reprezintă o condiție de ductilitate de curbură minimă. Această condiție este exprimată într-o formă generală și riguroasă prin intermediul limitării înălțimii zonei comprimate a secțiunilor de beton. Pe această cale se poate lua în considerare influența tuturor factorilor de care depinde mărimea acesteia (cantitatea de armătură pe inimă, tălpile intermediare, etc.).

Valorile x_u s-au stabilit considerând cazul pereților lungi (cu raportul între lungimea și lățimea secțiunii $H/h > 4$) și valori ale ductilității de structură în domeniul 4-6. Convertind condiția de ductilitate la deplasare a structurii în condiții de ductilitate de curbură și ținând seama de raportul dintre rezistențele de calcul și cele medii considerate, de regulă, în calculul deformațiilor efective, se poate obține o valoare $x_u \approx 0,3l_u$. Pentru a ține seama de faptul că cerințele de ductilitate scad pe măsura sporirii capacității de rezistență, valoarea x_u a fost corectată prin includerea raportului Ω .

C5.3.4.3.2 (7) Integritatea zonei de beton vizate în această secțiune este esențială pentru buna comportare a peretelui la acțiunea seismică ciclică alternantă. În situația în care aceasta este comprimată, prinderea barelor verticale cu etrieri contribuie la aceasta, în plus față de armătura transversală curentă a inimii sau a tălpii. În situația când extremitatea peretelui este supusă la întindere, armătura transversală de tip stâlp contribuie la realizarea unor condiții bune de aderență pentru armăturile verticale și la limitarea deschiderii fisurilor.

C5.3.4.4(2) Testele de laborator și comportarea grinzilor de cuplare la atacul cutremurelor intense evidențiază faptul că grinzile armate cu bare ortogonale (cu bare longitudinale și etrieri verticali) suferă degradări foarte mari ale betonului, însoțite de reducerea rezistenței. Acestea sunt expuse, în principal, la ruperea prin lunecare în rosturile verticale deschise între pereți și extremitatea grinzii.

C5.3.4.4(3) Din acest motiv, armarea „clasică” cu bare ortogonale este admisă numai dacă nivelul de solicitări la forță tăietoare, exprimat prin mărimea eforturilor unitare tangențiale, este relativ mic (relația 5.37).

În caz contrar, este obligatorie armarea cu bare diagonale, strânse cu etrieri sau fretă, formând carcasa de tipul celor utilizate la armarea stâlpilor. Se contează pe aportul egal al barelor întinse și al celor comprimate.

Pentru o bună comportare este esențial ca armăturile să fie generos ancorate și să nu flambeze.

C 5.4. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie

C5.4 În cazul construcțiilor proiectate pentru clasa DCM, rezistența laterală este mai apropiată de valoarea forței tăietoare de bază în răspunsul seismic elastic decât în cazul construcțiilor aparținând clasei DCH.

Ca urmare, deformațiile plastice așteptate în zonele plastice ale elementelor structurale vor fi mai mici, iar deformarea plastică în elementele și zonele proiectate ca nedisipative prin ierarhizarea adecvată a capacității de rezistență va fi, cu mare probabilitate, rară.

Pe această bază, măsurile de proiectare privind dirijarea mecanismului de disipare a energiei și măsurile de ductilizare a elementelor structurale sunt în mod firesc mai relaxate pentru construcțiile din clasa DCH, în raport cu cele din clasa DCM.

Principalele diferențe între măsurile de proiectare pentru cele două clase se discută în ansamblu, și nu în detaliu, pe categorii de probleme. Cele mai importante sunt:

- (i) Valorile factorilor γ_{Rd} , la toate categoriile de elemente, sunt mai mici pe considerentul că, prin avansarea moderată în domeniul de consolidare a oțelului, efectele de suprarezistență sunt mai mici.
- (ii) La fiecare nivel al unui cadru etajat se consideră zone plastice în stâlpi numai zonele de la partea inferioară a acestor elemente. Face excepție primul nivel de la bază, unde zonele de la ambele extremități se consideră critice.

Sunt două argumente pentru aceasta și anume:

- Răspunsul seismic al cadrelor de beton armat proiectate cu metoda capacității de rezistență nu evidențiază, de regulă, plastificări pe înălțimea stâlpilor. Atunci când, ocazional, apar articulații plastice la niveluri inferioare, unde ductilitatea stâlpilor este mai mică, ca urmare a forțelor axiale de compresiune mai mari, acestea se dezvoltă la baza fiecare nivel. Pe de altă parte, măsurile curente de armare transversală în stâlpi asigură un nivel semnificativ de confinare.
 - Datorită lungimii mari a zonelor critice, în condițiile în care acestea se consideră că există la ambele extremități ale stâlpilor, zona mediană „necritică” este nesemnificativă ca dezvoltare. Aceasta face ca, în mod nejustificat, măsurile severe de armare transversală specifice zonelor critice să fie prevăzute practic pe toată înălțimea stâlpilor.
- (iii) Măsurile de ductilizare, în primul rând cele de armare transversală, sunt reduse față de clasa DCH, adoptându-se distanțe maxime între etrieri mai mari și diametre de etrieri mai mici.
- (iv) Se renunță la verificarea prin calcul a nodurilor de cadru. Testele dovedesc că rezistența la forță tăietoare a nodurilor este mult superioară celei determinate prin modelele de calcul adoptate în Cod.
- (v) În consecință, în cazul structurilor proiectate pentru clasa DCM, la care deformația grinzilor în domeniul plan este limitată, rezistența nodurilor poate fi asigurată numai prin respectarea unor reguli constructive.
- (vi) La pereți, condiția de limitare a zonei comprimate a secțiunilor în vederea asigurării ductilității de curbură necesare este, la rândul ei, relaxată față de cea prevăzută pentru DCH.
- (vii) Condiția care permite armarea ortogonală a grinzilor de cuplare este relaxată prin sporirea valorii maxime a forței tăietoare de proiectare cu 50%.

C 5.5. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate joasă

C5.5 Structurile proiectate pentru DCL sunt teoretic lipsite de ductilitate. Sensibilitatea lor majoră privește comportarea lor la acțiunea cutremurelor mai puternice decât cea a cutremurului de proiectare. Din acest motiv, adoptarea acestei clase de ductilitate este admisă numai pentru regiuni seismice cu seismicitate joasă, având $a_g \leq 0,10g$.

Pentru a înzestra elementele structurale esențiale cu un minim de ductilitate, în zonele critice de la baza stâlpilor și pereților se prevede o armare transversală minimă.

C 5.6. Proiectarea structurilor duale

C5.6 Până la prezenta ediție a P100-1, în normele românești nu se făcea deosebire între cele două categorii de structuri duale, cu cadre preponderente și cu pereți preponderenți. Ca urmare, în practica de proiectare se obișnuiește ca, indiferent de apartenența la o categorie sau alta, grinzile și stâlpii să fie proiectați ca elemente ale unor cadre pure.

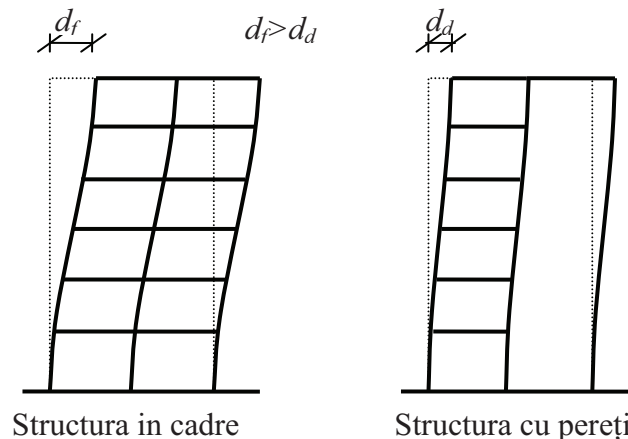


Figura C 5.30.

O asemenea abordare este nejustificată și are ca efect o procedură de proiectare mai complicată și un consum de material mai mare decât cel necesar în stâlpi.

Așa cum se prezintă schematic în Figura C 5.30, rigiditatea mare a pereților face ca deplasările orizontale să fie inferioare celor care produc articularea plastică la capetele stâlpilor.

În aceste condiții nu se pot dezvolta mecanisme de plastificare de etaj și, ca urmare, nu este necesară respectarea relației (5.4), care are drept scop tocmai evitarea formării unor asemenea mecanisme. Pe de altă parte, nu sunt necesare măsuri speciale de sporire a ductilității stâlpilor (pentru că ductilitatea acestora nu va fi mobilizată). În consecință, se pot accepta valori v_d mai mari decât în cazul structurilor în cadre pure, iar măsurile de armare transversală la extremitățile stâlpilor pot fi relaxate. Orientativ, cu caracter acoperitor, la stâlpii proiectați pentru clasa DCH pot fi aplicate regulile pentru clasa DCM, iar la stâlpii proiectați pentru clasa DCM, regulile pentru DCL.

C 5.7. Ancorarea și înnădirea armăturilor

C5.7.1 (4) Măsura de sporire a lungimii de ancorare a armăturilor din zona plastică are în vedere degradarea aderenței produse de alternanța eforturilor întindere – compresiune provocate de acțiunea seismică ciclică.

O măsură similară era prevăzută și în STAS 10107/0 – 90 unde se indica o sporire cu 20% a lungimii de ancorare în cazul elementelor cu condiții nefavorabile de solicitare.

C5.7.2.1 (2) Încărcarea nodurilor cu forțele de legătură cu grinzile se face în cea mai mare parte prin eforturile de aderență dezvoltate pe suprafața laterală a barelor care

traversează nodul. Forțele de aderență trebuie să echilibreze eforturile aplicate armăturilor, de o parte și de alta a nodului de cadru, pe schema din Figura C 5.31.

În starea de solicitare maximă, barele de la partea superioară a grinzilor sunt solicitate la un capăt la efortul de curgere, iar la celălalt de un efort unitar mai mic, pentru că armătura inferioară $A_{s2} < A_{s1}$, pe de o parte, iar pe de altă parte, o parte din forța de compresie se transmite nodului prin beton.

Barele de la partea superioară nu beneficiază de condiții favorabile de aderență ca urmare a tasării inițiale a betonului, astfel încât se poate conta numai pe cca. 70% din rezistența aderenței $\tau_b \approx 2,2f_{ctm}$, în care f_{ctm} este rezistența medie la întindere a betonului.

La rezistența prin aderență trebuie adăugată și rezistența prin frecare datorată încărcării normale din forța de compresie dezvoltată în stâlpul superior, care se poate estima aproximativ prin valoarea $0,25v_d f_{cd}$, în care v_d este forța axială normalizată, iar f_{cd} este rezistența de proiectare la compresie.

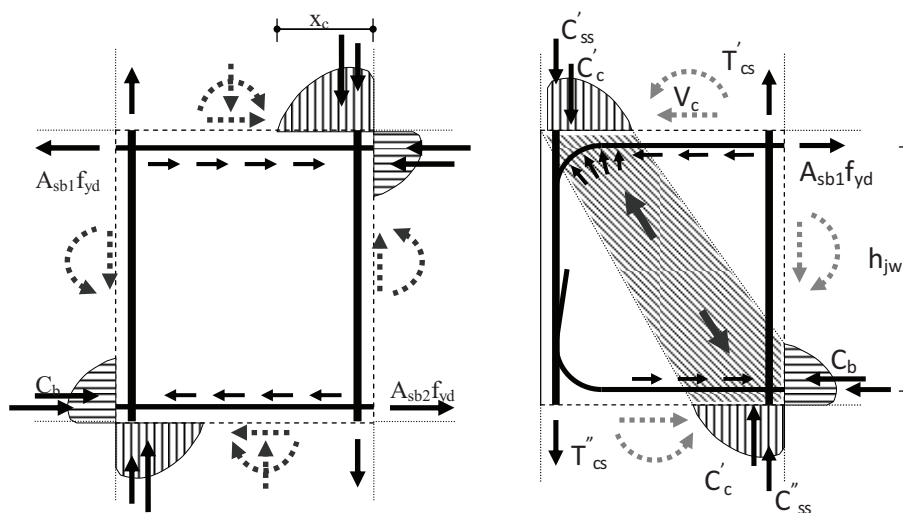


Figura C 5.31.

Rezultă o rezistență medie la lunecare în jurul barei de

$$2,2f_{ctm} + 0,25v_d f_{cd} \approx 2,2f_{ctm}(1 + 0,8v_d). \quad (C 5.11)$$

Egalând valoarea efectivă a efortului tangențial rezultat din echilibrul barei din Figura C 5.31 cu această valoare a rezistenței echivalente de aderență, se obține relația care stabilește diametrul maxim d_{bLmax} al armăturilor care traversează nodul:

$$d_{bLmax} = 10 \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75 \frac{A_{s1}}{A_{s2}}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} h_c \quad (C 5.12)$$

Relația (5.46) a fost ajustată pentru a ține seama că o anumită fracțiune a forței tăietoare care solicită nodul se transmite prin compresie diagonală.

Expresia (C 5.12) este confirmată de rezultatele unor studii experimentale. Aplicarea acesteia duce la diametre admisibile, relativ mici, ale barelor grinzilor care traversează nodurile, mai cu seamă la etajele superioare, unde valoarea v_d este mică.

Condiția (C 5.12) poate fi considerată ca o altă condiție de dimensionare a secțiunii stâlpilor, pe lângă cea legată de limitarea driftului și cea a rezistenței betonului nodului la compresiune diagonală.

C5.7.3(4) Relația (5.48) se obține pornind de la echilibrul zonei de armătură dincolo de secțiunea de unde se măsoară ancorajul Figura C 5.32

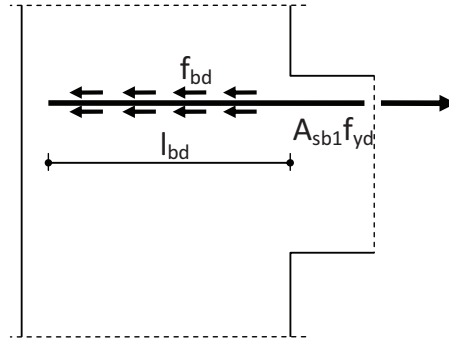


Figura C 5.32.

$$l_{bd} = \frac{A_s f_{yd}}{\pi \cdot d_{bL} f_{bd}} = \frac{1}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} d_{bL} \quad (C 5.13)$$

în care:

l_{bd} lungimea de ancorare necesară

f_{bd} efortul unitar de aderență ultim

$$f_{bd} = 2,25 \eta f_{ctd} \quad (C 5.14)$$

unde:

f_{ctd} valoarea de proiectare a rezistenței la întindere a betonului

η coeficient care ține seama de condițiile de aderență,

$\eta=1$ pentru aderențe bune și $\eta=0,7$ pentru condiții nefavorabile de aderență, conform SR EN 1992-1-1.

Lungimea de înnădire prin suprapunere, l_0 , pentru cazurile curente, se calculează cu relația:

$$l_0 = k_s \sqrt{\frac{1}{25} \left(\frac{A'_s}{A_s} \% \right)} l_{bd} \quad (C 5.15)$$

în care:

$\left(\frac{A'_s}{A_s} \% \right)$ reprezintă raportul exprimat în procente între secțiunea armăturilor care se întrerupe într-o secțiune și secțiunea totală a barelor care se înnădesc, limitat superior la 1,5

k_s coeficient de amplificare a lungimii de suprapunere în situația în care înădăirea se face în zone critice, solicitate alternant, egal cu 1,25

Considerând condițiile cele mai severe, rezultă:

$$l_0 = \frac{1,5 \times 1,25}{4 \times 2,25} \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} d_{bL} \approx 0,2 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} d_{bL} \quad (\text{C 5.16})$$

C5.7.3(5) Condiția este preluată identic din SR EN 1998-1.

Structura expresiei evidențiază faptul că presiunea exercitată asupra betonului în care este înglobată armătura, la tendința acestuia de despicare, respectiv de contracarare a eforturilor de întindere inelare, produse de interacțiunea dintre profilul armăturii și betonul înconjurător, sunt dependente de aria armăturii transversale și de intervalul dintre etrieri.

C 5.8. Fundații și infrastructuri

C5.8.1 Organizarea sistemului Eurocodurilor structurale, adoptate în mod firesc și de sistemul național de reglementări tehnice, prevede ca proiectarea geotehnică și proiectarea structurilor de fundare să fie tratate într-o reglementare separată de P100-1. Din acest motiv, se rețin aici pentru discuție numai aspectele de principiu și un număr redus de măsuri de proiectare.

Sistemul fundațiilor, sau infrastructura, după caz, reprezintă o componentă esențială a unei clădiri, a cărei integritate și ale cărei proprietăți de rigiditate și rezistență influențează decisiv răspunsul seismic al structurii în ansamblu. În același timp, costul lucrărilor de fundație are o pondere foarte mare în costul total al construcției și, din acest motiv, alegerea sistemului de fundare și proiectarea lui corectă reprezintă una dintre operațiile cele mai importante ale proiectării construcțiilor.

Fundațiile se dezvoltă în plan atât cât este necesar pentru ca presiunile pe teren să fie suficient de mici pentru a putea fi suportate de pământul de fundare, un material cu rezistența de aproape 100 de ori mai mică decât materialul structural – betonul. Funcție de tipul de structură și de proprietățile mecanice ale terenului, modul de realizare al fundațiilor poate fi diferit: fundații izolate sau tălpi continue sub pereți, fundații legate sau constituite de grinzi de fundare, radiere generale, fundații de adâncime, piloți sau chesoane, infrastructuri complexe.

În condițiile unei alcătuirii adecvate, infrastructurile reprezintă sistemul cel mai avantajos din punctul de vedere al rezistenței structurii la forțe laterale și al unei rezemări sigure pe teren. Sistemul este indicat, mai cu seamă, în cazul structurilor multietajate cu pereți de beton armat.

În majoritatea cazurilor, infrastructura este constituită din elementele subsolului: grinzi de fundație de dimensiunile pereților de subsol interiori și de contur, împreună cu plăcile planșeelor subsolurilor și placa (radierul) situate la nivelul inferior al grinzilor.

Infrastructura poate îngloba și structura primelor niveluri supraterane, dacă acestea sunt considerabil mai puternice decât cea a următoarelor niveluri. De asemenea, se poate realiza din elemente structurale, sub nivelurile funcționale ale clădirii. Și în cazul infrastructurilor se poate opta, atunci când terenul este slab sau când forțele laterale mari ar duce la pierderea contactului cu terenul prin desprindere pe o suprafață

mare din amprenta construcției în teren, la fundarea pe piloți, capabili sau nu, după necesități, de a dezvolta și forțe de întindere semnificative.

Infrastructurile astfel alcătuite posedă înaltă capacitate de rezistență și rigiditate, astfel încât au o comportare apropiată de cea a unui corp rigid. Consecința practică este că elementele verticale pot fi considerate încastrate la nivelul planșeului peste subsol, dimensionarea suprastructurii putând fi făcută pe acest model. De asemenea, în acest caz incertitudinile privind distribuția presiunilor pe teren sunt mai mici, iar mișcările relative între bazele elementelor verticale sunt minimizate.

Se consideră, în mod simplificat, dar nu și acoperitor, că forța axială de proiectare este cea obținută în calculul structural la secțiunea seismică de proiectare.

În principiu, există două limite ale modelării fundațiilor (infrastructurii) utilizate în proiectarea curentă:

- O modelare completă a ansamblului suprastructură – fundație rezemată elastic (prin resorturi Winkler, cu comportare liniară sau neliniară), încărcat cu forțele verticale și laterale. Calculul efectuat cu metoda forțelor orizontale echivalente sau cu metoda modală cu spectru de răspuns furnizează eforturile din elementele fundației, componente ale acestui ansamblu.
- O modelare a elementelor fundației solificate de forțele de legătură cu suprastructura aplicate în secțiunile transversale de la baza elementelor verticale (stâlpi, pereți) ale suprastructurii. În cazul cel mai complex al unor infrastructuri, acest tip de modelare echivalează ansamblul elementelor acestuia cu un planșeu tip rețea de grinzi orizontale, în care diferitele componente sunt caracterizate de proprietăți de rigiditate echivalente conlucrării grinzilor (pereților) de fundare cu plăcile de fundație sau ale subsolului (subsolurilor). O asemenea modelare este aproximativă și de cele mai multe ori neacoperitoare.

Prin proiectare se poate impune elementelor infrastructurilor un răspuns seismic elastic sau unul neliniar.

Răspunsul elastic se poate obține în două situații:

- în cazul structurilor proiectate pentru clasa DCL, în zone cu seismicitate foarte joasă, cu răspuns elastic pentru ansamblul suprastructură – infrastructură; elementele se dimensionează la eforturile obținute în combinația seismică de încărcări, pe baza prevederilor din EN 1998–1.
- în situația când în modelul de calcul forțele transmise de suprastructură infrastructurii sunt cele asociate mecanismului de disipare (plastificare) a suprastructurii; o cale simplă, aproximativă, pentru a obține valorile de proiectare ale eforturilor în elementele infrastructurii, este de a considera în calculul structural o forță orizontală sporită față de forța de proiectare prin amplificarea cu un factor de suprazistență global. Pentru construcții cu structură uniformă în plan și suprazistență moderată, acest factor de amplificare poate fi luat egal cu 1,5. Procedul are în vedere și componente ale mecanismului de rezistență la nivelul infrastructurii, care nu sunt considerate, de regulă, explicit în calcul: frecarea între teren și pereții de contur, presiunea pasivă, etc. În alte situații de alcătuire, valoarea factorului de amplificare trebuie modificată corespunzător.

O a doua abordare posibilă este aceea de a determina eforturile în elementele infrastructurii din calculul structural la forța seismică de proiectare, pentru clasa de ductilitate selectată pentru suprastructură, DCH sau DCM. În acest caz, dimensionarea și armarea elementelor sistemului de fundație se face cu respectarea regulilor specifice clasei de ductilitate considerate. O preocupare deosebită trebuie să existe pentru dimensionarea elementelor grinzilor (pereților de subsol) la valori ale forței tăietoare deduse pe baza principiilor proiectării la capacitate și pentru respectarea măsurilor de ductilizare.

C5.8.2 În general, problemele de proiectare cele mai dificile intervin la infrastructurile complexe ale structurilor cu pereți de beton armat. Aceste probleme sunt discutate în anexa de comentarii a CR 2-1-1.1.

Dintre măsurile de proiectare date la 5.8.2 se rețin aici numai două.

C5.8.2 (2) În grinzile de legătură între fundații apar, pe lângă momente încovoietoare și forțe tăietoare, și forțe axiale rezultate din deplasările orizontale relative între fundații, pe care calculul structural nu le evidențiază explicit. În EN 1998-1, aceste forțe au valori care reprezintă fracțiuni din forța axială de proiectare adusă de elementele verticale pe fundații, depinzând de natura terenului. Forțele de legătură se determină cu relația $kN_{Ed} a_g / g$, în care a_g este accelerația de vârf de proiectare, N_{Ed} este forța axială de proiectare, iar k este un factor care ia valori de la 0,3, în cazul terenurilor slabe, la 0,6 în cazul terenurilor foarte slabe.

C5.8.2 (4) Armătura orizontală montată în radier trebuie să preia momentele încovoietoare produse de presiunile pe teren, dar trebuie să controleze și fisurarea din contracție a betonului din radier. Este acceptat astăzi că procentul de armare care permite limitarea necesară a deschiderii fisurilor este de cel puțin 0,20% la fiecare față a plăcii de bază. Se recomandă ca grosimea radierului să fie astfel aleasă încât armătura de încovoiere necesară să fie 0,25%, atât cât asigură și controlul fisurării de contracție.

C 5.9. Efecte locale datorate interacțiunii cu pereții nestructurali

C5.9 La alcătuirea pereților de umplură din zidărie din corpuri ceramice se pot avea în vedere două concepții:

- (a) izolarea elementelor cadrelor de panourile de zidărie prin prevederea unor fâșii înguste din materiale deformabile între zidărie și elementele structurale;
- (b) păstrarea contactului perimetral între panouri de zidărie și stâlpii și grinzile structurii de beton armat.

În acest din urmă caz, panourile de umplură interacționează cu structura și, indiferent dacă sunt considerate în capacitatea de rezistență laterală a construcției, sau nu, acestea se manifestă în realitate ca elemente structurale și, până la eventuala lor distrugere la acțiunea unui cutremur puternic, panourile preiau o anumită fracțiune din încărcarea laterală.

În practica de proiectare, în situația (b) există două abordări posibile:

- zidăria de compartimentare și de închidere, plasată între elementele cadrului, este considerată element structural, parte constitutivă a mecanismului structural pentru forțe laterale și, ca urmare, trebuie armată;
- nu se contează pe aportul structural al zidăriei, dar prin proiectare se iau măsuri care să țină seama de efectele interacțiunii structură - perete de umplură; trebuie asigurate exigențele de comportare ale panourilor de umplură la ULS, caz în care zidăria avariata nu trebuie să cadă și să prezinte risc pentru viețile oamenilor, și la SLS, caz în care degradările zidăriei trebuie să fie moderate și ușor reparabile ca urmare a dimensionării corespunzătoare a rigidității laterale a cadrelor.

Cele mai importante efecte ale interacțiunii panourilor de umplură cu structura tip cadru sunt următoarele:

- sporirea rigidității laterale a structurii; pentru cazul unor structuri flexibile situate în zone seismice caracterizate de valori mici ale perioadei T_c , forțele seismice cresc peste nivelul corespunzător structurii pure;
- crearea unor neregularități pe verticală (succesiuni de niveluri rigide și flexibile, Figura C 5.33, a) și pe orizontală, prin sporirea torsiunii de ansamblu ca urmare a modificării poziției centrului de rigiditate (Figura C 5.33, b); la proiectarea clădirilor în zone seismice asemenea situații trebuie evitate întotdeauna;

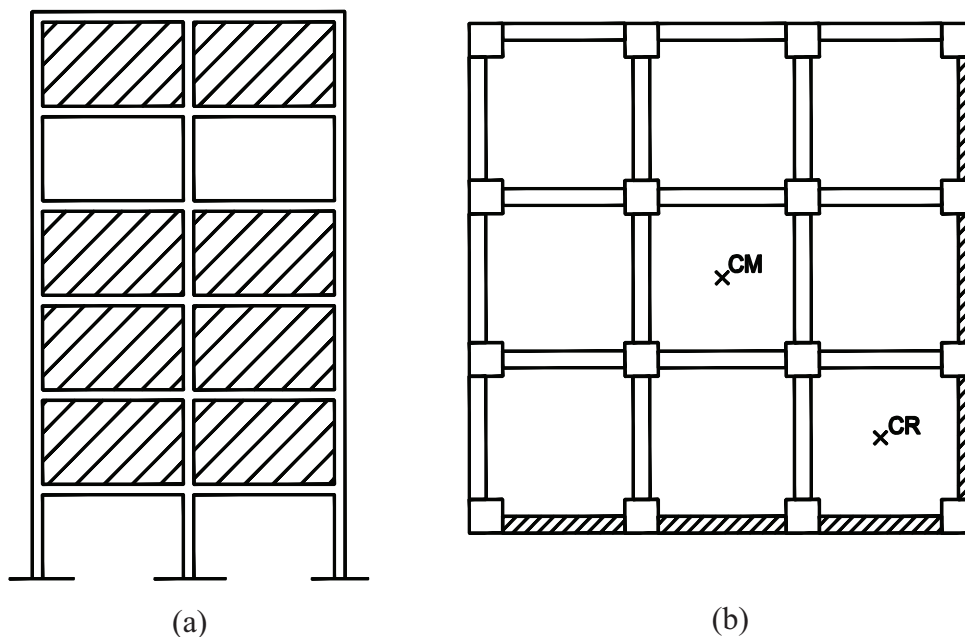


Figura C 5.33.

- crearea unor condiții de solicitări de tip elemente scurte, cu risc de rupere la forțe tăietoare (Figura C 5.34), pentru că forța tăietoare pe porțiunea deformabilă a stâlpului este substanțial mai mare decât cea care poate apărea într-un stâlp liber.

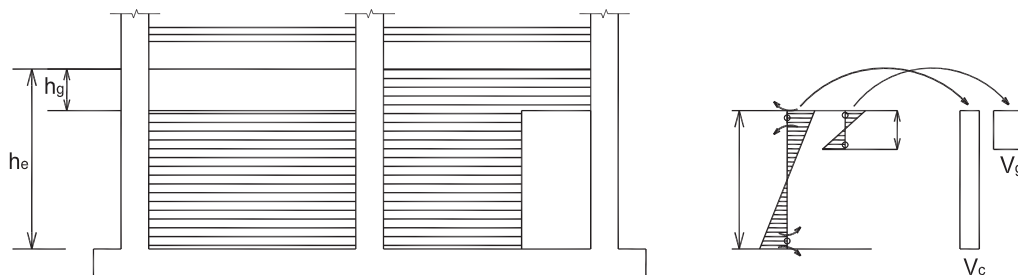


Figura C 5.34.

Pentru a evita asemenea ruperi, în aceste cazuri se recomandă separarea pereților nestructurali de elementele structurii.

Acțiunea structurală a panoului de zidărie poate fi modelată sub forma unei bare comprimate cu direcția diagonalei panoului, funcție de sensul de atac al cutremurului (Figura C 5.35). Acțiunea diagonalei devine substanțială după apariția fisurilor de întindere înclinate și după desprinderea zidăriei de elementele cadrului în vecinătatea colțurilor unde s-ar aplica diagonala întinsă.

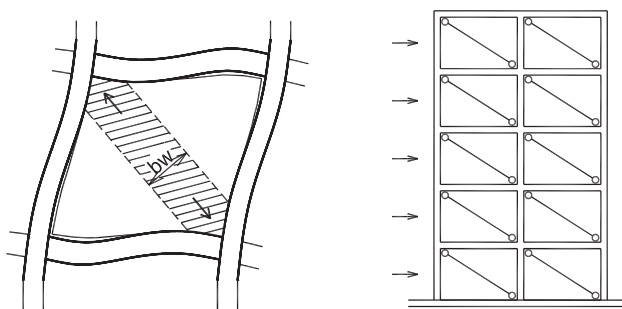


Figura C 5.35.

Ansamblul constituit din cadrul de beton armat și panourile de zidărie poate ceda în mai multe moduri sub acțiunea forțelor laterale:

- (a) La încovoierea de ansamblu ca un perete structural cu alcătuire compozită, similar cu pereții structurali din beton armat (Figura C 5.36). Pentru aceasta este necesar ca înima de zidărie a pereților să fie suficient de groasă pentru a nu se rupe la forța tăietoare, iar armătura inimii din zidărie armată să fie conectată eficient de stâlpii de beton armat.
- (b) Prin zdrobirea diagonalei comprimate constituită în inima de zidărie a peretelui compozit. Lățimea efectivă a diagonalei comprimate depinde de mai mulți parametri, între care raportul între rigiditățile panoului și ale cadrului, curbele caracteristice ale materialelor, nivelul de solicitare.
- (c) Dacă acțiunea seismică continuă după ruperea panoului de zidărie, practic întreaga forță laterală se transmite stâlpilor (bulbii peretelui compozit), care se pot rupe prin încovoiere sau forfecare.

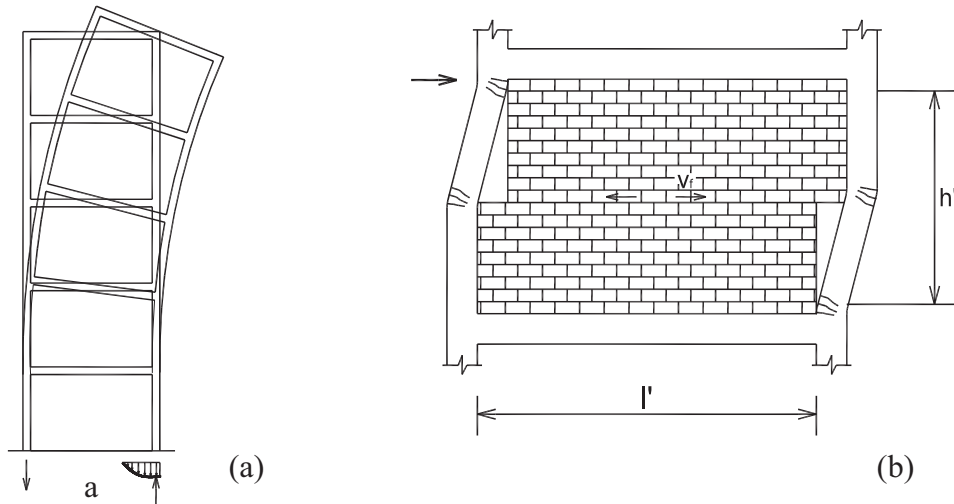


Figura C 5.36.

(d) Prin lunecarea peretelui în lungimea unui rost orizontal, prin care se crează un efect de “îngenunchiere” a cadrului la nivelul respectiv (Figura C 5.36, b). Un asemenea mod de cedare se manifestă dacă forța diagonală asociată producerii eforturilor, v_f , care generează lunecarea, este mai mică decât rezistența la compresiune în lungul diagonalei. Cu notațiile din Figura C 5.36, b, valoarea forței diagonale corespunzătoare producerii lunecării [Paulay, Priestley, 1992] este :

$$R'_d = \frac{0.04 f'_m}{1 - 0.3(h'/l')} b_w \cdot t \quad (\text{C 5.17})$$

în care,

f'_m rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei;

t grosimea zidăriei

b_w lățimea diagonalei echivalente

După lunecarea zidăriei, rezistența laterală a ansamblului este asigurată de stâlpi, care pot ceda la încovoiere sau, cel mai adesea, la forfecare.

În cazul unei alcătuiți identice a zidăriei pe înălțimea clădirii, avarierea zidăriei prin zdrobirea după diagonală sau prin lunecarea pe rost intervine, de regulă, la primul nivel. Prin dispariția panoului de umplură la primul nod, structura se transformă într-una cu un nivel slab, unde se concentrează în continuare deformațiile plastice. Din schema aproximativă de comportare din Figura C 5.36, rezultă că cerințele de ductilitate la elementele primului nivel sunt mult mai mari decât în cazul unei structuri cu deformabilitate uniformă pe verticală.

Din cele prezentate rezultă că este destul de dificil să se controleze răspunsul seismic al unei structuri compozite cum este cadrul de beton armat în interacțiune cu pereți de umplură. Această constatare este valabilă mai ales pentru cazul în care zidăria este nearmată. În asemenea situații, pentru a proteja stâlpii de la primul nivel, măsurile de armare transversală pentru zonele critice se extind pe toată înălțimea acestui nivel.

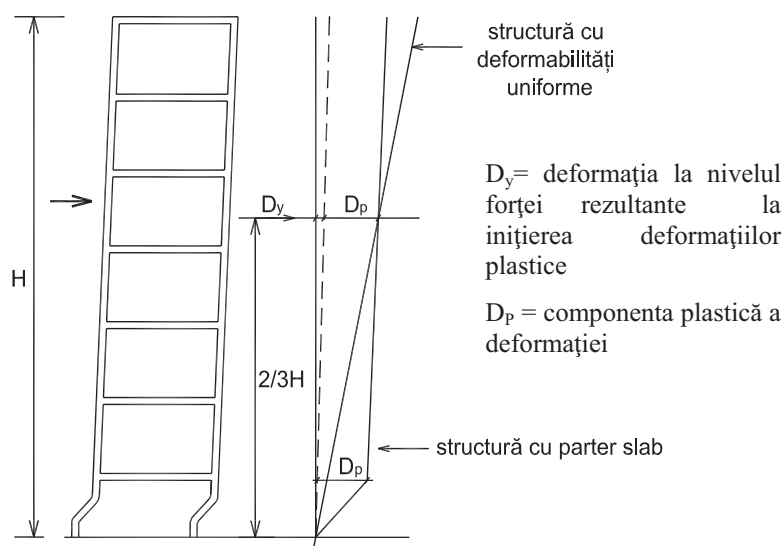


Figura C 5.37.

Panourile de zidărie trebuie asigurate și pentru forțele de inerție perpendiculare pe planul lor. Prăbușirea în lateral a pereților reprezintă pericolul cel mai important produs de aceste elemente pentru viața oamenilor. În cazul unor panouri armate și conectate eficient de rame de beton armat, panoul poate fi tratat ca o placă plană rezemată pe contur, încărcată normal pe planul acesteia.

Studiile experimentale au pus în evidență faptul că și panourile nearmate (zidărie simplă) pot susține importante forțe normale pe planul lor, datorită formării unui efect de boltă între reazemele peretelui pe orizontală și verticală, chiar după fisurarea la încovoiere a panourilor.

Acest mecanism de rezistență este însă influențat negativ de prezența unor spații libere (rosturi libere) pe contur între panouri și rama de beton armat. Asemenea goluri pot proveni dintr-o umplere incompletă a acestor spații cu mortar sau ca urmare a desprinderii pe contur (în zona diagonalei întinse, Figura C 5.35) datorate forțelor acționând în planul peretelui. De asemenea, dacă materialul este puternic degradat de acțiunea forțelor din planul peretelui, acțiunea de boltă devine mult mai puțin eficientă.

Rezultă că umplutura nearmată nu asigură un material structural satisfăcător, cu excepția, poate, a clădirilor joase (orientativ, până la două niveluri) cu ramă rigidă.

Bibliografie:

ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC 40, Redwood City, CA.

CEB (1998), Ductility of Reinforced Concrete Structures, Bull. D'Information 242, T. Telford (ed.), London.

CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.

Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). N2 – A method for non-linear seismic analysis of RC buildings, Proc. of the 9th WCEE, Tokyo, vol. V, p. 111-116.

- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthq. Spectra*, 16(8).
- FIB (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, *Bulletin 25*, Lausanne, Elveția, 192 pp.
- Institutul Român de Standardizare (1990), STAS 10107/0-90, Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. și Park, R., (1988), Theoretical Stress-Strain Model for confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 114, No. 8, pp. 1827-1849.
- Ministerul Dezvoltării Regionale și Administrației Publice (2013), CR 2–1–1.1: Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat, București.
- Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, agrozootehnice și industriale, INCERC București, *Buletinul Construcțiilor*, no. 1-2, 1992, 151 p.
- Panagiotakos, T.B. și Fardis, M.N., (2001), Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal*, V.98, No. 2, pp. 135-148.
- Park, Y.J. și Ang, A.M.S. (1985), Mechanistic Seismic Damage Model of Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 111, No. 4, pp. 722-739.
- Paulay, T. și Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York, 744 p.
- Paulay, T. (1986). A critique of the Special Provisions for Seismic Design of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-82). În: *Journal of the ACI*, martie-aprilie 1986.
- Postelnicu, T. și Zamfirescu, D., (1998), Lateral stiffness assessment of multistory RC frames structures, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- Postelnicu, T. și Zamfirescu, D., (1999). Comparison between displacement methods used for assessment of RC structures. Performance of RC frame structures designed according present Romanian codes. Proc. 1st Romanian-American Workshop, Iași, Romania.
- Postelnicu, T. și Zamfirescu, D., (2001). Towards displacement-based methods in Romanian seismic design code. *Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings*, Eds. D. Lungu & T.Saito, București, pp. 169-142.
- Rușanu, Cr., Pascu, R., (2003). Nonlinear static analysis for an existing reinforced concrete building. *Buletinul Stiintific al UTCB*, nr. 1/2003, pp. 27-39.
- SR EN 1998-1, Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur, Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri
- Takeda, T., Sozen, M.A. și Nielsen, N.N., (1970), Reinforced Concrete response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, V. 96, No. ST 12, pp. 2557-2573.
- Vecchio, F.J. și Colins, M.P. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Struct. J.*, 83(2), p. 219-231.

C 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN OȚEL

C 6.1 Generalități

C6.1. Capitolul 6 din codul P 100-1 se bazează, în principal, pe prevederile din SR EN 1998-1 cu unele completări și modificări.

C 6.1.1 Obiect și domeniu de aplicare

C6.1.(1) Prevederile din acest capitol se referă exclusiv la clădiri cu structura metalică (construcții civile, industriale, agricole și alte tipuri de construcții metalice cu structura similară cu cea a clădirilor (platforme industriale, estacade, structuri în cadre pentru susținerea turnurilor și cazanelor termocentralelor, etc.).

C6.1.(2) Prezentul cod implementează criteriile de verificare pentru rezistența elementelor structurale și a îmbinărilor armonizate cu SR EN 1993-1-1 și SR EN 1993-1-8.

C 6.1.2 Principii de proiectare

C6.1. Caracterizarea tipului de comportare a unei structuri, disipativă sau nedisipativă, pentru calcul, în cazul aplicării metodelor de calcul în domeniul elastic (cu forțe statice echivalente sau pe baza spectrelor de răspuns) se realizează prin intermediul factorului de comportare q . În Figura C 6.1 este prezentată o relație tipică dintre forța tăietoare la bază și deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului nelinier al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Valoarea factorului q depinde de următorii factori:

- suprarezistența de proiectare $q_{sd} = F_1/F_d$, care provine din:
 - dimensionarea structurii din alte condiții decât rezistența la cutremur (rezistență în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu seismică)
 - evitarea unei variații prea mari a numărului de secțiuni pentru a uniformiza și simplifica procesele de proiectare și execuție
 - o rezistență reală a materialelor mai mare decât cea nominală, etc.
- redundanța structurală $q_R = V_y/V_1$ reprezintă capacitatea de redistribuție plastică a structurii, după formarea primei articulații plastice
- ductilitatea structurii $q_\mu = F_e/F_y$ caracterizează capacitatea de deformare postelastice fără o reducere semnificativă a caracteristicilor de rezistență și rigiditate

În relațiile de mai sus s-au folosit următoarele notații:

F_e – forța corespunzătoare unui răspuns infinit elastic;

F_y – forța de curgere a sistemului;

F_1 – forța la formarea primei articulații plastice;

F_d – forța de proiectare.

Valoarea totală a factorului de comportare q poate fi exprimată ca produsul suprarezistenței de proiectare, a redundanței și a factorului de reducere datorat ductilității: $q = q_\mu \cdot q_{sd} \cdot q_R$

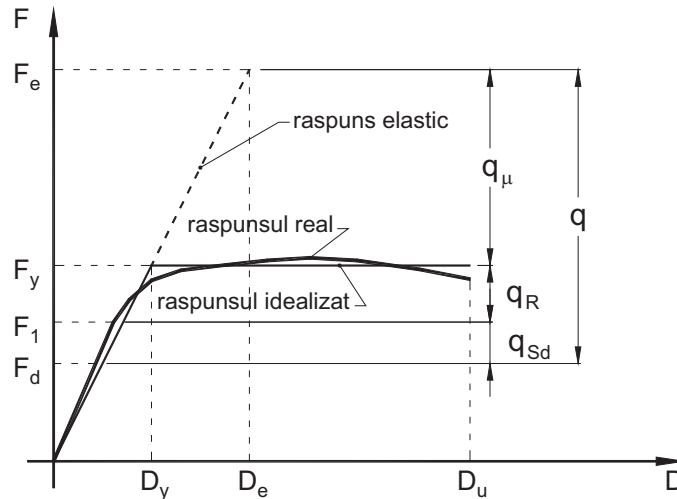


Figura C 6.1. Definiția componentelor factorului de comportare q

În principiu, orice structură conformată și dimensionată corect posedă suprarezistență de proiectare datorită coeficienților parțiali de siguranță utilizați la definirea rezistențelor de calcul și a încărcărilor folosite la proiectare. Structurile static nedeterminate posedă în plus și o redundanță structurală. În consecință, pentru o structură alcătuită și dimensionată în mod corect, valoarea efectivă a factorului q este întotdeauna supraunitară. Cea de-a treia componentă a factorului q , dată de ductilitate, este și cea mai importantă. Aceasta presupune asigurarea ductilității la nivelul materialului, a secțiunilor elementelor structurale, a elementelor structurale și îmbinărilor dintre ele, a structurii în ansamblul ei.

Structurile alcătuite și dimensionate pentru a asigura cerințele privind suprarezistența, redundanța și ductilitatea sunt denumite structuri disipative și sunt încadrate în conformitate cu P 100-1 în clasele de ductilitate DCH sau DCM.

Structurile care nu îndeplinesc toate condițiile de ductilitate dar posedă suprarezistență structurală sunt considerate slab disipative și sunt încadrate în clasa de ductilitate DCL. Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secțiune de clasa 1, 2 sau 3 pot fi proiectate pe baza unui factor $1 \leq q \leq 1,5$. Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secțiune de clasa 1, 2 sau 3 se dimensionează și verifică pe baza prevederilor din SR EN 1993-1-1.

Structurile cu elemente de clasa 4 se calculează pe baza unui factor $q = 1$ și se verifică în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-3 sau SR EN 1993-1-5.

C 6.1.3 Verificarea siguranței

C6.1.3 (1) Solicitarea ciclică indusă de acțiunea seismică poate conduce la fenomene de oboseală în domeniul plastic (oligocilic). Pentru a ține cont de acest fenomen, coeficienții parțiali de siguranță γ_M pentru verificarea la starea limită ultimă în situația seismică de proiectare sunt majorați față de cei utilizați în situația normală de proiectare (gruparea fundamentală de încărcări).

(2) La proiectare se va ține cont de posibilitatea ca limita de curgere efectivă a oțelului, ($f_{y,act}$), să fie mai mare decât limita de curgere nominală (f_y), prin introducerea unui coeficient de amplificare a limitei de curgere $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$. Limita de curgere efectivă a

oțelului se determină prin încercări experimentale pe materialele folosite la execuția structurii. În lipsa unor astfel de încercări, se pot folosi valorile recomandate la 6.2(5).

C 6.2 Condiții privind materialele

C6.2 (1-2). Pentru structurile din clasele DCH și DCM de ductilitate, în elementele disipative (care conțin zone plastice potențiale) se vor utiliza oțeluri cu proprietăți de ductilitate definite prin:

- raportul dintre rezistența la rupere f_u și limita minimă de curgere f_y va fi cel puțin 1,20
- alungirea la rupere va fi cel puțin 20%
- un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârșitul palierului de curgere de cel puțin 1,5%.

C6.2 (3) Elementele din tablă cu grosimi $> 16\text{mm}$ solícitate la întindere perpendicular pe planul lor sunt susceptibile de apariția destrămării lamelare. Riscul de apariție a acestui fenomen este semnificativ în cazul plăcilor de capăt ale grinzilor în cazul îmbinărilor grindă-stâlp în zona afectată termic de sudura dintre talpa grinzii și placa de capăt. Riscul de destrămare lamelară poate să apară și în cazul grinzilor sudate direct de talpa stâlpului, în cazul stâlpilor sudați de placa de baza sau în cazul îmbinărilor de continuitate realizate cu flanșe.

În vederea evitării riscului de destrămare lamelară, se recomandă următoarele măsuri:

- evitarea soluțiilor constructive care conduc la tensiuni semnificative de întindere în direcția grosimii din cauza sudării și din efectul încărcărilor exterioare;
- dacă astfel de soluții nu pot fi evitate, este necesară utilizarea unor mărci de oțel cu o valoare minimă a găturii Z_z la încercarea la tracțiune pe epruvete prelevate pe direcția grosimii (încercare efectuată conform SR EN ISO 6892-1:2010):

$$Z_z \geq Z_{z,nec}$$

în care $Z_{z,nec}$ este valoarea minimă necesară a găturii și se determină conform procedurii din SR EN 1993-1-10.

C6.2 (5) Valoarea medie a limitei de curgere a oțelului este în general mai mare decât cea nominală și depinde de marca oțelului și tipul de produs siderurgic (table, profile, etc.). Valorile suprazistenței de material prevăzute în cod au la bază studiile efectuate în cadrul proiectului OPUS (2010) pe un eșantion de 13000 de epruvete prelevate din laminate de oțel (HEA, HEB, IPE, UPN, IPN) de la producători europeni, care au indicat valori diferite ale suprazistenței de material γ_{ov} în funcție de marca oțelului.

C6.2 (6) În zonele disipative se limitează valoarea limitei de curgere, $f_{y,max}$, a materialului din elementele structurale respective pentru a asigura concordanța între mecanismul de disipare proiectat și răspunsul real al structurii. Limita de curgere, $f_{y,max}$, nu va fi mai mare decât limita de curgere nominală amplificată cu γ_{ov} ($f_{y,max} \leq \gamma_{ov} f_y$).

C6.2 (7) Îmbinările cu șuruburi ale elementelor structurale care participa la preluarea și transmiterea acțiunii seismice (grinzi și stâlpi la cadre necontravântuite, grinzi, stâlpi și contravântuiri la cadre contravântuite) se vor proiecta cu șuruburi de înalta rezistență grupele 8.8 și 10.9.

Elementele care nu participă la preluarea și transmiterea acțiunii seismice (ex. grinzi secundare de planșeu), pot fi îmbinate și cu șuruburi din grupele de calitate 4.6, 5.6, 5.8 și 6.8.

C6.2 (8) În general, șuruburile de ancoraj ale stâlpilor în fundații se recomandă să se realizeze din oțeluri din grupe de calitate 4.6 și 5.6. Atunci când se folosesc șuruburi de ancoraj din grupele de calitate 5.8, 6.8 și, în mod special, în situația în care se folosesc șuruburi cu caracteristici fizico-mecanice similare grupei de calitate 8.8, trebuie să se acorde o atenție sporită clasei betonului, respectiv sistemelor de ancorare. În principiu, trebuie să existe compatibilitate între rezistența la întindere a șuruburilor și aderența dintre acestea și betonul din fundație.

C 6.3 Tipuri de structuri și factori de comportare

C 6.3.1 Tipuri de structuri

Cadre necontravântuite

Capacitatea de rezistență și rigiditate a structurii solicitate la acțiunea seismică este asigurată, în principal, de rezistența și rigiditatea la încovoiere a grinzilor și stâlpilor, precum și de capacitatea de transmitere a momentelor încovoietoare la nivelul îmbinărilor dintre grinzi și stâlpi, respectiv a îmbinărilor dintre stâlpi și fundații.

Pentru cadrele necontravântuite cu îmbinări riglă-stâlp rigide, articulațiile plastice se vor dirija la capetele grinzilor. Pentru a asigura suprarezistența îmbinării față de elementul îmbinat, se poate reduce local secțiunea tălpilor grinzii – soluția "dog-bone". Zonele disipative pot fi situate și în stâlpi, respectiv la baza acestora (deasupra prinderii în fundații) și la partea superioară a stâlpilor de la ultimul etaj.

P 100-1 permite utilizarea îmbinărilor riglă-stâlp semirigide și parțial rezistente (în conformitate cu clasificarea din SR EN 1993-1-8), dacă îmbinările au capacitate de rotire totală suficientă (cel puțin egală cu 0,04 rad pentru clasa DCH de ductilitate, respectiv 0,03 rad pentru clasa DCM de ductilitate). Formarea articulațiilor plastice în îmbinări este permisă în condițiile în care rigiditatea și capacitatea reală de rezistență sunt luate în calcul în analiza structurii.

În cazul cadrelor parter cu îmbinări riglă stâlpi rigide și de rezistență completă și cu prinderi rigide în fundații, articulațiile plastice se pot forma la partea superioară și la baza stâlpilor, cu condiția ca forța axială de compresiune din stâlpi, N_{Ed} , să îndeplinească condiția $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ (N_{Ed} – efortul axial de proiectare în gruparea de încărcări care conține acțiunea seismică; $N_{pl,Rd}$ – rezistența plastică a secțiunii la compresiune centrică).

Cadrele contravântuite centric

Cadrele contravântuite centric sunt acele cadre cu contravântuiri la care axele elementelor structurale se întâlnesc în noduri și formează o structură verticală triangulată (vezi Figura C 6.2).

În aceasta categorie intră următoarele sisteme structurale (vezi Tabelul 6.3 din P 100-1):

- Contravântuiri cu diagonale întinse active, la care forțele orizontale sunt preluate numai de diagonalele întinse, neglijând diagonalele comprimate.
- Contravântuiri cu diagonale în V, la care forțele orizontale sunt preluate atât de diagonalele întinse cât și de cele comprimate. Punctul de intersectare al acestor diagonale este situat pe grindă, care trebuie să fie continuă.

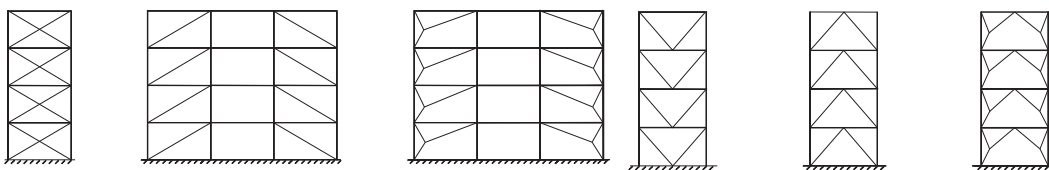


Figura C 6.2. Sisteme constructive cu contravântuiri centrice

Pentru asigurarea unei comportări ductile a acestor sisteme, este necesar ca secțiunile diagonalelor să fie de clasa 1 pentru clasa de ductilitate structurală DCH și clasă 1 sau 2 pentru clasa de ductilitate structurală DCM. Prinderile diagonalelor trebuie să asigure nivelul de suprazistență specificat în 6.5.5 din P 100-1.

Utilizarea unor contravântuiri având secțiuni cu suplețe ridicată poate să conducă la o voalare prematură a acestora, chiar și la nivele reduse ale deplasărilor relative de nivel și, implicit, la o ductilitate redusă a elementelor.

Se pot folosi și alte sisteme de contravântuiri, de exemplu contravântuiri în X pe două nivele sau contravântuiri în V cu bara verticală de legătură (vezi Figura C 6.3).

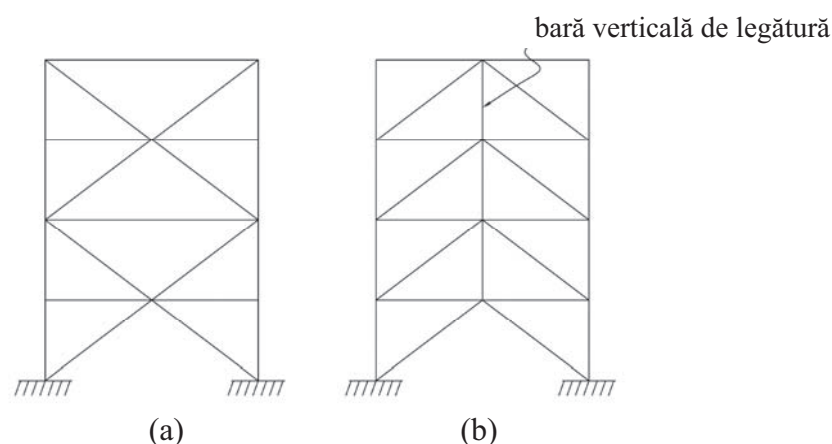


Figura C 6.3. Cadre cu contravântuiri în X pe două nivele (a) și contravântuiri în V cu bara verticală de legătură (b), AISC (2005)

Aceste cadre pot fi proiectate cu o comportare post elastică similară cadrelor contravântuite în X. Aceste două sisteme au avantajul că asigură o reducere a forțelor transmise grinzilor după flambajul contravântuirilor comprimate. Sistemul cu

contravântuiri în X pe două niveluri este în general mai flexibil decât sistemul cu contravântuiri în V, pe de altă parte sistemul cu bară verticală de legătura asigură o uniformizare a eforturilor axiale din contravântuiri pe înălțimea structurii. Folosirea acestor doua sisteme reduce riscul formarii mecanismelor de nivel.

Cadre contravântuite excentric

Caracteristica principală a acestor sisteme constă în transmiterea forței axiale din contravântuiri prin intermediul unui segment de grindă, denumit bară disipativă (link), solicitat la forfecare și încovoiere (vezi Figura C 6.4).

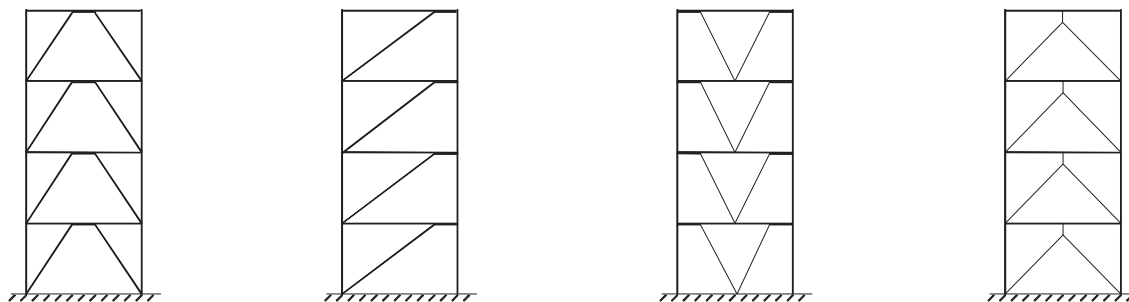


Figura C 6.4. Sisteme constructive cu contravântuiri excentrice

Avantajul cadrelor cu contravântuiri excentrice constă în faptul că printr-o alcătuire și dimensionare corespunzătoare a sistemului structural, se poate obține o rigiditate similară celei oferite de cadrelor cu contravântuiri centrice, simultan cu caracteristici de ductilitate specifice cadrelor necontravântuite.

Structuri de tip pendul inversat

Aceste structuri sunt caracteristice pentru castele de apă, platforme sau structuri parter care susțin greutăți mari, cum ar fi cele pentru silozuri, buncăre, etc.

Structuri metalice asociate cu nuclee sau pereți de beton armat

La aceste structuri, forțele orizontale sunt preluate în principal de diafragme sau nuclee de beton armat (tabel 6.3.e). Cadrele metalice, de regulă necontravântuite, se dimensionează din acțiuni gravitaționale. Calculul elementelor din beton armat se face în conformitate cu prevederile din capitolul 5 al P 100-1. Calculul structurii metalice se face în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-1 și SR EN 1993-1-8.

În cazul structurilor nesimetrice, sau simetrice dar cu o distribuție excentrică a maselor, trebuie luate măsuri pentru preluarea efectelor de torsiune deoarece nucleul de beton armat nu asigură întotdeauna rigiditatea la torsiune necesară. În acest caz se recomandă realizarea unei analize pe un model spațial. Rezultatul analizei structurale poate conduce la necesitatea introducerii unor contravântuiri verticale în structura metalică, de preferat în cadrele perimetrice. În acest caz structura se dimensionează în conformitate cu prevederile relevante din P 100-1.

Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite)

În general, pentru structura unei clădiri nu se pot folosi numai cadre contravântuite, acestea fiind de regulă asociate cu cadre necontravântuite. În situația în care cadrele necontravântuite sunt proiectate să preia cel puțin 25% din acțiunile orizontale, sistemul structural compus (cadre necontravântuite și contravântuite) se numește

sistem dual. În principiu, un sistem dual se poate obține prin combinarea cadrelor contravântuite și necontravântuite în același plan (structură 2D), sau în plane diferite pe aceeași direcție (structură 3D), conclucrarea fiind asigurată de efectul de diafragmă al planșeului.

Se pot realiza structuri duale prin combinarea cadrelor necontravântuite cu cadre contravântuite centric, respectiv cu cadre contravântuite excentric. Pentru ambele sisteme compuse, în P 100-1 sunt prevăzute valori distincte ale factorilor de comportare q .

Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

Caracteristica principală a contravântuirilor împiedicate la flambaj este dată de răspunsul histeretic cvasi-simetric, care se datorează prevenirii flambajului la compresiune. Aceste contravântuiri se compun de regulă dintr-un miez de oțel înglobat într-o teacă metalică umplută cu mortar, care are rolul de a preveni flambajul miezului din otel. La fel ca în cazul contravântuirilor centrice obișnuite, dispunerea contravântuirilor împiedicate la flambaj trebuie făcută astfel încât axele barelor să se întâlnească într-un punct. Comportarea histeretică stabilă a contravântuirilor cu flambaj împiedicat conduce la un răspuns seismic superior față de cel al cadrelor cu contravântuiri centrice clasice. Acest fapt oferă posibilitatea folosirii unor factori de comportare q mai mari.

C 6.3.2 Factori de comportare

C6.3.2 (1-2) Semnificația factorului de comportare q a fost prezentată în paragraful C 6.2, respectiv Figura C 6.1. Valorile factorului q asociate diferitelor tipuri de structuri sunt prezentate în tabelul 6.3 din P 100-1. Valorile din tabel pot fi utilizate cu condiția respectării criteriilor de ductilitate și suprarezistentă precizate în paragrafele 6.5-6.11, respectiv cele cu privire la calitatea materialelor din capitolul 6.2 și a calității execuției din capitolul 6.12. Se subliniază faptul că utilizarea valorilor din tabelul 6.3 se poate face doar în condițiile satisfacerii criteriilor de regularitate a structurii, precizate în capitolul 4.4.3.

În situația în care structura este neregulată în elevație, valorile factorului de comportare q date în tabel se reduc cu 20%. Această reducere se explică prin faptul că neregularitatea pe verticală (nivele cu rigiditate și/sau rezistență substanțial diferite de nivelele adiacente) poate genera apariția unor mecanisme plastice de nivel. În cazul în care structura prezintă neregularitate atât în plan cât și pe verticală, se recomandă reducerea cu cel puțin 30% a valorii de referință a factorului q (dată în tabelul 6.3 din P 100-1).

C6.3.2 (3-4) Valorile raportului α_u/α_1 prezentate în tabelul 6.3 din P 100-1 pentru diverse tipuri de structuri reprezintă redundanța structurală definită prin factorul q_R (vezi Figura C 6.1). Teoretic, acest raport are valoarea 1 doar în cazul structurilor static determinate, care pot forma o singură articulație plastică. Valori mai exacte ale raportului α_u/α_1 se pot determina printr-o analiză statică neliniară (pushover), caz în care acest raport se limitează la valoarea 1,6.

C6.3.2(5) Factorul q se va determina independent pentru fiecare direcție principală a structurii, în funcție de tipul structural considerat, cu valorile date în tabelul 6.3 din P 100-1. În principiu, se recomandă ca structura să fie conformată astfel încât să aibă rigidități și capacități de deformare în domeniul post-elastic comparabile pe cele două

direcții. În practică se întâlnesc însă numeroase situații în care pe o direcție se utilizează cadre necontravântuite, iar pe cealaltă cadre contravântuite sau cadre duale.

C 6.4 Calculul structurii

C6.4 (1-2) O structură bine conformată pentru a prelua acțiunile seismice trebuie să asigure prin alcătuire, calcul, dimensionare și detalii constructive un echilibru între rezistența, rigiditatea și ductilitatea elementelor structurale și a îmbinărilor acestora. În acest context, calculul structurii se realizează în ipoteza că toate elementele structurale componente sunt active. Excepție fac structurile în cadre contravântuite centric cu diagonale care lucrează numai la întindere (în X sau alternante). În aceste cazuri, dacă nu se efectuează un calcul neliniar, se neglijează aportul contravântuirilor comprimate la preluarea acțiunii seismice. Spre exemplu, în cazul unei analize elastice cu forțe statice echivalente, se vor considera doar contravântuirile întinse pentru un sens al forțelor; vor fi deci două modele structurale pentru cele două sensuri ale acțiunii seismice. În cazul unui calcul modal cu spectre de răspuns, se pot utiliza cele două modele structurale menționate anterior, dar eforturile și reacțiunile de calcul se vor obține din înfășurătoarea rezultatelor celor două analize structurale.

Modelarea structurii pentru analiză va ține seama de efectul de diafragmă orizontală dat de planșee, care se vor proiecta ca atare în conformitate cu prevederile de la 4.4.1.6.

În cazul în care se acceptă îmbinări semirigide și/sau parțial rezistente, în analiza globală statică sau dinamică se va ține seama de rigiditatea și de rezistența acestora.

C 6.5 Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor

C 6.5.1 - C 6.5.4

Ductilitatea unei structuri solicitată la acțiunea seismică este dată de capacitatea structurii de a disipa energia indusă de mișcarea seismică prin deformații plastice. Ductilitatea structurală definește capacitatea structurii de a dezvolta deformații în domeniul post-elastic fără o reducere semnificativă a capacității portante.

Structurile disipative (clasele de ductilitate DCH și DCM) sunt acele structuri la care, prin proiectare și execuție, se asigură cerințele de ductilitate la nivelul materialului, secțiunilor, elementelor structurale, îmbinărilor și a structurii pe ansamblu. Structurile disipative se proiectează în așa fel încât deformațiile plastice să fie dirijate în anumite zone ale structurii, în funcție de tipul structurii (vezi C 6.3.1). În general, într-o structură există componente care pot avea o comportare fragilă (de exemplu șuruburile și sudurile în îmbinări), sau care trebuie să aibă o comportare preponderent elastică pentru asigurarea stabilității generale a structurii (de exemplu stâlpii). Acestor componente trebuie să li se asigure prin proiectare o suprarezistență suficientă pentru a rămâne în domeniul elastic chiar și după plasticizarea componentelor disipative. Elementele disipative vor fi dimensionate din punct de vedere al rezistenței și al stabilității în așa fel încât să poată intra în lucru în domeniul post-elastic, la nivelul de solicitare corespunzător factorului de comportare q considerat. În principiu, elementele disipative nu trebuie supradimensionate. Există situații în care pentru a se dirija și controla deformațiile plastice, se recurge la o reducere a capacității portante a elementelor ductile în zonele disipative (exemplu: grinzi cu secțiune redusă în vecinătatea îmbinărilor cu stâlpii; contravântuiri comprimate realizate din oțel de marcă inferioară față de restul structurii, etc.)

Ductilitatea de material. În cazul oțelului, cerințele de ductilitate de material se exprimă prin intermediul alungirii specifice la rupere, respectiv prin raportul dintre rezistența la rupere și rezistența minimă la curgere; aceste cerințe sunt specificate în capitolul 6.2 din P 100-1 și la C 6.2.

Ductilitatea de secțiune. În cazul elementelor sollicitate la întindere, ductilitatea secțiunii este asigurată de ductilitatea materialului. În cazul elementelor structurale sollicitate la compresiune și/sau încovoiere, ductilitatea de secțiune depinde de suplețea pereților și de ductilitatea de material. În funcție de suplețea de perete, exprimată prin raportul lățime/grosime, pereții comprimați și/sau încovoiați se încadrează în patru clase de secțiuni.

Criteriile de clasificare în clase de secțiuni se stabilesc conform SR EN 1993-1-1. Pereții de clasă 4 sunt cei cu supleți mai mari decât valorile corespunzătoare clasei 3 de secțiune. Pereții din clasa 4 comprimați și/sau încovoiați, în care tensiunile de compresiune sunt mai mari decât tensiunea critică de voalare se consideră că lucrează în cadrul secțiunii cu caracteristici geometrice reduse (eficace). Calculul acestor pereți (secțiuni) se face cu metoda lățimii eficiente, în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-3 și SR EN 1993-1-5. Figura C 6.5 prezintă comparativ relația moment-curbură pentru cele patru clase de secțiune.

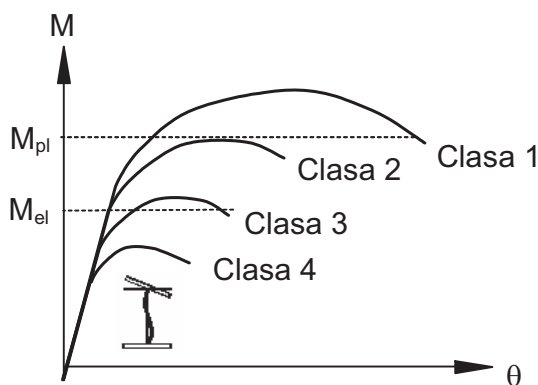


Figura C 6.5. Relația moment-curbură pentru clasele de secțiune 1-4

Clasa de secțiune a elementelor structurale componente este un factor esențial pentru definirea clasei de ductilitate a structurii. În tabelul 6.4 din P 100-1 se prezintă relația dintre clasa de ductilitate a structurii și clasele de secțiune (vezi Tabelul C 6.1). Pentru relaționarea claselor de secțiune cu factorul de comportare q , se va face corelarea între tabelele 6.3 și 6.4 din P 100-1.

Tabelul C 6.1. Relația dintre clasa de ductilitate și clasa de secțiune

Clasa de ductilitate a structurii	Valoarea de referință a factorului de comportare q	Clasa de secțiune
DCH	conform Tabelului 6.3	clasa 1
DCM	conform Tabelului 6.3	clasa 1 sau 2
DCL	$1,0 \leq q \leq 1,5$	clasa 1, 2 sau 3
	$q = 1,0$	clasa 1, 2, 3 sau 4

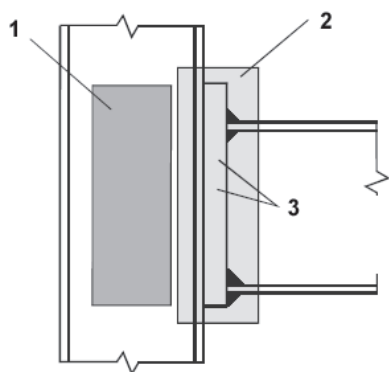
Structurile realizate din elemente structurale cu secțiune de clasă 4 se vor dimensiona numai în domeniul elastic, cu un factor de comportare q egal cu 1, luând în considerare caracteristicile geometrice ale secțiunii eficiente (vezi și capitolul C 6.3.2).

Ductilitatea elementelor structurale depinde de ductilitatea de material, de ductilitatea de secțiune, de tipul de solicitare, de zveltețea și modul de rezemare a elementului structural. În principiu, ductilitatea elementului structural exprimă capacitatea acestuia de a forma articulații plastice. Ductilitatea elementelor structurale solicitate la întindere este dată de ductilitatea de material. În cazul elementelor comprimate și/sau încovoiate, ductilitatea elementelor structurale se definește prin capacitatea de rotire plastică pentru grinzi, stâlpi, bare disipative lungi, capacitatea de deformare plastică la forfecare pentru bare disipative scurte și capacitatea de deformare plastică axială pentru contravântuiri.

Ductilitatea îmbinărilor se exprimă prin capacitatea de deformare în domeniul plastic a acestora. Normele de calcul actuale între care SR EN 1998-1 și AISC 2010, precum și P 100-1 impun valori minime ale capacității de rotire plastică pentru încadrarea îmbinărilor în clasele de ductilitate înaltă sau medie (DCH sau DCM). Aceste norme nu conțin însă metode de evaluare prin calcul a capacității de deformare plastică, impunându-se încercări experimentale. Documentul FEMA 350 și norma ANSI/AISC 358-10 din SUA conțin recomandări și criterii de precalificare a unor tipuri de îmbinări riglă-stâlp pentru cadre necontravântuite. În ghidul de proiectare GP 082/2003 se prezintă soluții constructive și parametri pentru proiectarea îmbinărilor ductile la structuri metalice în zone seismice. Totodată, în acest ghid se prezintă procedeul de efectuare a încercărilor experimentale în regim ciclic pentru elemente structurale și îmbinări bazat pe recomandările europene ECCS, 1985.

Trebuie însă menționat că o îmbinare structurală nu se rezumă numai la mijloacele de asamblare (șuruburi, cordoane de sudură), ci implică interacțiunea mai multor elemente componente ce aparțin elementelor structurale care se îmbină. Spre exemplu, în cazul unui nod riglă-stâlp cu placă de capăt extinsă și șuruburi, se evidențiază mai multe componente care își aduc aportul la rezistența, rigiditatea și ductilitatea acestuia (vezi Figura C 6.6). Astfel, nodul este format din două componente majore: panoul de inimă al stâlpului și îmbinarea propriu-zisă. La rândul său, se pot evidenția următoarele componente ale îmbinării: placa de capăt la încovoierie (incluzând șuruburile), talpa stâlpului la încovoierie (incluzând șuruburile), inima stâlpului la compresiune, inima stâlpului la întindere, talpa grinzii la compresiune. În funcție de tipologia nodului, numărul componentelor poate fi mai mare sau mai mic. Între aceste componente, unele (de exemplu panoul de inimă al stâlpului, placa de capăt, etc.) au capacitatea de a se deforma în domeniul plastic, asigurând îmbinării o comportare ductilă, altele (de exemplu șuruburile și cordoanele de sudură) au o comportare fragilă. Este necesar ca proiectarea componentelor fragile să asigure o suprarezistență față de elementele ductile ale îmbinării, pentru a li se asigura o comportare elastică pe toată durata acțiunii seismice. Pentru a asigura o comportare ductilă a unui nod, componentele îmbinării cu rezistența cea mai mică vor trebui să aibă cele mai bune proprietăți de ductilitate.

Suprarezistența și ductilitatea se asigură prin proiectare, printr-o alegere corespunzătoare a materialului, printr-o corectă alcătuire și dimensionare a îmbinării și prin controlul calității execuției.



1. panou de inimă solicitat la forfecare
2. îmbinare
3. componente (ex. șuruburi, placă de capăt, etc.)

Nod = panou de inimă solicitat la forfecare + îmbinare

Figura C 6.6. Componentele unui nod riglă-stâlp (SR EN 1993-1-8)

Ductilitatea structurală se asociază cu capacitatea de deformarea laterală a structurii în domeniul post-elastic pe durata acțiunii seismice. Ductilitatea structurală integrează ductilitatea de material, ductilitatea secțiunilor, ductilitatea elementelor structurale și a îmbinărilor.

Limitarea deplasărilor relative de nivel la ULS conform paragrafului 4.6.3.2. din P 100-1 are ca scop principal asigurarea integrității elementelor nestructurale (pereți de închidere și compartimentare) în cazul unui cutremur major. Indirect, această verificare limitează și cerința de ductilitate a structurii.

C 6.5.5 Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative

C6.5.5. (1) Prin concepția constructivă, dimensionarea, tehnologia de execuție și controlul calității, se vor evita concentrările de tensiuni și apariția unor tensiuni reziduale mari în îmbinările elementelor structurale, în special în acele componente care au o comportare fragilă.

C6.5.5. (2) Rezistența îmbinărilor nedisipative trebuie să fie suficientă pentru a permite formarea zonei plastice complet consolidate în elementele disipative adiacente. În acest scop, efortul de calcul pentru dimensionarea îmbinării se determină pe baza efortului capabil al elementului îmbinat (R_{fj}), ținând cont de consolidarea zonei plastice (factorul 1,1) și de supra rezistența de material (factorul γ_{ov}).

C6.5.5. (4-5) Îmbinările cu șuruburi solicitate la forfecare vor fi realizate cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate, pentru a realiza transmiterea eforturilor prin frecare. Sunt admise îmbinări din categoriile B (lunecarea împiedicată la starea limită de serviciu) și C (lunecarea împiedicată la starea limită ultimă) conform SR EN 1993-1-8. Suprafețele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele A (coeficient $\mu \geq 0.5$) și B ($\mu \geq 0.4$) conform SR EN 1090-2. În cazul îmbinărilor solicitate perpendicular pe planul acestora (șuruburi solicitate la întindere), suprafețele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele B (coeficient $\mu \geq 0.4$) și C ($\mu \geq 0.3$) conform SR EN 1090-2. Aceste îmbinări se realizează cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate (categoria E conform SR EN 1993-1-8).

C6.5.5. (7) În scopul asigurării unei comportări ductile, în cazul îmbinărilor cu șuruburi solicitate în planul lor, rezistența la forfecare a șuruburilor va depăși cu cel

puțin 20% rezistența la presiune pe pereții găurii. Se asigură astfel un mod de cedare ductil prin plasticizarea găurii (ovalizare plastică), evitând forfecarea tijei, care reprezintă un mod de cedare fragil.

C6.5.5. (8-9) Datorită condițiilor extreme de solicitare a îmbinărilor în zone disipative ale structurilor supuse acțiunii seismice, este necesară verificarea comportării acestora prin încercări experimentale. Materialele, detaliile de alcătuire a îmbinării și dimensiunile elementelor structurale vor fi cât mai apropiate de cele utilizate în proiect. Modul de aplicare a încărcării va avea un caracter ciclic. Realizarea încercărilor experimentale se va realiza în conformitate cu prevederile SR EN 1990 capitolul 5: "Analiza structurală și proiectarea asistată de experiment" și anexa D "Proiectarea asistată de încercări", precum și recomandările Convenției Europene de Construcții Metalice (ECCS, 1985).

Încercările pe îmbinări vor trebui să confirme, cu un coeficient de siguranță adecvat, rezistența și capacitatea de deformare plastică, conform încadrării în clasa de ductilitate.

Atunci când nu se efectuează încercări experimentale specifice pentru un proiect dat, se pot utiliza rezultatele experimentale efectuate pe elemente similare. Totodată, se pot utiliza tipurile de îmbinări și criteriile de proiectare pentru îmbinările precalificate conform GP 082/2003 și ANSI/AISC 358-10.

C6.5.5. (10) În cazul îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate, care lucrează în planul lor, pentru a ține seama de posibilitatea lunecării pieselor ca efect al solicitării ciclice, îmbinările se vor verifica și ca îmbinări cu șuruburi obișnuite, în concordanță cu prevederile SR EN 1993-1-8.

C6.5.5. (11) Din cauza rigidității și capacității de deformare substanțial diferite a îmbinărilor cu șuruburi și a celor sudate, nu se admit soluții constructive hibride, la care preluarea și transmiterea eforturilor să se realizează simultan prin șuruburi și cordoane de sudură. Este permisă folosirea șuruburilor la montajul unor elemente îmbinate cu sudură, dacă șuruburile nu sunt luate în considerare la dimensionarea îmbinării în faza finală.

C 6.5.6 Reguli de proiectare pentru șuruburile de ancoraj

C6.5.6 Pentru transmiterea eforturilor din șuruburile de ancoraj în fundație, trebuie să existe compatibilitate între rezistența la întindere a șuruburilor și aderența dintre acestea și betonul din fundație. În general, șuruburile pentru ancorarea stâlpilor în fundații se realizează din oțeluri din grupele de calitate 4.6, 5.6 și 6.6. Atunci când se folosesc șuruburi de ancoraj din grupele de calitate 5.8, 6.8 sau superioare, trebuie să se acorde o atenție sporită sistemului de ancorare în fundație. Utilizarea unor șuruburi de ancoraj cu rezistența ridicată (5.8, 6.8 sau superioare) necesită, de cele mai multe ori, folosirea unor sisteme mecanice de ancorare.

C6.5.6 (1) Prinderea stâlpului în fundație se dimensionează pentru a asigura îmbinării de la baza stâlpului o suprarezistentă care să mențină componentele acesteia în domeniul elastic pe tot parcursul acțiunii seismice. Eventualele articulații plastice vor putea să se formeze numai în stâlpi, în vecinătatea îmbinării, dar nu în aceasta. Componentele îmbinării de la baza stâlpului sunt șuruburile de ancoraj, placa de bază, traversele și rigidizările (atunci când există). Pentru realizarea condiției de suprarezistentă, îmbinarea de la baza stâlpilor se va dimensiona sub efectul eforturilor determinate conform relației de la 6.5.6(1) din P 100-1.

C6.5.6 (2) Pentru a asigura o comportare ductilă a șuruburilor de ancoraj la solicitări extreme, se recomandă asigurarea unei zone de deformație liberă a șuruburilor de ancoraj de minim $5d$ (unde d este diametrul tije șurubului). Materialul din care sunt confecționate șuruburile de ancoraj va îndeplini condițiile de ductilitate specificate în P 100-1 capitolul 6.2.

C6.5.6 (3) Se recomandă evitarea stărilor complexe de tensiune în șuruburile de ancoraj (întindere și forfecare). În acest scop, P 100-1 recomandă ca forța tăietoare de la baza stâlpului să nu se transmită fundației prin șuruburile de ancoraj ci prin înglobarea bazei stâlpului într-o suprabetonare armată sau prevederea unor elemente sudate sub placa de bază a stâlpului. În caz contrar, verificarea șuruburilor de ancoraj se va face la efectul combinat al eforturilor de întindere și forfecare, în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8. Alternativ, prinderea stâlpului în fundație se poate realiza prin înglobarea acestuia în infrastructură pe o înălțime care să îi asigure ancorarea directă, fără a fi necesare șuruburi de ancoraj.

C 6.6 Cadre necontravântuite

C 6.6.1 Criterii de proiectare

C6.6.1 (1-3) Asigurarea unei capacități maxime de disipare a energiei seismice are loc în cazul unui mecanism plastic de tip global. În cazul cadrelor necontravântuite, această condiție corespunde formării articulațiilor plastice la capetele grinzilor, precum și la baza stâlpilor și la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel. Evitarea formării articulațiilor plastice în stâlpi se bazează și pe faptul că aceste elemente structurale au o capacitate de rotire plastică mai redusă din cauza forței axiale, iar cedarea acestora afectează stabilitatea de ansamblu a structurii de rezistență.

C 6.6.2 Grinzi

C6.6.2 (1-2) În cazul cadrelor necontravântuite, grinzele reprezintă elementele disipative principale. Disiparea energiei seismice are loc prin formarea articulațiilor plastice din încovoiere la capetele grinzilor. Dezvoltarea momentului plastic capabil al secțiunii și asigurarea capacității de rotire sunt influențate de zveltețea elementului, suplețea pereților secțiunii, precum și de prezența unor forțe importante de compresiune și/sau forfecare. De aceea, P 100-1 prevede dispunerea unor legături laterale suficiente pentru a împiedica flambajul grinzii prin încovoiere-răsucire în ipoteza formării articulației plastice la unul dintre capetele grinzii. În zonele disipative, secțiunile vor fi de clasă 1 pentru clasa DCH de ductilitate a structurii și de clasă 1 sau 2 pentru clasa DCM de ductilitate a structurii. Pentru ca momentul capabil al secțiunii și capacitatea de rotire să nu fie diminuate, forța axială va fi limitată la 15% din forța axială plastică a secțiunii, iar forța tăietoare va fi limitată la 50% din forța tăietoare plastică capabilă (vezi relațiile 6.3 și 6.4 din P 100-1). În cazul în care forța axială și/sau forța tăietoare din grindă nu respectă condițiile (6.3) și (6.4) din P 100-1, grinda nu poate fi considerată element disipativ la încovoiere. În cazul unui calcul structural elastic, forțele tăietoare sunt substanțial subevaluate față de nivelul forțelor tăietoare din structura care răspunde în domeniul plastic sub acțiunea încărcării seismice. De aceea, determinarea forței tăietoare din grinzele disipative se face în ipoteza formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzii (conform relației 6.5 din P 100-1).

Pentru a preveni creșterea momentului capabil al grinzii ca urmare a conlucrării cu placa de beton armat, nu se vor dispune conectori în zona articulației plastice pe o lungime definită în secțiunea 7.7.5 din SR EN 1998-1.

C6.6.2 (4) Asigurarea suprarezistenței îmbinărilor grindă-stâlp poate conduce în multe cazuri la soluții neeconomice. O alternativă o constituie reducerea lățimii tălpilor grinzii în apropierea zonei de îmbinare grindă-stâlp, prevăzută în P 100-1. Detalii de alcătuire și relații de calcul pentru această soluție sunt disponibile în Anexa F.

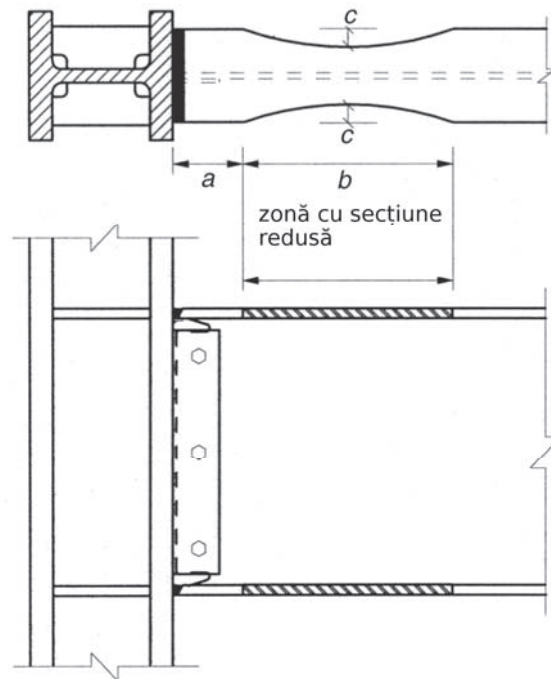


Figura C 6.7. Grindă cu secțiune redusă

C6.6.2 (5-6) Pentru a preveni flambajul prin încovoiere-răsucire al grinzilor, acestea vor fi fixate lateral, la talpa superioară și inferioară. Distanțele maxime dintre aceste reazeme laterale se determină conform SR EN 1993-1-1 și P 100-1, paragraful 6.6.2(1). Suplimentar, legăturile laterale trebuie dispuse în zonele în care este posibilă formarea articulațiilor plastice. P 100-1 conține relații pentru determinarea rezistenței necesare a acestor prinderi laterale.

Studiile efectuate în SUA (AISC 2010, FEMA 350) indică faptul că în cazul unor grinzi din profile laminate uzuale realizate în soluție compusă oțel-beton, dacă articulația plastică este situată în imediata apropiere a stâlpului, prinderea dintre talpa superioară și placa de beton armat asigură o legătură laterală suficientă pentru dezvoltarea unor deformații plastice corespunzătoare unor deplasări relative de nivel de 0,04 radiani. Dacă însă articulația plastică nu este situată în imediata apropiere a feței stâlpului sau grinda are o înălțime mare, este necesară dispunerea de legături suplimentare la talpa inferioară lângă articulația plastică.

C 6.6.3 Stâlpi

C6.6.3 (1-2) Stâlpii care fac parte din structura principală de rezistență trebuie să posede o rezistență suficientă pentru a preîntâmpina plasticizarea lor sub efectul acțiunii seismice de calcul (vezi C 6.5.1 - C 6.5.4). Excepție fac secțiunile stâlpilor în care se permite formarea articulațiilor plastice, respectiv la baza stâlpilor și la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel (vezi C 6.6.1).

Pentru asigurarea suprarezistenței necesare a stâlpilor, eforturile de calcul se obțin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul \geq_T și a celor din componenta gravitațională, conform relațiilor (6.6) din P 100-1.

P 100-1 prevede determinarea valorii \geq^M ca și valoarea minimă a rapoartelor $\geq^M_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$, calculate pentru toate grinzile care conțin zone potențial plastice.

În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenței \geq_T din Anexa F.

Întrucât este posibil ca nu întotdeauna condițiile de suprarezistență introduse prin relațiile (6.6) să conducă la evitarea apariției articulațiilor plastice în stâlpi, se recomandă, ca, dacă proiectarea nu are la bază un calcul în domeniul inelastic, să se facă și verificarea condiției de grindă slabă – stâlp tare, în conformitate cu prevederile din SR EN 1998-1.

Verificarea de rezistență și stabilitate a stâlpilor se va efectua conform SR EN 1993-1-1. Pentru determinarea lungimilor de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate se pot folosi prevederile din anexa F, secțiunea F.1.

C6.6.3 (5) Încercările experimentale realizate pe noduri grindă-stâlp au demonstrat că panoul de inimă al stâlpului are un aport important la ductilitatea totală a nodului (AISC 2010, Dubina et al, 2000). Deși panoul de inimă al stâlpului are o comportare ductilă, deformațiile excesive ale acestuia au un efect defavorabil asupra comportării de ansamblu a nodului. De aceea, rezistența panoului de inimă a stâlpului trebuie să fie echilibrată în raport cu cea a grinzilor adiacente. Forța tăietoare de calcul din panou se determină în ipoteza formării articulațiilor plastice în grinzile adiacente, pe baza momentelor plastice capabile, corectate prin proiectare la fața stâlpului.

Rezistența panoului de inimă al stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8. Creșterea rezistenței la forfecarea a panoului de inimă al stâlpului poate fi obținută prin dispunerea unor plăci suplimentare (de dublare), vezi Figura C 6.8.

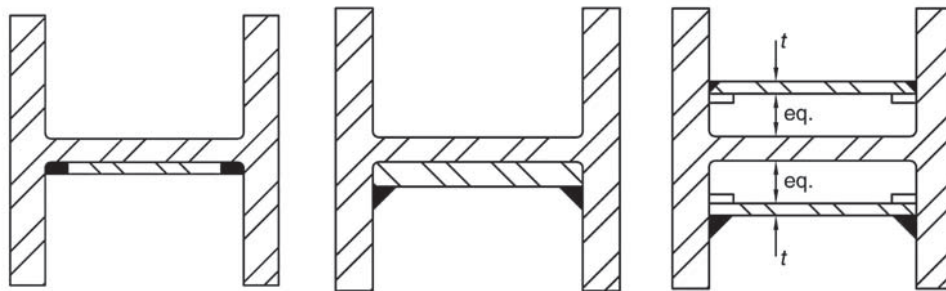


Figura C 6.8. Plăci de dublare pentru panourile de inimă (AISC 2010)

C6.6.3 (7-8) Asigurarea rezistenței și rigidității nodurilor grindă-stâlp necesită, în general, dispunerea pe ambele părți ale stâlpului a unor rigidizări de continuitate la nivelul tălpii grinzii. Pe lângă rolul de transfer al solicitărilor de la tălpile grinzii la stâlp, rigidizările servesc și la delimitarea panoului de inimă al stâlpului, care reprezintă o zonă puternic solicitată. Rigidizările vor fi proiectate astfel încât să poseze o rezistență cel puțin egală cu cea a tălpii grinzii.

C6.6.3 (9) În zona îmbinării grindă-stâlp, tălpile stâlpului trebuie legate lateral. Aceste legături laterale pot fi realizate prin intermediul contravântuirilor, grinzilor, planșelor de beton, etc. În cazul în care nu există astfel de elemente în structură, se vor dispune elemente speciale, care trebuie să poseze o rezistență de minim $0,02 f_y t_f b$ (t_f , b – dimensiunile tălpii grinzii).

C 6.6.4 Îmbinări grindă-stâlp

C6.6.4 (1-2) La cadrele necontravântuite zonele disipative sunt amplasate la capetele grinzilor. Pentru îndeplinirea cerințelor de siguranță la starea limită ultimă sub efectul încărcării seismice, zonele plastice potențiale trebui să posede o capacitate de rotire adecvată (0,04 radiani pentru clasa de ductilitate DCH și 0,03 radiani pentru clasa de ductilitate DCM).

În cazul în care îmbinările nu au o suprarezistență suficientă (sunt parțial rezistente), articulațiile plastice se formează în îmbinări. În acest caz, îmbinările trebuie să posede capacitățile de rotire specificate anterior. Determinarea capacității de rotire a îmbinărilor trebuie demonstrată prin încercări experimentale.

În cazul în care îmbinările sunt suprarezistente față de zonele disipative din grinzi, iar grinziile sunt proiectate conform capitolului 6.6.2 din P 100-1, capacitatea de rotire în articulațiile plastice din grinzi poate fi considerată adecvată.

Capacitatea de rotire θ a îmbinărilor sau a zonelor din grinzi adiacente îmbinărilor se determină cu relația $\theta = \delta / (0,5L) \geq$, unde δ reprezintă deformația grinzii la mijlocul deschiderii, iar L este deschiderea grinzii (vezi Figura C 6.9).

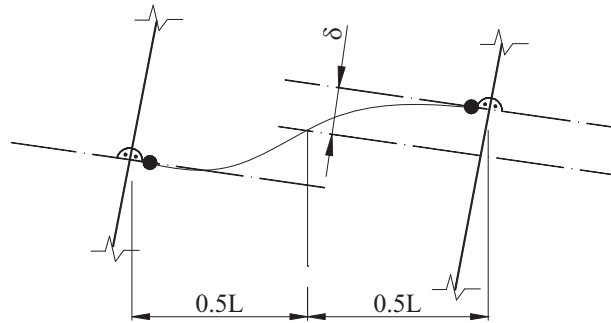


Figura C 6.9. Deformarea grinzii δ pentru calculul θ

Capacitatea de rotire θ în articulațiile plastice trebuie asigurată pentru o încărcare ciclică, fără o degradare de rezistență și rigiditate mai mare de 20% (vezi Figura C 6.10). Această cerință este valabilă independent de amplasarea articulației plastice (îmbinare sau grindă).

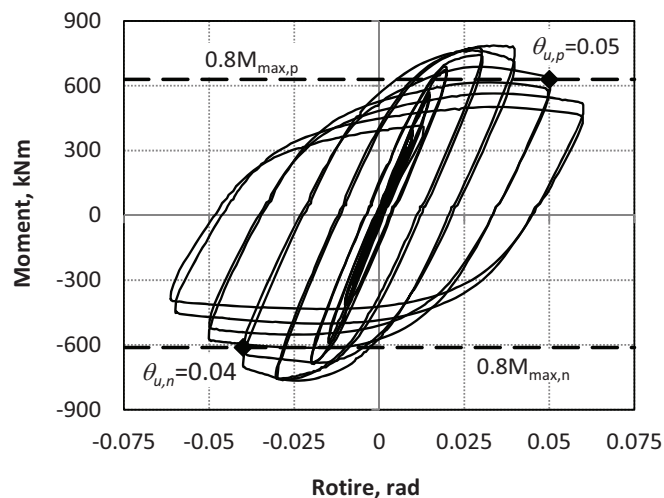


Figura C 6.10. Nivelul de acceptare al degradării de rezistență

C 6.6.5 Îmbinările de continuitate ale stâlpilor

Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se calculează conform SR EN 1993-1-8. Acestea se amplasează la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj pentru a facilita asamblarea îmbinării direct de pe planșeu și pentru ca îmbinarea să fie amplasată într-o zonă cu momente reduse.

C 6.7 Cadre contravântuite centric

C 6.7.1 Criterii de proiectare

C6.7.1. (1-3) Cadrele contravântuite centric disipează energia seismică prin deformații plastice axiale ale contravântuirilor. Încercările experimentale pe contravântuiri solicitate la încărcări ciclice au arătat că după producerea flambajului în domeniul plastic, forța capabilă de compresiune scade dramatic în ciclurile de încărcare succesive, ceea ce conduce la reducerea energiei disipate în semiciclurile de compresiune. Astfel, preluarea forțelor laterale seismice și disiparea energiei are loc preponderent în contravântuirile întinse.

Pentru a asigura o comportare uniformă a structurii per ansamblu, pentru ambele sensuri ale acțiunii seismice, proiecția orizontală a ariei contravântuirilor ascendente trebuie să fie cât mai apropiată de cea a ariei contravântuirilor descendente (vezi relația 6.13 din P 100-1).

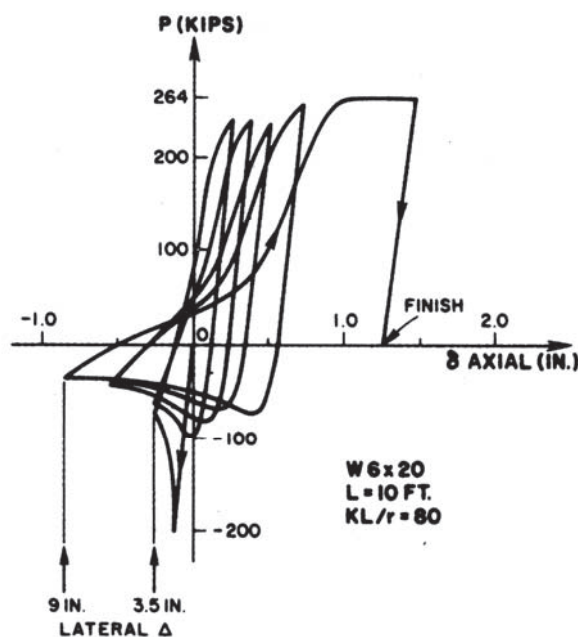


Figura C 6.11. Diagrama ciclică forță-deplasare pentru o contravântuire (AISC 2010)

C 6.7.2 Particularități de calcul

C6.7.1. (1) Contravântuirile cadrelor contravântuite centric sunt elementele disipative ale acestora. Acestea sunt caracterizate de o reducere semnificativă a capacității portante la compresiune în urma deformațiilor plastice care au loc în timpul unui cutremur. De aceea, după încetarea acțiunii seismice, când contravântuirile sunt practic scoase din uz, preluarea încărcărilor gravitaționale trebuie să fie asigurată doar de grinzi și stâlpi, fără a ține cont de prezența contravântuirilor.

C6.7.1. (2-3) Datorită reducerii semnificative a rezistenței contravântuirilor comprimate în urma flambajului plastic, contribuția contravântuirilor comprimate la preluarea forțelor orizontale produse de acțiunea seismică este redusă. Pentru a ține cont de acest aspect într-un calcul elastic, modelul structurii este construit în ipoteza că sunt active doar contravântuirile întinse. Excepție fac structurile cu contravântuiri în V, la care atât contravântuirile întinse cât și cele comprimate se consideră active. Pentru detalii asupra modului practic de efectuare a calculului structural și de determinare a eforturilor, vezi C 6.4(1-2).

În cazul în care se efectuează un calcul neliniar static sau dinamic, modelul de calcul trebuie să conțină atât contravântuirile întinse, cât și cele comprimate, cu condiția ca modelul inelastic al contravântuirii să reflecte comportarea acesteia înainte și după flambaj (vezi Figura C 6.11). Modelul de comportarea a contravântuirii comprimate trebuie să aibă la bază justificări teoretice și experimentale adecvate.

C 6.7.3 Calculul diagonalelor

C6.7.3 (1-3) Pentru toate sistemele de contravântuiri centrice, zveltețea adimensională a contravântuirilor $\bar{\lambda}$ se limitează superior la 2.0, pentru a preveni flambajul prematur al contravântuirii comprimate. Zveltețea adimensională se determină conform relației:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

unde:

A – aria secțiunii transversale a contravântuirii;

f_y – limita de curgere nominală;

N_{cr} – forța critică de flambaj, $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$.

În cazul contravântuirilor cu diagonale în X, zveltețea adimensională $\bar{\lambda}$ va fi mai mare decât 1,3, pentru a evita suprasolicitarea stâlpilor în faza premergătoare flambajului diagonalei comprimate (atunci când sunt active atât diagonale întinse cât și cele comprimate).

C6.7.3 (4-5) Contravântuirile solicitate la întindere se dimensionează astfel încât efortul plastic capabil al secțiunii transversale $N_{pl,Rd}$ să fie mai mare decât efortul de calcul din combinația seismică N_{Ed} . Pentru sistemele cu contravântuiri în V, diagonalele comprimate se vor verifica la flambaj conform SR EN 1993-1-1.

C 6.7.4 Calculul grinzilor și stâlpilor

C6.7.4 (1) La cadrele contravântuite centric, grinzile și stâlpii sunt elemente nedisipative. Pentru a preîntâmpina plasticizarea lor, acestea trebuie să posedă o suprazistentă suficientă față de elementele disipative (contravântuirile). Eforturile de calcul în stâlpi și grinzi se obțin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul Ω_T și a celor din componenta gravitațională, conform relațiilor (6.14) din P 100-1.

C6.7.4 (2) Pentru a se asigura un mecanism plastic global, diagonalele sistemului de contravântuiri trebuie să se plasticizeze cât mai uniform pe toată înălțimea structurii.

În acest scop, se recomandă ca valorile maximă și minimă ale rapoartelor $\geq N_i$ să nu difere cu mai mult de 25%. Această condiție este dificil de respectat în cazul clădirilor cu multe niveluri, la care acțiunea vântului poate impune cerințe de rezistență și rigiditate diferite față de acțiunea seismică. În cazul în care nu este posibilă respectarea cerinței de uniformitate a solicitării contravântuirilor în situația seismică de proiectare, performanța seismică a structurii trebuie confirmată printr-un calcul nelinier.

C6.7.4 (3) În cazul cadrelor cu contravântuiri în V inversat, grinzile trebuie proiectate pentru a prelua încărcările gravitaționale din combinația seismică și eforturile produse de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Aceste eforturi se calculează considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă și $0,3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată. Calculul grinzii se va face fără a considera reazemul intermediar asigurat de contravântuiri.

C6.7.4 (5) Funcționare corespunzătoare a sistemelor cu contravântuiri în V este asigurată de împiedicarea pierderii stabilității generale a grinzii. În acest scop se vor prevedea legături laterale la nivelul tălpilor grinzii în secțiunea de intersecție cu diagonalele.

C 6.8 Cadre contravântuite excentric

C6.8 (1-4) La cadrele contravântuite excentric zonele disipative sunt localizate în barele disipative (linkuri). Celelalte elemente ale cadrelor contravântuite excentric trebuie să rămână preponderent în domeniul elastic sub efectul forțelor care se pot dezvolta după plasticizarea și consolidarea barelor disipative. Elementele componente ale cadrelor contravântuite excentric sunt prezentate în Figura C 6.12. Funcție de lungimea barei disipative, comportarea plastică a acesteia poate fi dominată de forfecare (pentru bare disipative scurte) sau de încovoiere (pentru bare disipative lungi). Barele disipative pot fi orizontale (pe lungimea grinzii, vezi Figura C 6.12 i-iii) sau verticale (exterioare grinzii, vezi Figura C 6.12 iv).

Pentru a evita concentrarea deformațiilor plastice într-un număr redus de bare disipative, este necesară asigurarea unui mecanism plastic global. Pentru aceasta, nivelul de solicitare al barelor disipative sub efectul acțiunii seismice trebuie să fie cât mai uniform.

C 6.8.2. Calculul barelor disipative

C6.7.4 (1) Inima barelor disipative se va realiza fără plăci de dublare, deoarece este posibil ca acestea să nu participe corespunzător la mecanismul plastic al barei disipative. De asemenea, prezența găurilor are un efect defavorabil asupra comportării plastice a barelor disipative, de aceea acestea nu sunt permise.

C6.7.4 (2-9) Răspunsul inelastic al barelor disipative depinde semnificativ de lungimea barei, în relație cu raportul $M_{pl,link}/V_{pl,link}$. Atunci când lungimea barei disipative este mai mică decât $1,6M_{pl,link}/V_{pl,link}$ (bare disipative scurte), răspunsul inelastic va fi dominat de forfecare. Dacă lungimea barei disipative este mai mare decât $3M_{pl,link}/V_{pl,link}$ (bare disipative lungi), răspunsul inelastic va fi dominat de încovoiere. Pentru lungimi intermediare ale barei disipative, răspunsul inelastic este caracterizat de interacțiunea dintre forfecare și încovoiere (bare disipative intermediare). Capacitatea de deformare plastică a barelor disipative este în general mai mare pentru barele disipative scurte. Încercările experimentale (AISC, 2010) au

arătat rotații plastice capabile de 0.08 radiani în cazul barelor disipative scurte și 0.02 radiani în cazul barelor disipative lungi.

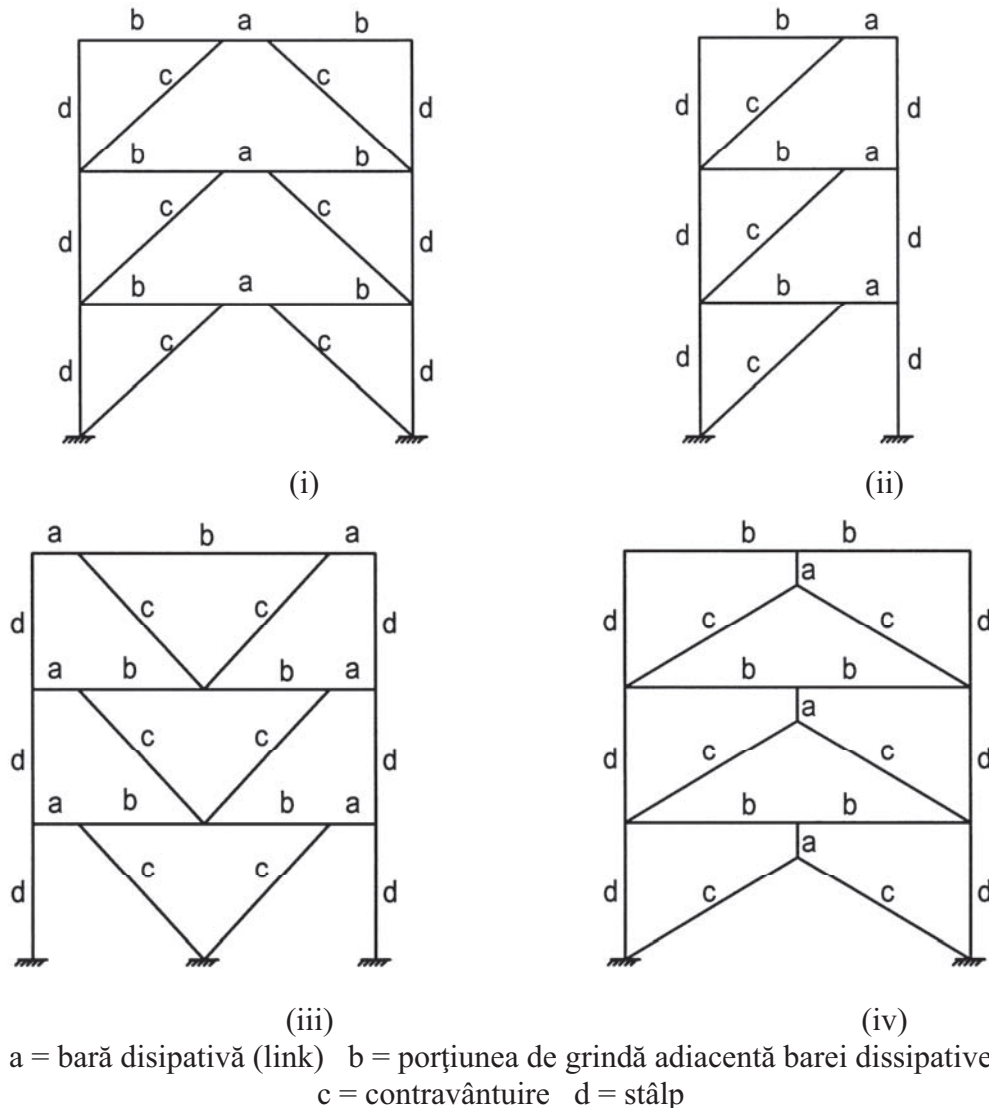


Figura C 6.12. Exemple de cadre contravântuite excentric (AISC 2010)

Efectul forței axiale asupra răspunsului inelastic al barei disipative poate fi neglijat dacă forța axială nu depășește 15% din forța axială plastică capabilă a barei disipative. În cazul în care nivelul forței axiale depășește 15% din forța axială plastică capabilă a barei disipative, forța tăietoare capabilă și momentul plastic capabil se vor reduce. În acest caz sunt permise doar barele disipative scurte, a căror lungime maximă este dată de relațiile (6.21) și (6.22) din P 100-1.

În cazul cadrelor contravântuite excentric la care momentele încovoietoare la cele două capete ale barei disipative sunt egale (vezi Figura C 6.12 i), clasificarea barelor disipative (scurte, intermediare și lungi) se face cu relațiile (6.23) - (6.25) din P 100-1. În cazul cadrelor contravântuite excentric la care momentele încovoietoare la cele două capete ale barei disipative sunt diferite (vezi Figura C 6.12 ii-iv), clasificarea barelor disipative (scurte, intermediare și lungi) se face cu relațiile (6.26) - (6.28) din P 100-1.

C6.7.4 (10-14) O comportare ciclică ductilă a barelor disipative se poate obține printr-o detaliere corespunzătoare a rigidizărilor transversale ale inimii. În acest scop, sunt necesare rigidizări la capetele barei disipative pe ambele părți ale inimii, precum și rigidizări intermediare (vezi Figura C 6.13). La barele disipative scurte rigidizările intermediare au scopul de a limita voalarea plastică a inimii. În acest caz, distanța maximă dintre rigidizările intermediare depinde de deformația plastică necesară a barei disipative, o distanță mai mică fiind necesară pentru o capacitate de deformare plastică mai mare. La barele disipative lungi, cu lungimea cuprinsă între $3M_{pl,link}/V_{pl,link}$ și $5M_{pl,link}/V_{pl,link}$ este necesar să se dispună câte o rigidizare intermediară la fiecare capăt al barei disipative la o distanță egală cu $1.5b$, unde b este lățimea tălpii, pentru a limita degradarea de rezistență cauzată de voalarea plastică a tălpii și de flambajul prin încovoiere-răsucire. În cazul în care lungimea barei disipative depășește $5M_{pl,link}/V_{pl,link}$ nu sunt necesare rigidizări intermediare. Atunci când înălțimea secțiunii transversale a barei disipative este mai mare decât 600 mm rigidizările intermediare se dispun pe ambele părți ale inimii. În cazul barelor disipative cu înălțimea mai mică de 600 mm, este permisă dispunerea rigidizărilor doar pe o singură parte a inimii.

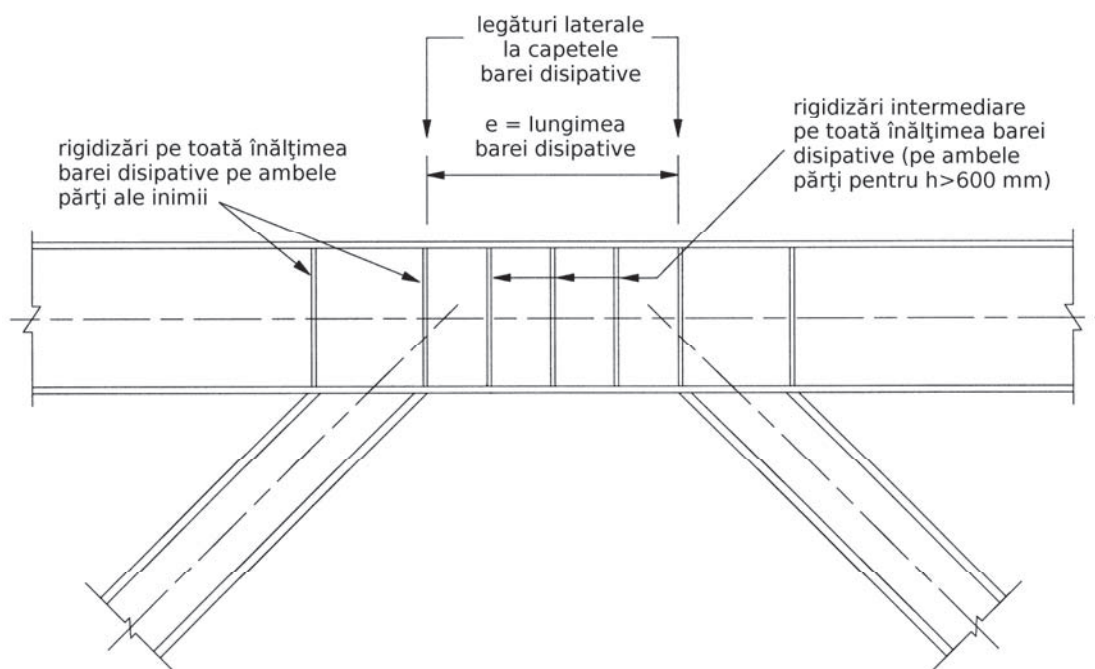
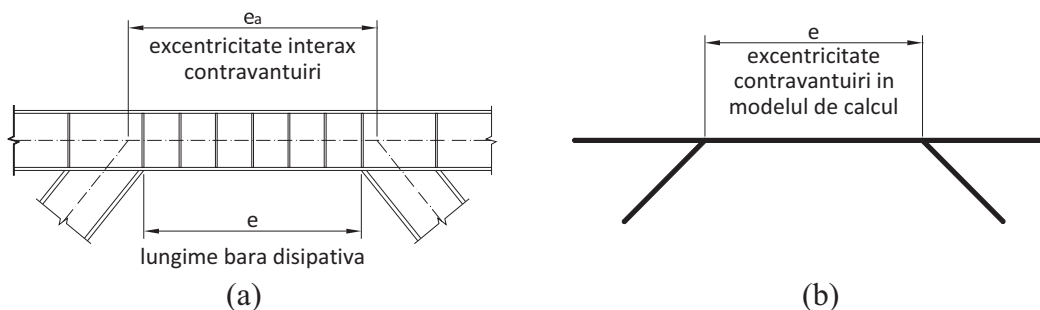


Figura C 6.13. Elementele principale ale barei disipative (AISC 2010)



(a) (b) Figura C 6.14. Modelarea lungimii barei disipative

Prinderea rigidizărilor de inimă și tălpi se realizează cu suduri în relief (de colț). Rigidizările trebuie detaliate astfel încât să se evite sudura în zona de racord dintre

talpă și inimă, aceasta putând să conducă la reducerea capacității de deformare plastică a barei disipative prin inițierea unor fisuri în inimă (AISC, 2010).

Lungimea barei disipative influențează în mod major comportarea seismică a structurii. De aceea, este foarte importantă modelarea lor corectă în analiza structurală. În mod ideal, lungimea barei disipative (e) măsurată între capetele contravântuirii ar trebui să fie egală cu excentricitatea formată de intersecția dintre axele contravântuirilor și axa grinzii (e_a). În realitate, datorită dimensiunii secțiunilor grinzii și ale contravântuirilor, lungimea barei disipative e poate fi diferită de excentricitatea interax a contravântuirilor (e_a), vezi Figura C 6.14a. Un model de calcul cu elemente finite de tip bară în care elementele structurale sunt dispuse în ax ar subestima momentele încovoietoare din segmentele de grindă din afara barei disipative și din contravântuire (atunci când $e_a > e$) sau pe cele din bara disipativă (atunci când $e_a < e$). O posibilă soluție este adoptarea unui model de calcul în care înclinarea contravântuirilor să fie ajustată astfel ca excentricitatea teoretică în axa grinzii formată de axele contravântuirilor să fie egală cu lungimea fizică a barei disipative (e), vezi Figura C 6.14b.

6.8.3 Elemente nedisipative

C6.8.3 (1) La cadrele contravântuite excentric, stâlpii, contravântuirile și segmentele de grinzi adiacente barelor disipative sunt elemente nedisipative. Pentru a preîntâmpina producerea deformațiilor plastice în aceste elemente, acestea trebuie să posedă o suprarezistență suficientă față de barele disipative. Eforturile de calcul în elementele nedisipative se obțin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul $\geq \gamma$ și a celor din componenta gravitațională, conform relațiilor (6.29) din P 100-1. Este însă posibil ca relațiile (6.29) să nu ofere în toate situațiile suprarezistența necesară în elementele nedisipative. De aceea, se recomandă estimarea directă a eforturilor de calcul în elementele nedisipative printr-un calcul neliniar (static sau dinamic).

Atunci când bara disipativă și grinda care o conține sunt confecționate dintr-un singur element, limita de curgere a oțelului are aceeași valoare în bara disipativă și în segmentul de grindă adiacent. În consecință, eforturile de calcul în segmentul de grindă adiacent barei disipative pot fi determinate conform relațiilor (6.29) din P 100-1, folosind valoarea suprarezistenței de material $\gamma_{ov} = 1,0$.

C6.8.3 (2) Pentru a se asigura un mecanism plastic global, barele disipative trebuie să fie dimensionate astfel încât sub acțiunea forțelor seismice să se plasticizeze uniform pe înălțimea structurii. În acest scop, valorile maximă și minimă ale rapoartelor $\geq i$ trebuie să nu difere cu mai mult de 25%. Această condiție este dificil de respectat în cazul clădirilor cu multe niveluri. În cazul în care nu este posibilă respectarea cerinței de uniformitate de mai sus, performanța seismică a structurii trebuie confirmată printr-un calcul neliniar.

C 6.8.4 Îmbinările barelor disipative

C6.8.4 În cazul cadrelor contravântuite excentric de tipul celor din Figura C 6.12 i, îmbinările grindă-stâlp ale grinzilor care conțin bare disipative se vor dimensiona cu aceleași relații folosite la dimensionarea grinzilor (6.29).

În cazul cadrelor contravântuite excentric de tipul celor din Figura C 6.12 ii-iii, îmbinările grindă-stâlp sunt amplasate în zone plastice potențiale și necesită a atenție

deosebită. Cercetările experimentale au arătat că acest tip de îmbinări sunt solicitate într-un mod diferit față de îmbinările grindă-stâlp de la cadre necontravântuite (AISC 2010). De aceea, modul de alcătuire a îmbinărilor grindă stâlp de la cadre necontravântuite nu asigură întotdeauna o comportare adecvată în cazul în care sunt folosite pentru îmbinări bară disipativă – stâlp la cadre contravântuite excentric.

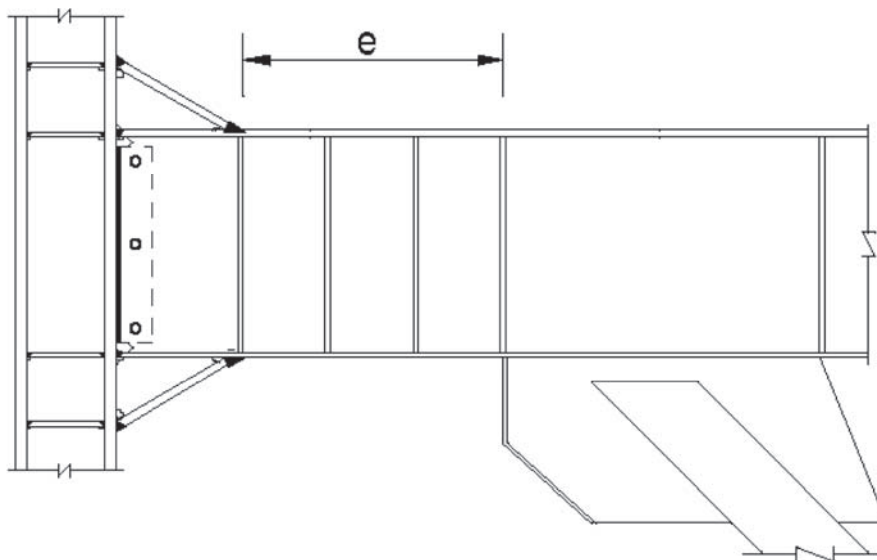


Figura C 6.15. Exemplu al unui nod întărit bară disipativă - stâlp

Se recomandă ca alcătuirea și dimensionarea îmbinărilor bară disipativă – stâlp la cadre contravântuite excentric să fie validate prin încercări experimentale, sau să se asigure o suprazistență față de bara disipativă. În acest caz îmbinarea va fi dimensionată la eforturile corespunzătoare dezvoltării mecanismului plastic în bara disipativă, amplificate cu $1,5\gamma_{ov}$. În Figura C 6.15 este prezentat un exemplu de alcătuire a unei astfel de îmbinări întărite bară disipativă – stâlp.

C 6.9 Structuri de tip pendul inversat

C6.9 Caracteristica principală a acestor structuri o constituie localizarea articulațiilor plastice exclusiv în stâlpi și nivelul ridicat al forței axiale, definit de relația $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,3$. Aceste structuri sunt caracteristice pentru castele de apă, platforme sau structuri parter care susțin greutatea mari, cum ar fi cele pentru silozuri, buncăre, etc. Cadrele parter de tipul celor care se folosesc pentru hale sau platforme industriale nu se caracterizează, de regulă, prin dezvoltarea în stâlpi a unor forțe axiale care să satisfacă condiția anterioară.

C 6.10. Structuri metalice cu nuclee sau pereți din beton armat și structuri duale

C 6.10.1. Structuri cu nuclee sau pereți din beton armat

C6.10.1 La aceste structuri, forțele orizontale sunt preluate în principal de diafragme sau nuclee de beton armat. Cadrele metalice, de regula necontravântuite, se dimensionează din acțiuni gravitaționale. Deoarece participarea cadrelor metalice la preluarea forțelor seismice orizontale este neglijabilă, acestea se verifică conform SR EN 1993-1-1 și SR EN 1993-1-8. Calculul elementelor din beton, care asigură preluarea forțelor seismice, se face în conformitate cu prevederile din capitolul 5 din P

100-1. Proiectantul va avea grijă ca detaliile constructive prin care se soluționează legăturile dintre structura metalică și cea din beton să respecte ipotezele de lucru menționate anterior.

În cazul în care structura metalică are o contribuție semnificativă (cel puțin 25%) la preluarea forțelor seismice, aceasta se va proiecta pe baza prevederilor din P 100-1.

C 6.10.2. Structuri duale

C6.10.2 O structură alcătuită din cadre contravântuite și necontravântuite poate fi considerată duală atunci când cadrele necontravântuite au o contribuție semnificativă la preluarea forțelor seismice (minim 25% din forța seismică totală). Aceste structuri se proiectează cu un factor de reducere q unic. Cadrele contravântuite centric au o capacitate redusă de disipare a energiei seismice. Structura duală obținută prin combinarea cadrelor contravântuite centric cu cele necontravântuite are un răspuns seismic global îmbunătățit, datorită redundanței și capacității de disipare mai mari a structurii necontravântuite.

În categoria structurilor duale intră și cele obținute prin combinarea cadrelor contravântuite excentric cu cadre necontravântuite. În acest caz ambele structuri au o capacitate de disipare a energiei seismice comparabilă, asocierea lor făcându-se de cele mai multe ori din considerente funcționale. Folosirea contravântuirilor excentrice în locul celor centrice conduce la sisteme structurale mai omogene, atât din punct de vedere al rigidității cât și al ductilității. În plus, impactul contravântuirilor excentrice asupra fluxurilor de circulație în clădire este mai redus.

În cazul în care participarea cadrelor necontravântuite la preluarea forțelor seismice este mai mică decât 25% din forța seismică totală, contribuția acestora se neglijează. Factorul de reducere q este cel al sistemului contravântuit, care se dimensionează în conformitate cu prevederile capitolelor 6.7 și 6.8. În acest caz, cadrele necontravântuite se verifică conform SR EN 1993-1-1.

C 6.11. Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (BRB)

C6.11 (1) Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt o categorie specială de contravântuiri centrice. Aceste contravântuiri se compun de regulă dintr-un miez de oțel înglobat într-o teacă metalică umplută cu mortar, care are rolul de a preveni flambajul miezului din oțel. La fel ca în cazul contravântuirilor centrice obișnuite, dispunerea contravântuirilor cu flambaj împiedicat trebuie făcută astfel încât axele barelor să se întâlnească într-un punct. Figura C 6.16 prezintă câteva exemple de configurații posibile. De menționat ca nu se accepta folosirea configurațiilor în K sau X.

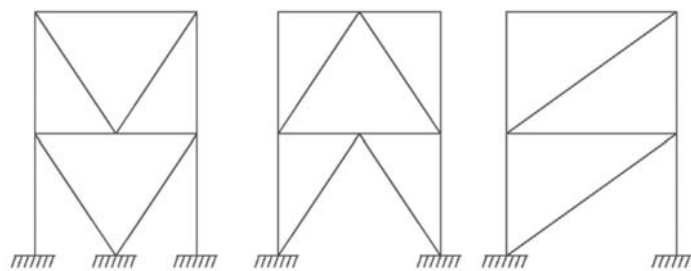
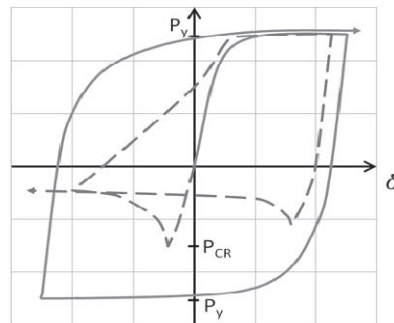


Figura C 6.16. Exemple de cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (AISC 2010)

Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt caracterizate prin capacitatea de a se plasticiza atât la întindere cât și la compresiune prin împiedicarea flambajului contravântuirii cel puțin până la un nivel al forțelor și deformațiilor corespunzătoare deplasării de proiectare. Această comportare asigură un răspuns ciclic cvasi-simetric fără degradare de rezistență sau rigiditate și implică o capacitate mai mare de disipare a energiei comparativ cu contravântuirile clasice (vezi Figura C 6.17).



- contravântuiri cu flambaj împiedicat
- contravântuiri centrice convenționale

Figura C 6.17. Comparatie între contravântuiri clasice și contravântuiri cu flambaj împiedicat (Star Seismic Europe)

C6.11 (2) Proiectarea grinzilor și a stâlpilor trebuie să se facă astfel încât plasticizarea contravântuirilor să se producă înainte de formarea articulațiilor plastice în grinzi și stâlpi sau de pierderea stabilității generale. Acest lucru se face prin utilizarea în calcul a forței maxime care se poate dezvolta în contravântuiri.

C 6.11.2. Rezistența contravântuirii

C6.11.2 (1) Pentru asigurarea unei comportări corespunzătoare a sistemului, sunt necesare încercări experimentale pe contravântuiri. Aceste încercări au și rolul de a determina forța maximă care se dezvoltă în contravântuiri și care ține seama de creșterea rezistenței la compresiune comparativ cu rezistența la întindere, de consolidarea materialului din miez și de posibilitatea creșterii limitei de curgere a oțelului din miez.

C6.11.2 (2-5) Factorul de corecție a capacității la compresiune, β , ține seama de creșterea rezistenței la compresiune față de rezistența la întindere, cauzată în special de interacțiunea dintre miezul de oțel și sistemul care împiedică flambajul miezului. Atunci când o contravântuire cu flambaj împiedicat este supusă la deformații axiale alternante (întindere și compresiune), diferența dintre forța maximă din ciclurile de întindere și forța maximă din ciclurile de compresiune trebuie să fie cât mai redusă (vezi Figura C 6.18). Factorul de corecție datorat consolidării, ω , ia în considerare fenomenul de consolidare a materialului din miez în urma deformațiilor plastice mari și a ciclurilor repetate în domeniul inelastic. Contravântuirile cu valori subunitare ale factorilor β și ω nu pot fi considerate contravântuiri împiedicate la flambaj și folosirea lor nu este permisă de aceste prevederi.

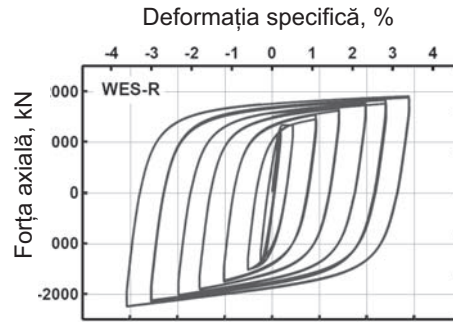


Figura C 6.18. Comportarea histeretică a contravântuirii cu flambaj împiedicat (Tsai et al. 2013)

C 6.11.3. Particularități de calcul

C6.11.3 (1-2) Contravântuirile nu fac parte din sistemul de preluare a încărcărilor gravitaționale. De aceea, la cadrele cu contravântuiri în V și în V întors, grinda care intersectează contravântuirile va fi proiectată astfel încât să aibă suficientă capacitate de rezistență. Această capacitate trebuie să permită dezvoltarea deformațiilor plastice în ambele contravântuiri pentru nivelul maxim al deplasării de nivel și ținând seama de capacitatea diferită la întindere și compresiune a contravântuirii. În plus, capacitatea de deformație a contravântuirii trebuie să țină seama de deformația suplimentară produsă de deformarea grinzii. Din aceste motive, se recomandă evitarea unor grinzi de legătură flexibile.

Atunci când se folosesc configurațiile speciale din Figura C 6.19, aceste prevederi nu sunt relevante.

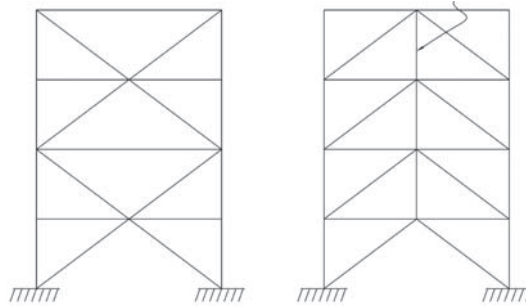


Figura C 6.19. Configurații speciale de cadre contravântuite centric (AISC, 2010)

C 6.11.4. Calculul contravântuirilor

C6.11.4 (4-5) Aceste prevederi de calcul au la bază proiectarea asistată de încercări. Acestea urmăresc să asigure folosirea contravântuirilor cu flambaj împiedicat doar în limitele capacității lor de deformare și formarea de articulații plastice și mecanisme de cedare bazate doar pe comportarea histeretică stabilă a contravântuirilor cel puțin până la atingerea deplasărilor maxime de nivel. În cazul în care se folosește o analiză elastică, deplasarea maximă de nivel corespunde dublului deplasării de nivel de calcul la ULS, dar nu mai puțin de 0,02 din înălțimea de etaj. În cazul în care se folosește o analiză neliniară dinamică deplasarea maximă se poate obține direct din analiză.

Conformitatea contravântuirilor se bazează pe efectuarea de încercări experimentale realizate pe baza prevederilor din SR EN 15129. Încercările constau în încercări pe elemente individuale și încercări pe subansambluri. Încercările la întindere și compresiune pe contravântuirea individuală au scopul de a verifica satisfacerea cerințelor de rezistență și deformație plastică exprimate prin prezentele prevederi. Valorile obținute experimental pot fi folosite și la determinarea forțelor maxime luate în considerare la proiectarea elementelor adiacente. În cazul încercării pe subansamblu, specimenul este încărcat axial iar îmbinările de la capete sunt rotite pentru a simula condițiile în care lucrează contravântuirea în interiorul cadrului. Această încercare are scopul de a verifica dacă cerințele de rotire impuse de cadru în îmbinările contravântuirii nu compromit performanța acesteia. Această încercare nu poate fi folosită pentru evaluarea performanței cadrului.

Sunt acceptate în calcul atât rezultatele obținute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât și rezultatele încercărilor experimentale existente în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare.

C 6.11.5. Grinzile și stâlpii

C6.11.5 (1-2) Atunci când se folosesc sisteme cu contravântuiri în V, deoarece capacitatea contravântuirii la întindere și cea la compresiune sunt aproximativ egale, grinda de legătura care intersectează contravântuirile este solicitată la forțe neechilibrate reduse comparativ cu structurile similare cu contravântuiri centrice convenționale. Nu este însă recomandată folosirea unor grinzi flexibile deoarece acest lucru poate conduce la deformații excesive ale grinzii și la cerințe suplimentare de deformație plastică în contravântuiri.

C 6.11.6. Îmbinările contravântuirilor

C6.11.6 (1) Îmbinările contravântuirilor nu trebuie să se plasticizeze la forțe mai mici decât cele corespunzătoare curgerii miezului din oțel. Două dintre îmbinările utilizate frecvent în practică sunt prezentate în Figura C 6.20.

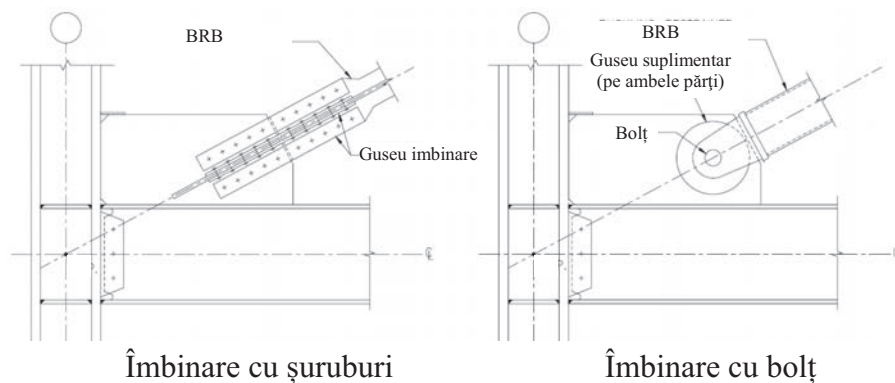


Figura C 6.20. Îmbinări pentru contravântuiri cu flambaj împiedicat

C6.11.6 (2) Îmbinările contravântuirilor trebuie dimensionate la forța axială maximă de compresiune care se poate dezvolta în contravântuire, majorată cu un factor egal cu 1,1. Acest factor ia în considerare posibilitatea ca cerința de deformare să fie mai mare decât cea folosită la determinarea factorilor β și ω .

C6.11.6 (3) Încercările experimentale efectuate în ultimii ani au arătat că îmbinarea poate fi unul din punctele critice în proiectarea contravântuirilor din cauza modului de cedare.

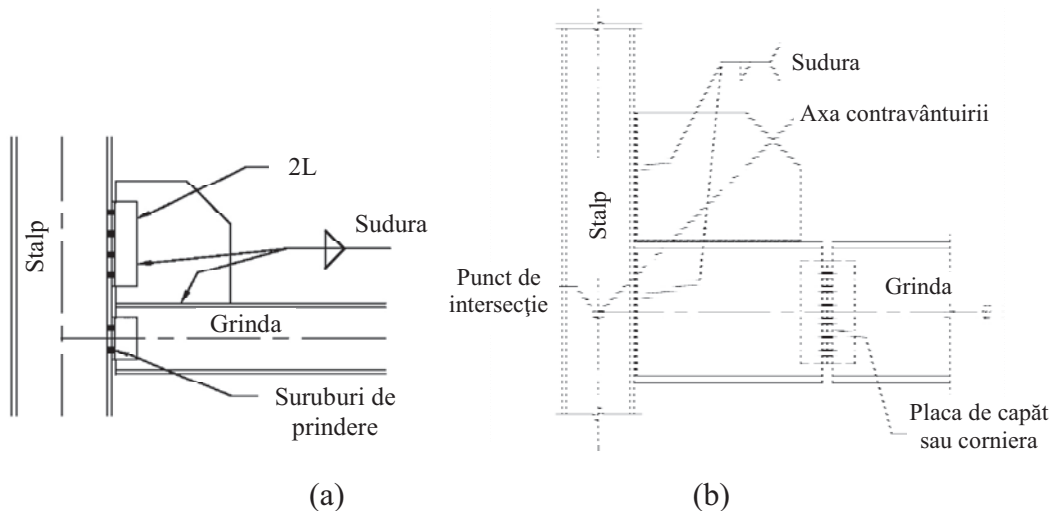


Figura C 6.21. Îmbinări grinda-stâlp articulate: Stoakes și Fahnestock 2010 (a) și Thornton și Muir, 2008 (b)

C 6.11.7. Îmbinările grindă-stâlp

C6.11.6 (1) Cadrele contravântuite pot fi supuse unor deplasări relative de nivel mari, astfel că se pot produce rotații semnificative în îmbinările grindă-stâlp. Pentru a asigura o comportare corespunzătoare, se pot adopta atât soluții cu grinda prinsă rigid, cât și cu grinda prinsă articulat (vezi Figura C 6.21), caz în care îmbinarea trebuie dimensionată astfel încât să permită o rotație de cel puțin 25 mrad.

C 6.12. Controlul execuției

Asigurarea calității execuției unei structuri metalice solicitate seismic și care s-a proiectat ca structură disipativă este esențială. În acest scop, la execuția și montajul structurii se recomandă ca pe lângă prevederile din SR EN 1090-2 și C150-99 să se respecte prevederile din SR EN 1993-1-10.

Bibliografie

ANSI/AISC 341-10 (2010). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA.

ANSI/AISC 358-10 (2010). "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, Illinois 60601-1802.

Dubina D., Grecea D., Ciutina A., Stratan A. (2000), "Influence of connection typology and loading asymmetry", in F. Mazzolani (ed.), Moment resisting connections of steel building frames in seismic areas, E & FN SPON, p. 217-244.

ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45

FEMA 350, (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", SAC Joint Venture.

FEMA 356, (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington (DC).

GP 082/2003. "Ghid privind proiectarea îmbinărilor ductile la structuri metalice în zone seismice". Buletinul Construcțiilor, nr. 16/2004.

Mazzolani, F.M., Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: Design and Reliability. London: E & FN Spon, 2000.

Ministerul Lucrarilor Publice și Amenajării Teritoriului (1999), Normativ privind calitatea îmbinărilor sudate din oțel ale construcțiilor civile, industriale și agricole, indicativ C 150-99

OPUS (2010). "Optimizing the seismic performance of steel and steel-concrete structures by standardizing material quality control". Contract no. RFSR-CT-2007-00039. Final Report. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.

SR EN 1090-2+A1:2012. "Executarea structurilor de oțel și structurilor de aluminiu. Partea 2: Cerințe tehnice pentru structurile de oțel"

SR EN 15129: 2010. "Dispozitive antiseismice".

SR EN 1993-1-1:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri"

SR EN 1993-1-10:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oțelului"

SR EN 1993-1-3:2007. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece"

SR EN 1993-1-5:2007. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane sollicitate în planul lor"

SR EN 1993-1-8:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor"

SR EN 1998-1: 2003. "Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri".

SR EN 1990 " Eurocod: Bazele proiectării structurilor"

SR EN ISO 6892-1:2010 Materiale metalice. Încercarea la tracțiune. Partea 1: Metoda de încercare la temperatura ambiantă

Stoakes, C.D. și Fahnestock, L.A., "Flexural Behavior of Concentrically-Braced Frame Beam-Column Connections," ASCE Structures Congress 2010, Orlando, FL, May 2010.

Thornton, W.A. și Muir, L.S. (2008). "Vertical Bracing Connections in the Seismic Regime". ECCS / AISC Workshop Connections in Steel Structures VI. June 23-24, 2008. Chicago, IL.

Tsai, K.C., Lin, P. C., Wu, A. C., Chuang, M. C. (2013). "Buckling restrained braces: research and implementation in Taiwan". Steel Innovations Conference 2013, Christchurch, New Zealand, 21-22 February 2013.

C 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE

C 7. Generalități

C 7.1.1 Domeniu

C 7.1.1 Prevederile de proiectare ale structurilor compozite oțel laminat - beton armat solicitate la acțiunea seismică cuprinse în P 100-1 au la bază capitolul 7 din SR EN 1998-1. În acest cod există numeroase trimiteri la celelalte Eurocoduri: SR EN 1992-1-1, SR EN 1993-1-1 și în special SR EN 1994-1-1. Prevederile din SR EN 1998-1 referitoare la construcțiile compozite cunosc, de la ediție la ediție, modificări și completări importante pe măsura stadiului cercetărilor în această direcție.

C 7.1.2 Principii de proiectare

C 7.1.2 Principiile de proiectare ale structurilor compozite în zone seismice sunează principiile de bună conformare ale structurilor din beton armat cu cele ale structurilor din oțel.

Structurile compozite se proiectează în zonele cu seismicitate ridicată, de regulă, ca structuri disipative cu disipare înaltă. Totuși, în cazul unor supradimensionări inerente ale elementelor de beton armat cu armatură rigidă, se poate realiza o relaxare corespunzătoare a condițiilor de ductilitate. Este, de exemplu, cazul stâlpilor solicitați predominant la compresiune în cadrul structurilor cu pereți și cadre, stâlpi la care se pot relaxa condițiile de ductilitate la încovoiere destul de restrictive în acest cod în raport cu NP 033.

Structurile compozite cu zone disipative de oțel în grinzi sunt considerate fezabile numai în măsura în care se împiedică manifestarea acțiunii compozite în aceste zone prin separarea betonului de componenta de oțel.

Structurile hibride la care se face tranziția între o substructură de beton armat și o substructură de oțel prin intermediul unei substructuri din beton armat cu armatură rigidă pot asigura un transfer fluent de eforturi și deformații fără variații bruște de rigiditate și de capacitate de rezistență.

În structurile slab disipative, eforturile secționale se vor determina pe baza unui calcul elastic fără a se ține cont de comportarea nelineară a materialelor, dar considerând reducerea momentelor de inerție datorată fisurării betonului.

C 7.2 Materiale

C7.2 În elementele compozite nu se va folosi beton de clasă sub C20/25 datorită proprietăților sale necorespunzătoare de rezistență în special în zone de concentrări de eforturi, cum ar fi în zona betonului de acoperire a oțelului structural.

Utilizarea betoanelor de înaltă rezistență se limitează la C50/60 în cazul elementelor compozite în zone seismice din cauza reducerii deformației limită ultime la compresiune și a ductilității pentru clase mai mari de beton. Printr-o conformare specială se poate mări capacitatea de deformare, dar din cauza dificultăților de realizare ale acestora se justifică limitările de mai sus. La elementele din țevă umplută cu beton este mai favorabilă utilizarea betoanelor de clasă înaltă deoarece starea de eforturi triaxiale mărește semnificativ deformația ultimă.

Materialele pentru oțelul structural trebuie să îndeplinească condițiile legate de raportul între rezistența de rupere și cea de curgere, de alungirea la rupere și de lungimea palierului de curgere specificate la pct 6.2.(2), iar materialele pentru armături de oțel beton, condițiile din 5.3.1(c). Condițiile privind ductilitatea oțelului ales la elemente disipative sunt importante pentru comportarea în domeniul post-elastic a acestor elemente. Nu se vor folosi oțeluri cu rezistență de curgere mai mare de 460N/mm^2 deoarece sunt, în general, insuficient de ductile.

C 7.3.1 Tipuri de structuri

C 7.3.1 Realizarea practică sub formă compozită a principalelor tipuri de elemente și subansamble (grinzi, stâlpi, noduri, contravântuiri, pereți, plăci) permite includerea în cadrul structurilor compozite a tuturor tipurilor de structuri de oțel și de beton armat.

C 7.3.2 Factori de comportare

C 7.3.2 Factorii de comportare q care exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice a diferitelor tipuri de structuri compozite ale căror valori sunt date în tabelul 7.2 sunt măriți în cazul structurilor cu disipare înaltă respectiv : structurile compozite în cadre cu mai multe niveluri și deschideri, structurile compozite duale, structurile cu mai mult de 2 pereți compoziți cuplați pe fiecare direcție, prin valori diferențiate ale raportului α_i/α_1 .

Testele experimentale realizate indică valori mai mari ale factorului de comportare q la structuri compozite decât la structuri de beton armat .

C 7.4 Acțiunea de diafragmă a planșeelor compozite

C 7.4 Pentru ca planșeele compozite să-și manifeste în domeniul elastic rolul de șaibă rigidă, se vor face verificări ale capacității lor de rezistență la încovoiere în planul lor cât și ale capacității de rezistență la lunecare în lungul grinzilor la forțe cu 25 % mai mari decât cele asociate mecanismului de disipare al structurii în ansamblul ei. Se va verifica de asemeni capacitatea planșeelor compozite de transmitere a reacțiunilor la elementele verticale. Conectarea planșeelor compozite de grinzi se va dimensiona și alcătui astfel încât să permită transmiterea forțelor de forfecare rezultate din acțiunea de diafragmă. Tipurile de conectori recomandați în zone seismice sunt cei ductili respectiv dornurile cu cap. Relațiile pentru calculul conectorilor sunt date în SR EN 1994-1-1

C 7.5 Proiectarea structurilor disipative compozite

C 7.5.1 Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite

C7.5.1 Criteriile de proiectare a structurilor compozite se referă la asigurarea condițiilor de rezistență, ductilitate, stabilitate și deformabilitate ale acestora.

Metoda ierarhizării capacității de rezistență permite impunerea unui mecanism de plastificare favorabil iar prin respectarea unor condiții de alcătuire și dimensionare se asigură ductilitățile necesare în zonele disipative.

Pentru verificarea la starea limită ultimă la încovoiere a unei secțiuni din zonele disipative ale elementelor compozite, se determină limita inferioară a capacității de rezistență, utilizând rezistențele de calcul ale materialelor. Nu se ia în considerare la calculul capacității de rezistență, în acest caz, oțelul neductil care poate apărea în secțiune de exemplu ca armătură a plăcii.

Eforturile de proiectare pentru verificarea secțiunilor nedisipative, se vor calcula în situația realizării mecanismului de disipare utilizând limita superioară a capacității de rezistență. Limita superioară a capacității de rezistență se determină considerând factorii de suprazistență ai elementelor disipative și toată armătura din secțiunea de calcul.

Se urmărește prin aceasta metodă:

- dirijarea prin proiectare a formării unui mecanism plastic de cedare favorabil;
- o protecție corespunzătoare în raport cu ruperile cu caracter casant, de exemplu, asigurarea unei capacități de rezistență la forța tăietoare superioare capacității la încovoiere;
- o comportare în domeniul elastic a zonelor nedisipative.

C 7.6 Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite

C 7.6.1 Prevederi generale

C 7.6.1 Cadrele compozite se vor proiecta astfel încât zonele critice să fie dirijate la extremitățile grinzilor compozite. Chiar dacă anumite extremități ale grinzilor compozite au probabilitate redusă de a deveni zone disipative, ele se vor supune aceluiași reguli de conformare. Se admit deformații plastice în secțiunile de la baza stâlpilor și în secțiunile stâlpilor de partea superioară a ultimului nivel al cadrelor etajate cu condiția ca $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$.

Ductilitatea zonelor disipative ale cadrelor compozite se asigură prin măsuri de evitare a ruperilor cu caracter casant. Efectul compozit se va asigura cel puțin până la atingerea capacităților de rezistență la încovoiere a zonelor disipative.

- Pentru protecția la ruperile datorate forței tăietoare se recomandă:
 - ca secțiunile de oțel laminat ale grinzilor și stâlpilor compoziți să se realizeze cu inimă plină;
 - forța tăietoare de calcul să fie determinată pe baza mecanismului de disipare;
 - să existe o corectă corelare între cerințele și capacitățile la forța tăietoare ale celor două componente: armătura rigidă și betonul armat. Aceasta corelare se realizează în raport cu momentele capabile la încovoiere ale celor două componente.
- Pentru protecția împotriva cedărilor datorate instabilității locale a elementelor din oțel comprimate se recomandă:
 - să se respecte limitele de suplețe ale elementelor de oțel date în tabelul 7.3 ;
 - în cazul elementelor din beton cu armătură rigidă (BAR) să se respecte acoperirea recomandată cu beton (de 100mm) și să existe o armare corespunzătoare cu etrieri;

- să existe eventual elemente de conectare între tablele de oțel comprimate și betonul înconjurător.
- Pentru protecția împotriva ruperilor datorate lunecării se recomandă :
 - lunecarea de calcul se va determina pe baza mecanismului de disipare prin integrarea eforturilor unitare normale în domeniul plastic și asigurarea astfel a unei conectare totale;
 - lunecarea va fi preluată în zonele critice prin mecanisme de aderență , frecare și prin conectori;
 - verificarea la lunecare a plăcii în lungul grinzii ,în cazul planșeelor compozite cu tablă cutată ,verificare care poate să fie, în acest caz, critică.
- Pentru protecția zonelor de îmbinări ale armăturii rigide:
 - zonele de îmbinare ale oțelului laminat din elementele compozite vor avea un grad de asigurare superior în raport cu restul zonelor și se vor amplasa în zone de eforturi mai reduse;
- Pentru protecția împotriva ancorării insuficiente a armăturii rigide în infrastructuri:
 - placa de bază a armăturii rigide a stâlpilor și a pereților va fi înglobată în beton armat. În cazul clădirilor etajate, armatura rigidă se va ancora cel puțin pe înălțimea unui subsol;
 - pe înălțimea înglobării se vor dispune elemente de conectare de tipul conectorilor de lunecare sau a barelor de coasere care trec prin găuri prevazute în armatura rigidă.
- Nodurile grindă-stâlp vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative adiacente astfel încât să lucreze în domeniul elastic.
- Se recomandă ca pe înălțimea clădirii să se evite variația bruscă de rigiditate și de capacitate de rezistență.

C 7.6.2 Calculul structural al cadrelor compozite

C 7.6.2 Pentru calculul structural prin metoda generală de proiectare interesează rigiditatea secțiunilor compozite.

Rigiditatea secțiunilor compozite având beton în zona comprimată se calculează prin transformarea lor în secțiuni echivalente cu considerarea unui coeficient de echivalență $n=E/E_{cm}$, unde E și E_{cm} sunt modulul de elasticitate al oțelului și modulul de elasticitate secant al betonului pentru încărcări de scurtă durată.

În condițiile în care la calculul secțiunilor compozite, betonul întins se neglijează fiind fisurat, în cazul grinzilor compozite, se pot considera două rigidități la încovoiere: EI_1 pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lățimii efective de placă și EI_2 pentru zona de momente negative cu considerarea armăturii din lățimea efectivă de placă sau o rigiditate medie pentru întreaga deschidere.

Pentru stâlpii compoziți având de regulă secțiuni dreptunghiulare zona întinsă fiind fisurată, rigiditățile se calculează cu relația :

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + 0,5E_{cm}I_c + EI_s)$$

Pentru verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu reducerea forțelor seismice se va realiza prin factorul ν , care ține cont de perioada de revenire mai scurtă a cutremurului asociat SLS, considerând rigiditățile elementelor corespunzătoare betonului fisurat.

C 7.6.3 Suplețea pereților secțiunilor de oțel care alcătuiesc elementele compozite

C 7.6.3 Starea limită ultimă a zonelor disipative corespunde, în cazul elementelor compozite, atingerii capacității de rotire plastică care poate fi limitată prin producerea a 3 fenomene: zdrobirea și desprinderea componentei de beton, ruperea și flambajul barelor de armatură și instabilitatea locală a oțelului structural.

Valorile suplețelor limită ale pereților secțiunilor de oțel depind decisiv de gradul de înglobare în beton existând trei situații: fără înglobare, cu înglobare parțială sau totală în beton, țevi umplute sau umplute și înglobate în beton. Suplețea limită se reduce cu mărirea rezistenței caracteristice a oțelului. Suplețea limită pentru clasa de ductilitate medie a structurii este mai mare cu maxim 50% decât în clasa de ductilitate înaltă. Dacă se compară clasa 1 de suplețe limită a secțiunilor din oțel dată în anexa F cu suplețea limită a elementelor compozite, rezultă valori limită cel puțin de două ori mai mari prin înglobarea în beton a secțiunilor de oțel, în condițiile în care sunt respectate detaliile de conectare și de acoperire cu beton prevăzute în prezentul cod.

C 7.6.4 Transferul de eforturi și deformații între oțel și beton

C 7.6.4 Manifestarea acțiunii compozite la nivel de secțiune și mobilizarea întregii capacități de rezistență a acesteia este condiționată de evitarea lunecărilor relative între componentele de beton și de oțel prin preluarea eforturilor de lunecare pe tot domeniul de solicitare. Aceasta se realizează prin forfecarea directă a betonului de acoperire în cazul elementelor din BAR, prin aderență și frecare la interfață prin conectori de lunecare sau reacțiuni directe, prin efecte de împănare între componente.

Există următoarele situații în care este necesară verificarea transferului de eforturi între beton și oțel:

- la preluarea forțelor de lunecare longitudinală asociate mecanismului de disipare;
- la repartizarea reacțiunilor transmise numai uneia dintre componente la cealaltă componentă de exemplu de la țeava de oțel la miezul din beton;
- la ancorarea armăturilor rigide.

Valorile efortului tangențial mediu de aderență depind decisiv de frecare. Pe zonele în care se creează o neumplere cu beton de exemplu sub tăpile grinzilor de oțel, acest efort este 0. În cazul elementelor cu înglobare parțială în beton și al țevilor umplute, aderența este mai scăzută din cauza contracției betonului.

Aderența depinde de stratul de acoperire cu beton al armăturii rigide și de procentul de armare cu etrieri. În raport cu elementele solicitate static, efortul unitar mediu de aderență pentru calculul elementelor la acțiunile seismice alternante se diminuează la 50%. Valori recomandate obținute în tabelul 6.6 din SR EN 1994-1-1 sunt acoperitoare față de cele recomandate în P 100-1 Astfel, pentru o acoperire cu beton de 100 mm a armăturii rigide se obțin următoarele valori ale efortului unitar de aderență:

- secțiuni din oțel total înglobate (BAR) $0.5 \times 0.3 \times 2.2 = 0,33 \text{N/mm}^2$

- tălpile profilelor parțial înglobate $0.5 \times 0.2 = 0,1 \text{ N/mm}^2$
- inimile profilelor parțial înglobate -
- interiorul țevilor circulare umplute cu beton $0.5 \times 0.55 = 0,275 \text{ N/mm}^2$
- interiorul țevilor rectangulare umplute cu beton $0.5 \times 0.4 = 0,2 \text{ N/mm}^2$

Disponerea de conectori sudați de inimile profilelor de oțel conduce la mărirea frecării pe interiorul tălpilelor prin bielele comprimate ce se formează între baza conectorilor și tălpi.

În preluarea eforturilor de lunecare longitudinală care rezultă din încovoiere se poate neglija, în mod acoperitor, contribuția aderenței astfel :

- În cazul grinzilor din oțel compozite cu plăci de beton armat , lunecarea este preluată în întregime de conectori. În cazul grinzilor disipative, gradul de conectarea va fi total.
- În cazul elementelor din BAR, lunecarea longitudinală este, de regulă, preluată în întregime de betonul și etrierii din acoperirea cu beton.

Dacă forfecarea directă a betonului de acoperire, reacțiunile directe între beton și oțel, aderența și frecarea nu pot asigura integral transferul de eforturi tangențiale asociate mecanismului de plastificare, se vor dispune conectori care împreună cu celelalte fenomene să asigure preluarea în întregime a forțele de lunecare asociate atingerii capacităților la încovoiere ale elementului.

C 7.6.5 Grinzi compozite

C 7.6.5 Condițiile pentru verificarea grinzilor compozite în zonele disipative sunt similare condițiilor grinzilor de beton armat sau oțel.

- Determinarea momentului capabil al secțiunilor compozite se bazează pe următoarele ipoteze :

- secțiunile plane rămân plane;
 - armăturile și oțelul structural, suferă aceleași deformații relative ca betonul adiacent;
 - rezistența la întindere a betonului se neglijează;
 - eforturile în betonul comprimat se deduc din diagrama efort-deformație de calcul dată în SR EN 1992-1-1;
 - eforturile în armăturile pentru beton armat se deduc din diagramele de calcul date în SR EN 1992-1-1;
 - eforturile în oțelul structural se deduc din diagramele de calcul date în SR EN 1993-1-1.
- Metodele utilizate în determinarea momentelor capabile sunt: metoda generală și metoda simplificată, detaliate în SR EN 1994-1-1.
- Momentul capabil plastic se determina din echilibrul pe secțiune al eforturilor interioare prin scrierea ecuației de moment raportată la centrul plastic al secțiunii (în cazul secțiunilor simetrice – centrul de greutate).

- Momentele capabile în cazul secțiunilor din BAR se determină și pentru fiecare componentă în parte : $M_{pl,c,Rd}$ pentru beton armat și $M_{pl,a,Rd}$ pentru oțel cu condiția:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl,c,Rd} + M_{pl,a,Rd}$$

- Momentele de proiectare se determină astfel:

- momentele de proiectare ale secțiunilor disipative ale grinzilor M_{Ed} sunt momentele maxime din diagramele înfășurătoare în secțiunile respective considerând grupările de încărcări semnificative ;

- se permit redistribuții de momente între secțiunile unei grinzi și între grinzile unui cadru cu până la 20% pe baza capacității de deformare plastică a acestora păstrând însă efectul acțiunii pe ansamblu;

- Cerința de rezistență la încovoiere se exprimă cu relația: $M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0$

- Forțele tăietoare de proiectare din grinzi V_{Ed} se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din gruparea seismică și momentele de la extremitățile grinzii, corespunzătoare pentru fiecare sens de acțiune formării articulației plastice în grinzi, sau în elementele verticale conectate în nod. Distanța între articulațiile plastice se determină corespunzător acestei situații.

- Forța tăietoare de proiectare se împarte între componenta de beton armat $V_{c,Ed}$ și componenta din oțel structural $V_{a,Ed}$ în raport cu momentele capabile ale acestora cu relațiile:

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} M_{pl,c,Rd} / M_{Rd}$$

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} M_{pl,a,Rd} / M_{Rd}$$

- Forța tăietoare verticală capabilă se determină pentru fiecare componentă în parte astfel:

- pentru componenta din beton armat cu relațiile din SR EN 1992-1-1 respectiv

$$\text{cu relația: } V_{pl,c,Rd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg}\theta$$

Valoarea unghiului θ se considera $\text{ctg}\theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$),

$$z = 0,9 d, f_{ywd} = 0,8 f_{ywk}$$

- pentru componenta din oțel cu relațiile din SR EN 1993-1-1

- Verificarea la forță tăietoare se realizează pe componente și pe ansamblu pentru secțiunea compozită .

La verificarea secțiunii de oțel se aplica coeficientul 0,5 de reducere a capacității de rezistență la forță tăietoare respectiv:

$$V_{a,Ed} / V_{pl,a,Rd} \leq 0,5.$$

C 7.6.5.1 Condițiile aplicate zonelor disipative ale grinzilor din oțel compozite cu plăci din beton armat urmăresc:

- în cazul plăcilor în zone comprimate, păstrarea integrității plăcii din beton armat în timpul acțiunii seismice prin:

- limitarea, din condiții de ductilitate, a înălțimii relative a zonei comprimate a betonului x/h conform tabelului 7.4;

- dispunerea în placă, în zona stâlpului de armături suplimentare transversale grinzii cu rol de tirant la transmiterea compresiunilor de la placă la stâlp;

- în cazul plăcilor în zone întinse, evitarea flambajului zonelor comprimate ale componentei de oțel prin alegerea unor secțiuni în clasa I de suplețe și prin limitarea procentului de armătură din zonele întinse de placă. O soluție de evitare a flambajului tălpilor comprimate este transformarea zonelor de reazem ale grinzilor compozite cu placă în zone de grinzi BAR.

Determinarea lățimii efective a plăcii b_e din tabelul 7.5 exprimată în vecinătatea nodurilor este utilă în două situații:

- determinarea rigidității pentru calculul elastic;
- determinarea capacității de rezistență la încovoiere;

În calculul momentului capabil la încovoiere interesează:

- lățimea efectivă a plăcii comprimate la momente
- lățimea efectivă de placă în care armăturile întinse sunt considerate active la moment negativ. În acest caz este important modul de ancorare al armaturilor întinse din placă în special la nodurile marginale (prin sudura, realizarea de bucle, etc).
- în câmpul grinzilor compozite pentru calcul lățimii efective de placă se poate considera relația din SR EN 1994-1-1 respectiv $b_{ei} = L_e/8$ unde L_e este lungimea zonei de moment pozitiv.
- în zonele de reazem, lățimea activă la moment negativ este în aceeași secțiune mai mare decât lățimea activă la moment pozitiv datorită restricțiilor mai mari care se impun transmiterii compresiunilor din placă stâlpului decât cele aplicate armaturilor aflate în zone întinse fisurate.
- lățimea activă la moment pozitiv în vecinătatea nodurilor marginale depinde de modul în care se asigură transmiterea compresiunilor (direct la stâlp, dacă există placă în consolă față de stâlpul marginal, grinzi sau elemente transversale de margine) Momentele capabile ale grinzilor din oțel compozite cu plăci de beton armat se determină prin metoda simplificată sau prin metoda generală.

C 7.6.5.2 Momentele capabile ale grinzilor de beton armat cu armătură rigidă se determină prin metoda simplificată sau metoda generală.

Lățimea efectivă de placă se determină în conformitate cu 5.3.4.1.1 respectiv $2h_f$ de fiecare parte a grinzii în cazul stâlpilor exteriori și $4h_f$ în cazul stâlpilor interiori.

Lungimea zonelor disipative este respectiv $l_{cr}=1.5h_b$ (h_b - înălțimea grinzii) măsurată de la fața stâlpilor BAR sau a zonelor de aceeași lungime situate deoparte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii.

Mărirea lungimii zonelor disipative din câmpurile grinzilor la $3h_b$ fata de prevederile anterioare se datorează incertitudinii mai mari a extinderii zonelor de curgere în raport cu punctul de inițiere.

Asigurarea condițiilor de ductilitate locală în zonele disipative ale grinzilor compozite sunt cele prevăzute la 5.3.4.1.2 pentru grinzi de beton armat și se refera la asigurarea unor coeficienți minimi de armare longitudinală și transversală, limitarea înălțimii

zonei comprimate a secțiunii și a distanței între etrieri. În cazul componentei din oțel condițiile de la 6.6.2 nu se aplică datorită înglobării în beton.

C 7.6.6 Stâlpi compoziți de beton armat cu armătură rigidă (cu secțiunea din oțel total înglobată în beton)

C 7.6.6 Eforturile de proiectare ale secțiunilor stâlpilor N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} se determină în ipoteza dezvoltării mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice cu relațiile prevăzute în articolul 5.3.3.3 luând în considerare următorii factori:

- factorul de suprarezistență al grinzilor $\sum M_{Rb} / \sum M_{Edb}$ (în nod sau pe nivel);
- factorul de suprarezistență datorat efectelor de consolidare al oțelului din grinzi γ_{Rd} .

Valorile eforturilor secționale rezultate din calculul structural la încărcări seismice vor ține cont de imperfecțiunile geometrice și de efectele de ordinul 2 dacă aceste efecte sunt semnificative.

În condițiile în care aplicarea metodei dirijării capacității de rezistență la cadre din BAR poate conduce la supradimensionări de stâlpi, în special la clădiri cu puține niveluri și la grinzi cu deschideri și încărcări gravitaționale mari, pentru optimizarea structurii în aceste cazuri se poate apela la una din soluțiile :

- realizarea de redistribuții, la un anumit nivel, ale momentelor din stâlpi și grinzi în condițiile realizării echilibrului de nod și ale păstrării constante a forței tăietoare de nivel;
- realizarea de grinzi cu zone disipative de oțel în vecinătatea stâlpilor prin deconectarea pe aceste zone a plăcii de grinda de oțel;
- reducerea tălpilor grinzilor de oțel în zonele disipative;
- realizarea de îmbinări semirigide între armătura rigidă din stâlp și grindă cu condiția ca să nu se formeze plastificări nedorite ale nodului;
- apariția de articulații plastice în anumiți stâlpi cu condiția ca să existe suficiente elemente puternice (stâlpi sau pereți) care să împiedice apariția de mecanisme nedorite de etaj sau de nod.

Condiția de ductilitate pe care trebuie să o respecte forța axială de calcul este :

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \leq 0,3.$$

Această condiție din P 100-1 este preluată din SR EN 1998-1 și este mai restrictivă decât cea dată în NP033-99 .

Condițiile de ductilitate referitoare la forța axială a stâlpilor se pot relaxa în cazul structurilor în cadre cu noduri fixe în combinație cu structuri rigidizate la forțe orizontale (cu pereți de beton armat sau cu contravântuiri).

Capacitățile de rezistență la încovoiere și la forță tăietoare ale stâlpilor compoziți se calculează ca sumă a contribuției secțiunii de oțel și a secțiunii de beton armat cu relațiile din SR EN 1992-1-1 și SR EN 1993-1-1.

Verificările la forță tăietoare se realizează pe componente distribuind forța tăietoare de proiectare totală între componente funcție de momentele capabile la încovoiere cu forță axială ale acestora.

În cazul structurilor compozite disipative, zonele de la extremitățile stâlpilor de la fiecare nivel de lungime l_{cr} se proiectează ca zone disipative (critice) pentru care se iau măsuri de asigurare a ductilității proprii stâlpilor din beton armat prevăzute în 5.3.4.2.2 respectiv: de asigurare a unor coeficienți minimi de armare longitudinală și transversală, de limitare a înălțimii zonei comprimate a secțiunii și a distanței între etrieri, condiții privind dispunerea barelor și a etrierilor în secțiune. O mențiune specială se referă la acoperirea cu beton a armăturii rigide care nu trebuie să fie în cazul elementelor BAR mai mică de 100mm pentru ca ruperea prin lunecare longitudinală să nu devină critică.

C 7.6.7 Stâlpi compoziți din țevă umplută cu beton

C7.6.7 Stâlpii compoziți din țevă se realizează în următoarele variante:

- stâlpi din țevă umplută cu beton simplu sau cu beton armat;
- stâlpi din țevă umplută și înglobată în beton armat;
- stâlpi din țevă neumplută și înglobată în beton armat;
- stâlpi din beton armat înglobați în țevă de oțel fără continuitate și, eventual, cu aderență redusă între beton și țevă.

Pentru proiectarea stâlpilor din țevi de oțel umplute cu beton sau umplute și înglobate în beton se pot utiliza relațiile de calcul ale capacității de rezistență la încovoiere și forță tăietoare date în SR EN 1994-1-1.

Particularitățile acestor stâlpi sunt :

- În cazul stâlpilor din țevă circulară există o interacțiune favorabilă între țeava de oțel și miezul de beton care se manifestă prin creșterea rezistenței la compresiune și a deformației specifice de rupere a betonului din miez datorită confinării dar și o reducere a rezistenței de curgere axiale a oțelului țevii datorită întinderii radiale la care este supus. Creșterea rezistenței la compresiune este considerată în calcul prin coeficientul supraunitar 1/0.85. Aceste influențe favorabile sunt mai semnificative la excentricități ale forței axiale reduse $e/d < 0.1$.
- Miezul de beton mărește forța asociată flambajului local al țevii. Această influență pozitivă se exprimă prin posibilitatea reducerii supleței limită a țevilor din oțel umplute cu beton în raport cu cele de oțel.
- Armarea miezului din beton este utilă în următoarele situații:
 - pentru mărirea capacității de rezistență a stâlpului compozit;
 - pentru asigurarea capacității de rezistență a stâlpului la încărcări gravitaționale asociate acțiunii focului;
 - pentru a se asigura continuitatea și transferul parțial al capacității de rezistență între stâlpul compozit și stâlpul de beton armat în cazul structurilor hibride;
- Transferul de eforturi și deformații între țeava de oțel și miezul de beton necesar pentru distribuția reacțiunilor aplicate numai țevii se face prin aderență sau, dacă nu este suficient, prin elemente de conectare: dornuri sudate, bare sau profile care traversează miezul .Rezistența la compresiune locală generată sub gusee sau rigidizări se va determina cu relațiile din SR EN 1994-1-1:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t f_{yk}}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}$$

t	este grosimea peretelui țevii,
a	este diametrul țevii sau lățimea secțiunii țevii rectangulare
A_c	este aria secțiunii de beton a stâlpului;
A_1	este aria încărcată de sub guseu $A_c/A_1 < 20$
η_{cL}	coeficient egal cu 4,9 pentru țevi circulare și 3.5 pentru țevi rectangulare

În cazul elementelor din țevi umplute cu beton, capacitatea de rezistență la forță tăietoare a stâlpului este determinată fie de capacitatea componentei din oțel fie de capacitatea betonului armat confinat de țeva din oțel pentru un model de grindă cu zăbrele în care se formează în interiorul țevii o diagonală comprimată. Acest model permite în cazul țevilor umplute cu beton armat să se țină cont și de armarea transversală a miezului.

C 7.6.8 Elemente compozite cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton armat

C 7.6.8 Elementele compozite cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton sunt utilizate pentru avantajele care le au în raport cu stâlpii de oțel, respectiv:

- mărirea rigidității stâlpului de oțel prin înglobare parțială în beton în condițiile păstrării gabaritului;
- împiedicarea parțială a flambajului zonelor comprimate ale inimilor și ale tălpilor. În cazul în care se sudează bare transversale de tălpi, există posibilitatea reducerii consumurilor de oțel prin mărirea supleței limită cu până la 50% în condițiile prevăzute în acest paragraf;
- reducerea suprafeței care trebuie protejată la foc;
- posibilitatea facilă de intervenție ulterioară pe fața neînglobată a tălpilor;

Contribuția la capacitatea de rezistență la încovoiere și la forță tăietoare a betonului armat de înglobare este redusă și de aceea, de regulă, se neglijează. În cazul în care sunt luate măsuri speciale de mobilizare a rezistenței betonului armat de înglobare prin realizarea de legături transversale între beton și grinda de oțel, această rezistență poate fi considerată în calcul.

În cazul stâlpilor compoziți cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton, verificarea transferului de eforturi între oțelul încărcat unilateral de către reacțiunile grinzilor și betonul de înglobare conduce, de regulă, la obligativitatea dispunerii de conectori sau de bare de armătură sudate de inima profilului de oțel. Conectorii contribuie la transferul de eforturi prin capacitatea lor la lunecare longitudinală P_{Rd} și prin frecarea suplimentară pe care o determină pe tălpi ($1/2\mu P_{Rd}$ pentru fiecare rând de conectori și fiecare talpă).

C 7.6.9 Nodurile cadrelor compozite disipative

C 7.6.9 Tipurile de noduri compozite și hibride întâlnite în practica de proiectare sunt:

- noduri compozite de beton armat cu armatură rigidă cu stâlpi și grinzi din BAR;
- noduri compozite cu stâlpi BAR și grinzi de oțel compozite cu plăci;
- noduri compozite cu stâlpi din țevă umplută cu beton și grinzi de oțel compozite cu plăci de beton armat;
- noduri compozite cu stâlpi cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton și grinzi de oțel compozite cu plăci;
- noduri hibride cu stâlpi din BAR și grinzi de beton armat;
- noduri hibride cu stâlpi din țevi umplute cu beton și grinzi de beton armat;
- noduri hibride cu stâlpi cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton armat și grinzi de beton armat;
- noduri hibride cu stâlpi de beton armat și grinzi de oțel compozite cu plăci sau BAR.

Nodurile compozite din BAR sunt nodurile la care fiecare componentă (beton armat și oțel) a elementelor își poate transfera direct eforturile între grinzi și stâlpi. În condițiile în care echilibrul în nod se respectă pentru fiecare dintre componente, transferul între aceste componente la nivelul nodului este redus.

Capacitatea de rezistență a nodului compozit se determină pentru un model cu un sistem diagonal de eforturi la care participă atât armatura rigidă cât și betonul armat din nod.

Capacitatea nodului compozit la forță tăietoare se poate calcula prin suprapunere de efecte cu relația: $V_{wp,Rd} = V_{wp,c,Rd} + V_{wp,a,Rd}$

Pentru componenta de beton armat se pot utiliza relațiile din SR EN 1994-1-1 respectiv:

$$V_{wp,c,Rd} = 0.85 \nu A_c f_{cd} \sin \theta$$

unde

$$A_c = 0.8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \theta$$

$$\theta = \arctg [(h - 2t_f) / z]$$

b_c este lățimea miezului beton;

h este înălțimea secțiunii stâlpului;

t_f este grosimea tălpii stâlpului;

t_w este grosimea inimii stâlpului;

z este brațul de pârghie;

ν , coeficient de reducere care ține seama de efectul compresiunii longitudinale din stâlp asupra rezistenței de proiectare a panoului inimii stâlpului la forfecare $\nu = 0.55 [(1 + 2(N_{ed} / N_{pl,Rd}))] \leq 1$.

Pentru componenta de oțel a nodului $V_{wp,a,Rd}$ se pot folosi relațiile 6.9 și 6.10 din cap 6.6.3 a prezentului cod.

Forțele tăietoare de calcul din nod sunt forțe tăietoare asociate momentelor plastice din grinzi cu un coeficient de suprazistență γ_{Rd} care asigură protecția nodului și dirijarea zonelor disipative către grinzi.

Forța tăietoare de calcul totală se determină cu relația:

$$V_{wp,Ed} = V_{wp,c,Ed} + V_{wp,a,Ed}$$

Pentru forța tăietoare transmisă de componenta de beton armat $V_{wp,c,Ed}$ se vor folosi relațiile din cap 5.3.3.4, respectiv:

$$V_{wp,c,Ed} = \gamma_{Rd} (A_{s_1} + A_{s_2}) f_{yd} - V_c$$

Pentru forța tăietoare transmisă de componenta de oțel $V_{wp,a,Ed}$ se vor folosi relațiile din cap 6.6.3, respectiv:

$$V_{wp,Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{pl,Rd,i} + M_{pl,Rd,j}}{h_w}$$

Verificările nodului se realizează în termeni de forță tăietoare cu relația:

$$V_{wp,Ed} \leq 0,8V_{wp,Rd}$$

Îmbinările de șantier ale armăturii rigide a stâlpului și grinzii se recomandă să se realizeze în zone de eforturi secționale mai reduse și nu la fața nodului.

Toate îmbinările realizate cu sudură sau cu șuruburi între elementele nodului vor avea o capacitate de rezistență cu un grad de asigurare superior cu 50% față de capacitatea elementelor care se îmbină, conform relației 7.19.

La alcătuirea îmbinării din nod a armăturii rigide se vor asigura condițiile de turnare și compactare corectă a betonului : rigidizările orizontale vor fi puțin dezvoltate și vor fi înlocuite cu rigidizări verticale.

În cazul nodurilor cu grinzi de oțel compozite cu plăci de beton armat transmiterea compresiunilor și a întinderilor de la fibra superioară a grinzilor compozite la stâlp se face la nivelul plăcii de beton armat. Aceste compresiuni depind de alcătuirea plăcii și a stâlpului din nod: dacă există sau nu grinzi sau elemente adiționale transversale conectate total de placă, dacă placa înconjoară stâlpul, dacă armăturile sunt ancorate corespunzător, dacă există armături suplimentare în imediata apropiere a nodului care să preia întinderile rezultate din devierea traseului eforturilor de compresiune. Toate aceste elemente condiționează valorile lățimii efective de placă date în tabelul 7.5.

Reacțiunile grinzilor de oțel compozite cu placă se transmit betonului stâlpilor BAR prin compresiuni locale asupra betonului de acoperire și prin transfer de la armătura rigidă la betonul armat înconjurător. Se recomandă ca bare verticale de oțel beton din stâlp să se sudeze de tălpile grinzilor pentru a mari capacitatea betonului de preluare a acestor reacțiuni.

Pentru a mări capacitatea componentei de beton armat a stâlpilor din țevă umplută cu beton se va asigura transferul reacțiilor grinzilor de la țeava de oțel la miezul de beton pe o lungime de transfer egală cu $2d$ sau $L/3$ unde d este dimensiunea minimă a stâlpului iar L înălțimea nivelului .

Se recomandă în același scop, ca elemente ale grinzilor : armături , inima sau întreaga secțiune de oțel să treacă continuu prin miezul de beton al nodului.

În cazul nodurilor compozite cu grinzi de oțel compozite cu placă și stâlpi din BAR, reacțiunile grinzilor de oțel compozite cu placă de beton armat se transmit betonului stâlpilor BAR prin compresiuni locale asupra betonului de acoperire și prin transfer între armătura rigidă și betonul armat înconjurător.

În cazul nodurilor hibride cu stâlpi din beton armat și grinzi de oțel compozite cu placă, aceste reacțiuni ale grinzilor compozite se transmit direct și exclusiv betonului din nod. Se recomandă în acest caz ca grinda de oțel să treacă continuu prin nod și să existe bare verticale de oțel beton sudate de tălpile grinzilor pentru a mări capacitatea la compresiune locală a betonului armat din nod.

Pentru a mări capacitatea la forță tăietoare a componentei de beton armat a nodului în cele două situații de mai sus se recomandă ca grinda să fie prevăzută cu rigidizări verticale situate la fața exterioară a stâlpului.

În zona nodului se va asigura o confinare corespunzătoare cu etrieri (cap. 7.6.6) a căror ramuri vor trece, dacă este cazul, prin găuri prevăzute în elementele de oțel ale nodului.

În cazul nodurilor hibride cu stâlpi compoziți și grinzi de beton armat, se va asigura continuitatea armăturii grinzilor prin stâlp. Se recomandă în acest scop mărirea lățimii grinzii în zona nodului pentru extinderea suprafeței de preluare directă a reacțiunilor de la grindă la componenta din beton armat a stâlpului și prevederea de scaune de rezemare la stâlpii din țevă umplută cu beton.

Nodurile hibride nu se recomandă în zone cu seismicitate ridicată datorită dificultății și incertitudinii transferului de eforturi între cele două componente.

C 7.7 Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri

C7.7 Contravântuirile compozite centrice se realizează de regulă din țevi umplute cu beton. Aceste contravântuiri, prin rigiditatea lor sporită permit disiparea energiei ca elemente întinse și, eventual, comprimate (ca de exemplu în cazul diagonalelor din platbanda de oțel înglobata într-o țevă umplută cu beton).

În cazul cadrelor contravântuite excentric, elementele disipative pot fi zone ale grinzilor compozite (elemente disipative orizontale) sau elemente verticale compozite ca parte componentă a diagonalelor în V. Disiparea se realizează la forță tăietoare sau la moment încovoietor în zonele critice ale acestor elemente.

Elementele compozite ale cadrelor: stâlpii și grinzile compozite se vor conforma respectând prevederile corespunzătoare pentru aceste elemente din prezentul cod. Factorii de suprazistență aplicați în calcul elementelor nedisipative $\gamma \Omega$, se determină pentru ansamblul elementelor disipative de la un anumit nivel al cadrului sau al structurii.

C 7.9 Proiectarea structurilor cu pereți compoziți

C7.9 Pereții compoziți au în alcătuire elemente compozite ca de exemplu: bulbi sau zone de capăt compozite, centuri compozite, zone de câmp din beton armat cu armatură rigidă sub formă de diagonale sau panouri de oțel, grinzi de cuplare compozite.

Rezultă o tipologie destul de largă a structurilor cu pereți compoziți respectiv:

- pereți compoziți din beton armat cu armatură rigidă cu zone de capăt, centuri și zone de câmp din BAR. Pereții compoziți pot fi fără goluri (sau cu goluri mici care nu influențează comportarea de ansamblu) sau cuplați (cu goluri mari) prin intermediul unor grinzi de cuplare compozite;

- pereți compoziți cu bulbi din BAR, cu zone de câmp de beton armat, cu grinzi de cuplare de oțel compozite cu plăci;
- pereți compoziți cu zone de capăt de oțel sau cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton și zone de câmp de beton armat;
- pereți de beton armat cu grinzi de cuplare compozite sau din BAR.

Pereții compoziți recomandați pentru comportarea lor favorabilă la acțiuni seismice puternice sunt pereții de beton armat cu armatură rigidă, având secțiunea cu bulbi sau tălpi la extremități sau pereții BAR formând tuburi închise.

Fenomenele pentru care sunt necesare verificări în cazul pereților compoziți sunt:

- Asigurarea preluării lunecărilor între zonele de la extremități și zonele de câmp. Transferul eforturilor tangențiale între zonele de la extremități și panoul de beton armat al inimii peretelui se va realiza prin conectori, bare sudate sau trecute prin găurile armăturii rigide a stâlpului. În cazul pereților din BAR armatura rigidă din centură are o contribuție importantă în preluarea acestei lunecări.
- Asigurarea conlucrării între betonul armat și armatura rigidă din inima peretelui. Atât pe suprafața diagonalelor cât și pe cea a panourilor de oțel înglobate în betonul din inima peretelui se sudează conectori cu rolul de a stabili elementul din oțel și pentru a mobiliza betonul aflat de o parte și de alta a armăturii rigide. Soluția înlocuirii diagonalelor din oțel laminat cu o armatură diagonală distribuită sudată de cadrul format de armatura rigidă din bulbi și centuri reprezintă o soluție favorabilă din punct de vedere al conlucrării și al preluării uniforme a câmpurilor de eforturi diagonale din inima peretelui.

C 7.9.1 Calculul structurilor cu pereți compoziți

C7.9.1 Rigiditățile pereților compoziți se pot calcula considerând o secțiune echivalentă din beton armat care ține cont de aportul armăturii rigide înglobate. Pentru pereții compoziți zona întinsă de beton fiind fisurată, rigiditățile conferite de beton se diminuează conform relațiilor 7.23 și 7.24.

Pentru calculul rigidității, la verificarea deplasărilor laterale în cazul stării limită de serviciu se vor considera factorul de reducere a acțiunii seismice, ν , care ține cont de perioada de revenire mai scurtă a acesteia, și rigiditățile pereților considerând betonul fisurat.

Eforturilor secționale de proiectare ale pereților compoziți se determină pentru a impune un mecanism de disipare favorabil cu zone disipative în riglele de cuplare sau în grinzile adiacente peretelui și la baza peretelui. Pentru momentele de proiectare M_{Ed} se va considera diagrama înfășurătoare de momente din cap 5.2.3.3.2.

Calculul capacității la încovoiere cu forță axială a pereților compoziți se realizează de regulă prin metoda generală cu ajutorul programelor de calcul automat datorită complexității și a variabilității datelor de intrare. În ceea ce privește calculul la încovoiere al grinzilor de cuplare compozite lungi se vor respecta prevederile din capitolul 7.6.5.

Calculul la forță tăietoare al pereților compoziți de beton armat cu armatură rigidă se bazează pe modelul de grindă cu zăbrele în care diagonalele comprimate care se formează în inima peretelui sunt din beton armat sau din BAR. Acest model poate fi

asimilat cu modelul de panou înrămat într-un cadru format de zonele de la extremități și centurile din BAR. Capacitatea de rezistență la forță tăietoare a armăturii rigide din inima peretelui se suprapune cu cea a panoului din beton armat.

Ruperea la forță tăietoare a pereților compoziți se realizează prin cedarea diagonalei comprimate de beton armat cu mobilizarea armăturii din inima peretelui. Forța ultimă din diagonală este condiționată de capacitatea de rezistență a bulbilor și a centurilor marginale. Dacă diagonală traversează bulbi sau centuri interioare ale peretelui, capacitatea de rezistență a acestora contribuie la preluarea forței tăietoare.

Pentru calculul capacității de rezistență la forță tăietoare a componentei din beton armat a pereților pot fi utilizate relațiile prevăzute în SR EN 1998-1.

Verificarea la forță tăietoare a pereților compoziți se va face cu relația: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

În cazul particular al grinzilor de cuplare din oțel compozite cu placă din beton armat ale unor pereți din beton armat, prevederile corespunzătoare din cap 7.9.1 –(11)-(13) asigură transmiterea în bune condiții a reacțiunilor grinzii de cuplare (reacțiuni asociate mecanismului de disipare) în zonele de capăt ale pereților de beton armat.

Cerințele de ductilitate în zonele disipative de la baza pereților, a căror lungime se determină cu relațiile 5.18 și 5.19 din prezentul cod, se asigură dacă sunt respectate cerințele din SR EN 1998 -1 și cele din prezentul cod.

C 7.10 Proiectarea fundațiilor structurilor compozite

În condițiile în care sistemul de fundații al structurilor compozite se proiectează ca un sistem nedisipativ, forțele de calcul se determină cu un factor de suprazistență în raport cu forțele asociate stadiului limită corespunzător mecanismului de disipare al suprastructurii. Se recomandă realizarea de cutii rigide la nivelul infrastructurii, continuitatea și ancorarea corespunzătoare a armăturilor elementelor verticale compozite. Sporul de rigiditate la nivelul subsolurilor se asigură, în general, prin mărirea substanțială a ariei pereților compoziți în subsol față de suprastructură.

Efectele acțiunii M_{Fd} , V_{Fd} , N_{Fd} , asupra fundațiilor se determină cu relația 4.23 din cap. 4.6.2.4. Pentru preluarea în bune condiții a eforturilor de calcul transmise fundațiilor de armatura rigidă a stâlpilor compoziți ($M_{a,Fd}$, $V_{a,Fd}$, $N_{a,Fd}$) este necesar ca placa de bază a acesteia să se afle sub cota teoretică de încastrare. Ancorarea în fundație a armăturii rigide a stâlpilor se face pe înălțimea de înglobare prin dezvoltarea de presiuni reactive în betonul înconjurător, prin conectori sau armături orizontale trecute prin găurile armăturii rigide și prin șuruburile de ancoraj de la nivelul plăcii de bază. Se reduc astfel în raport cu secțiunea de încastrare, cerințele de moment, forța axială și forța tăietoare de la nivelul plăcii de bază, rezultând o protecție a acestei secțiuni.

Armatura rigidă din zonele de capăt ale pereților este întinsă și comprimată practic centric la întreaga sa capacitate. Rezultă forțe relativ mari care trebuie ancorate în sistemul de fundații. Ancorarea armăturii rigide a pereților se realizează prin aderență, armături de coasere trecute prin găuri în armatura rigidă și prin șuruburile de ancoraj de la nivelul plăcii de bază. Se recomandă ca la nivelul infrastructurii să existe o extindere a pereților compoziți în raport cu secțiunea de încastrare prin dispunerea de pereți din beton armat sau compoziți în continuarea sau adiacent peretelui compozit pentru ca forțele din armatura rigidă să poată fi distribuite în bune condiții betonului armat înconjurător.

Bibliografie

Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului (1999), NP 033-99, Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă

SR EN 1992-1-1:2004 „Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri”

SR EN 1993-1-1:2006. „Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri”

SR EN 1994-1-1:2004 „Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel și beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri”

SR EN 1998-1: 2003. „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri”

C 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE

C 8.1 Generalități

C 8.1.1.Obiect și domeniu de aplicare

C 8.1.1.(1) Particularitatea principală a proiectării structurilor din zidărie în zone seismice rezultă din cerința ca structura să fie înzestrată cu o serie de proprietăți specifice: ductilitate, capacitate de disipare a energiei seismice, degradare moderată a rezistenței și a rigidității sub efectul încărcărilor alternante repetate. Din acest motiv, proiectarea seismică a structurilor din zidărie este *conceptual* diferită de proiectarea acestora pentru încărcări gravitaționale dominante pentru care siguranța este asigurată numai prin satisfacerea cerinței de rezistență obținută în principal prin rezistența la compresiune a elementelor pentru zidărie și a mortarului.

Răspunsul seismic al clădirilor este un fenomen complex, dificil de schematizat într-un model de calcul suficient de exact, dar și suficient de simplu pentru a fi folosit, fără dificultăți deosebite, în practica curentă de proiectare.

Mărimea forțelor seismice depinde, în afara de severitatea mișcării, exprimată prin accelerația terenului, de proprietățile intrinseci ale clădirii (rigiditate, amortizare, nivelul de solicitare din încărcări gravitaționale al elementelor structurale, etc).

O altă particularitate importantă este că aceste caracteristici pot suferi modificări importante în timpul cutremurului în funcție de intensitatea solicitărilor care rezultă. Efectele modificărilor se pot manifesta favorabil sau în detrimentul siguranței structurale. De exemplu, clădirile din zidărie, caracterizate prin perioade proprii mici (de regulă $< 0.5 \div 0.6$ s), se află în zona de amplificare maximă a spectrului de accelerații pentru toate cutremurele (intermediare sau superficiale), dar degradarea (fisurarea) zidăriilor conduce la reducerea rigidității structurale ceea ce, de exemplu, poate îndepărta structura de zona amplificărilor maxime. Totodată fisurarea este însoțită de creșterea amortizării structurale și ca urmare de scăderea forței seismice. Incursiunile repetate în domeniul postelastice, inerente în cazul cutremurelor puternice, au ca efect degradarea rigidității, a rezistenței și a capacității de disipare a energiei seismice. Fenomenele de degradare sunt mai importante în cazul zidăriilor nearmate.

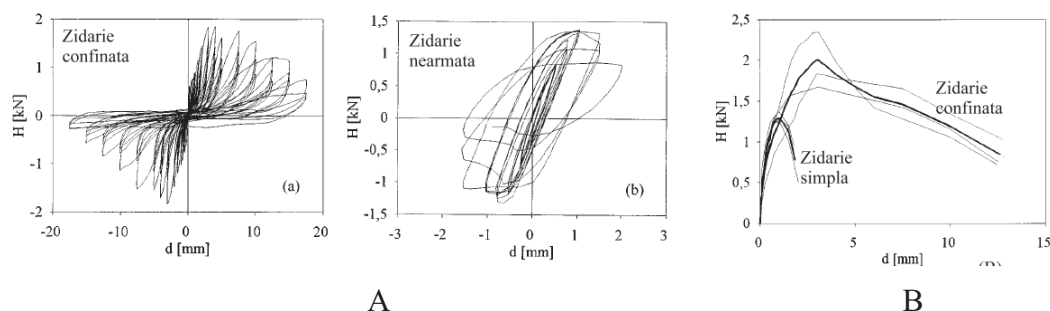


Figura C 8.1. Comportarea histeretică (A) și degradarea rezistenței și rigidității la solicitări repetate (B) [Tomazevic, M., Klemenc, I., *Seismic Behaviour of Confined Masonry Walls* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.26, pp.1059-1071, 1997]

Sensibilitățile comportării la cutremur a zidăriilor nearmate sunt puse în evidență de diagramele din figura C 8.1. și vor fi subliniate pe parcursul acestui text justificând astfel recomandarea reducerii domeniului de folosire a acestui sistem constructiv.

Pentru proiectarea panourilor de zidărie înrămate în cadre și a pereților nestructurali, prevederile acestui Capitol sunt completate de prevederile Cap.10 din acest Cod.

C 8.1.1.(2) Prevederile din prezentul capitol trebuie să fie respectate, pentru toate categoriile de elemente de construcție din zidărie, în corelare cu principiile generale de alcătuire structurală și cu regulile de aplicare detaliate în CR 6.

În special, în ceea ce privește proiectarea structurilor cu pereți structurali din zidărie, este vorba de realizarea caracterului spațial al structurii prin asigurarea conlucrării, în toate stadiile de solicitare, a pereților de pe direcțiile principale ale clădirii și a planșeelor rigide. Unitatea spațială a structurii astfel obținută este capabilă să asigure preluarea solicitărilor seismice oricare ar fi direcția pe care acestea acționează. Eficiența acestei conlucrări a fost verificată de comportarea satisfăcătoare la cutremurele trecute a clădirilor care au fost astfel concepute.

În al doilea rând trebuie menționat efectul favorabil al regularității alcătuirii în plan și în elevație a clădirii. Regularitatea în plan favorizează eliminarea / reducerea efectelor răsucirii de ansamblu. Regularitatea în elevație asigură, în primul rând, uniformitatea cerințelor de rezistență la diferitele niveluri ale clădirii eliminând concentrările de eforturi care ar putea rezulta prin devierea traseului normal/ direct, către fundații, al forțelor vericale și/sau orizontale. Clădirile cu regularitate structurală în plan și în elevație prezintă și avantajul de a putea fi analizate cu modele și metode de calcul simple.

Regulile de alcătuire favorabile stabilite în CR 6, la care se face trimitere în acest Cod, exploatează rezervele "naturale" de rezistență ale clădirilor din zidărie cu puține niveluri și pe acestea se fundamentează și prevederile pentru *clădirile simple* din zidărie pentru care, conform standardului SR EN 1998-1, cap.9, nu este necesară justificarea prin calcul a satisfacerii cerinței de rezistență la acțiunea seismică de proiectare.

Execuția lucrărilor de zidărie constituie o condiție fundamentală pentru obținerea nivelurilor de siguranță stabilite prin prezentul Cod și se va face cu respectarea reglementărilor tehnice în vigoare privind executarea acestor lucrări.

C 8.1.1.(6) Deși este permisă utilizarea tuturor tipurilor de alcătuire menționate, este necesar ca pentru fiecare proiect, la alegerea tipului de alcătuire să se țină seama de calitățile și dezavantajele acestora care pot fi sintetizate după cum urmează:

A. Zidăria simplă

- Zidăria simplă (nearnată) este un material capabil să preia încărcări verticale importante.
- Din cauza rezistenței nesemnificative la eforturi unitare de întindere, zidăria simplă poate fi utilizată pentru construcții la care încărcările verticale și orizontale, conduc la solicitări secționale reduse din care rezultă eforturi unitare de întindere care pot fi neglijate. Ruperea caracteristică prin fisurare pe diagonala comprimată, din eforturi principale de întindere, este o ilustrare a acestei deficiențe intrinseci.
- Sub efectul combinat al încărcărilor verticale și seismice ruperea zidăriei nearnate este de tip fragil, integritatea fizică a pereților fiind puternic deteriorată în stadiile avansate de deformare.

- Capacitatea de disipare a energiei seismice scade pe măsură ce crește intensitatea efortului unitar de compresiune.

Din motivele de mai sus, pentru reducerea riscului seismic al clădirilor cu pereți structurali din zidărie nearmată, în acest Capitol al P 100-1, s-au preconizat următoarele măsuri:

- Folosirea zidăriei nearmate numai pentru clădiri cu un număr mic de niveluri peste secțiunea de încastrare și interzicerea acesteia în zone seismice cu accelerația de proiectare $a_g \geq 0,30g$ și pentru clădiri din clasele superioare de importanță.
- Introducerea unui sistem constructiv de elemente de beton armat, verticale și orizontale, cu scopul de a menține integritatea ansamblului structurii în stadii avansate de solicitare, sub efectul cutremurelor severe.
- Determinarea forței seismice static echivalentă pentru valori mici ale factorului de comportare q pentru a se limita amploarea incursiunilor în domeniul postelastice .
- Limitarea factorului de suprarezistență α_u/α_l la 10% din valoarea de referință a factorului q .

B. Zidăria armată

Zidăria armată, așa cum este cunoscută astăzi, este rezultatul acumulării, în timp, a experiențelor practice de asociere a zidăriei fragile cu materiale superioare din punct de vedere al rezistențelor la întindere și compresiune și al ductilității, și a dezvoltărilor teoretice mai recente.

În zone seismice folosirea cu precădere a zidărilor armate este recomandată deoarece asocierea cu oțelul oferă zidăriei proprietățile necesare pentru realizarea unor performanțe seismice superioare (a se vedea și fig. C 8.1) :

- ductilitate;
- capacitate de disipare a energiei seismice;
- limitarea degradării excesive a rezistenței și rigidității;
- menținerea, în anumită măsură, a integrității pereților după producerea unui seism sever.

Rezultate similare pot fi obținute și prin asocierea zidăriei, prin procedee specifice, cu alte materiale de înaltă rezistență (polimeri armați cu fibre - FRP- și grile polimerice, de exemplu).

Ținând seama de aceste calități prezentul Cod recomandă folosirea cu precădere a zidărilor armate, sub una din formele menționate, stabilind pentru acestea domenii mult mai largi de folosire decât pentru zidăria nearmată.

C 8.1.2. Documente de referință

C8.1.2.(1) Reglementările tehnice la care se face referire în acest capitol sunt cele în vigoare în România la data elaborării acestei versiuni a P 100-1.

Pentru aplicarea prevederilor acestui capitol proiectantul trebuie să țină seama de toate modificările reglementărilor menționate care vor fi în vigoare la data utilizării P 100-1.

C 8.2. Materiale componente

Pentru evaluarea siguranței construcțiilor din zidărie este necesară cunoașterea caracteristicilor mecanice de rezistență și de deformabilitate ale acestora în două momente semnificative:

- caracteristicile inițiale (la momentul terminării lucrării);
- caracteristicile disponibile (la un moment oarecare, pe durata de viață a construcției).

Caracteristicile mecanice inițiale ale zidăriei depind de trei categorii de factori:

- proprietățile mecanice și fizice ale materialelor componente, cu considerarea interacțiunilor posibile între acestea (de exemplu, aderența mortarului la elementele pentru zidărie);
- alcătuirea zidăriei (țeserea);
- calitatea manoperei.

La rândul lor proprietățile mecanice inițiale ale materialelor depind de:

- calitatea materiei prime;
- procesul de fabricație (în fabrică, pentru elementele de zidărie, la fabrică sau la șantier pentru mortar).

Caracteristicile disponibile, care interesează în mod special pentru expertizarea clădirilor existente, depind de :

- caracteristicile inițiale;
- prevederile de proiectare pentru asigurarea durabilității
- existența unor evenimente cu caracter excepțional pe parcursul exploatării (cutremure, incendii), care au solicitat zidăria dincolo de limitele de efort avute în vedere la proiectare;
- condițiile de exploatare și de întreținere după execuție.

Toți acești factori au un caracter aleator foarte pronunțat ceea ce face ca și proprietățile mecanice ale zidăriei să prezinte un grad ridicat de variabilitate statistică. De exemplu, din rezultatele experimentărilor rezultă că, în general, proprietățile legate de aderență (rezistența la întindere, rezistența inițială la forfecare), care au un rol decisiv pentru rezistența zidăriei, mai ales la solicitări seismice, au variabilitate (împrăștiere) chiar de două ori mai mare decât rezistența la compresiune (care, într-o viziune limitată este considerată cea mai relevantă proprietate pentru a caracteriza performanța seismică a zidăriei).

Valorile numerice folosite în reglementările tehnice sunt de cele mai multe ori valori mediate pe un număr mare de încercări și trebuie considerate ca atare și, după caz, evaluate prin judecată inginerescă. Această afirmație este ilustrată prin reprezentarea rezultatelor încercărilor pentru determinarea modului de elasticitate al zidăriei și a rezistențelor la încovoiere perpendicular pe plan. Din figura C 8.2 rezultă că în multe cazuri valoarea adoptată în norme este foarte depărtată de rezultatele obținute prin teste.

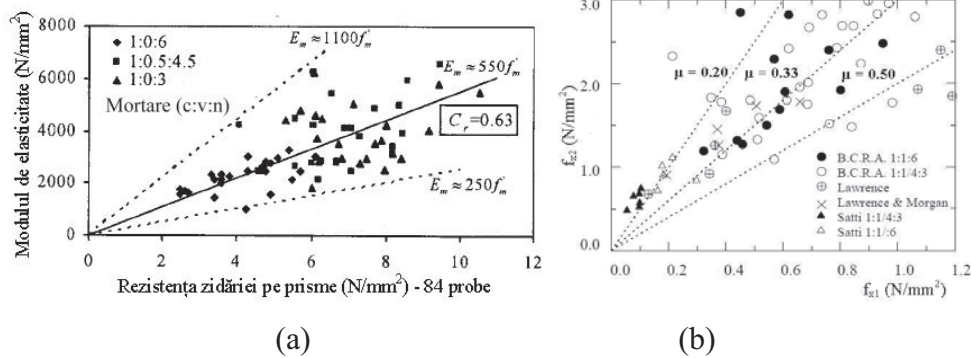


Figura C 8.2. Împrăștierea valorilor testelor pe zidărie

- (a) Domeniile de variație al modului de elasticitate pentru diferite tipuri de mortar [Kaushik, H.B., Durgesh, C.R., Jain, S.H. *Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression* Journal of Materials in Civil Engineering © ASCE september 2007]
- (b) Domeniile de variație ale rezistențelor la încovoiere perpendicular pe plan [Lourenço, P.B., Palácio, K., Prieto, F. *Implementation of a constitutive model for masonry shells as a stand-alone subroutine* Report 02-DEC/E-13 Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 2002]

C8.2.(1) În condițiile actuale de dezvoltare a industriei elementelor pentru zidărie și a mortarelor și având în vedere diversitatea tehnicilor de execuție a zidăriei, condițiile de calitate și caracteristicile mecanice ale materialelor componente și ale zidăriilor realizate cu acestea, trebuie să fie stabilite pe baza încercărilor efectuate într-un program specific pentru definirea valorilor necesare pentru proiectarea structurilor din zidărie în zone seismice. Aceste încercări trebuie să fie efectuate prin procedeele stabilite în standardele europene adoptate în România (SR EN). În plus, pentru anumite solicitări caracteristice (forța tăietoare de exemplu) încercările trebuie să ilustreze cât mai exact starea de eforturi specifică acțiunii seismice. În acest sens sunt elocvente încercările cvasi-stactice cu forțe alternante crescătoare sau încercările modelelor la scară naturală sau redusă convenabil, pe platforme seismice care pun în evidență caracteristicile specifice răspunsului seismic:

- disiparea energiei seismice;
- degradarea rezistenței și rigidității zidăriei

C8.2.(2) Valorile proprietăților zidăriilor trebuie să fie bazate pe rezultatele relevante ale unui număr suficient de mare de încercări care să fundamenteze, cu un grad corespunzător de încredere, caracteristicile mecanice și celelalte proprietăți necesare pentru proiectarea structurilor din zidărie (în special legea constitutivă σ - ϵ).

În ceea ce privește valorile stabilite prin încercări, acestea trebuie să se refere la produse similare și trebuie să fie efectuate în cadrul unui proiect sau să fie existente într-o bază de date din străinătate. Pentru aceste încercări este necesară cunoașterea și validarea metodologiei de testare și de interpretare a rezultatelor, ținând seama de condițiile specifice de solicitare a zidăriei sub efectul acțiunii seismice (a se vedea, de exemplu, diferențele dintre metodologiile utilizate în Europa și în SUA pentru determinarea rezistenței la forfecare și a modului de elasticitate).

În cazul elementelor pentru zidărie, prin produse similare se înțeleg, de exemplu, elemente având aproximativ aceleași valori ale dimensiunilor, volumului de goluri, grosimii pereților interiori și exteriori ai blocurilor cu goluri verticale, aceeași profilăție a rosturilor verticale (în cazul elementelor cu îmbinări tip "nut și feder"), etc.

și care sunt puse în operă, de regulă, în condiții de calitate similare cu nivelul mediu al manoperei din România.

Zidăria alcătuită cu elemente cu forme speciale care permit armarea verticală și/sau orizontală (fig. C 8.3) nu este folosită, în prezent, în România cu toate că prezintă un număr mare de avantaje în particular prin creșterea rezistenței la forță tăietoare și sporirea ductilității.

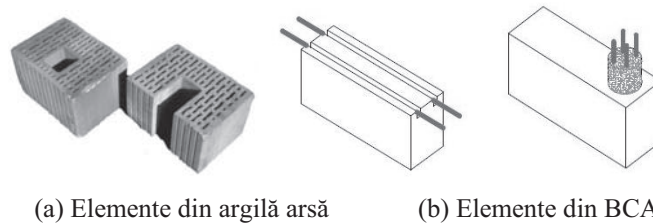


Figura C 8.3. Zidărie armată la interior (cu elemente cu forme speciale)

În ceea ce privește folosirea mortarelor speciale (mortar ușor, mortar pentru rosturi subțiri), tehnologiile de producere și utilizare a acestora nu sunt încă asimilate în practica curentă din România și, ca atare, folosirea lor trebuie făcută numai pe baza instrucțiunilor producătorilor și pe răspunderea acestora asupra performanțelor așteptate ale zidăriei (în particular în ceea ce privește comportarea la cutremur).

C8.2.(3). Prevederile acestor paragrafe au în vedere următoarele considerente:

- Proiectanții și executanții trebuie să cunoască exact proprietățile materialelor folosite pentru zidărie. Din acest motiv toate datele necesare proiectării și execuției elementelor de construcție din zidărie trebuie să fie accesibile acestora.
Pentru proiectarea elementelor de construcție din zidărie conform acestui Cod și CR 6 sunt necesare informații suplimentare față de cele prevăzute ca obligatorii în marcajul CE (legea constitutivă σ - ε pentru zidărie, de exemplu).
- Toate aceste informații trebuie să fie comunicate transparent pentru ca proiectanții și executanții să dispună cu ușurință de acestea în vederea întocmirii specificațiilor de proiect în conformitate cu prevederile din CR 6, Anexa I și pentru achiziționarea și punerea în operă numai a produselor conforme specificațiilor.
- Pe piața materialelor de construcție se găsește în prezent un număr foarte mare de produse care provin atât din țările Comunității europene cât și din afara acesteia. Din acest motiv există posibilitatea ca informațiile privitoare la caracteristicile fizico-mecanice ale acestora să se bazeze pe procedee de încercare care sunt diferite de cele adoptate în Uniunea Europeană și în România (standardele SR EN).
- Ca atare, responsabilitatea pentru exactitatea informațiilor conținute în bazele de date puse la dispoziția proiectanților și executanților revine furnizorilor (producători sau importatori) și laboratoarelor care au testat proprietățile respective.

C8.2.(4) În această editie a P 100-1 s-au înlocuit prevederile din P100-1/2006 referitoare la condițiile de **rezistențe minime ale elementelor pentru zidărie și ale mortarelor** considerate individual (pentru elemente $f_{b,min}$ și pentru mortar M_{min}) cu condiții de **rezistență minimă pentru zidărie** (în perete).

Această modificare are în vedere faptul că rezistențele zidăriei sunt cele care intervin direct în calculele pentru proiectarea siguranței clădirilor:

- rezistența la compresiune cu valorile corespunzătoare acțiunilor perpendiculare pe rostul de așezare (f_k) și paralel cu rostul de așezare (f_{kh})
- rezistența la forță tăietoare pentru cedarea prin lunecare în rost orizontal (f_{vk0})
- rezistența la încovoiere perpendicular pe planul peretelui (f_{xk1}, f_{xk2})

În privința mortarelor, cerințele de rezistență sunt luate în considerare, separat, numai din punct de vedere al cerințelor de durabilitate stabilite în CR 6.

C 8.2.1. Cerințe speciale pentru elemente pentru zidărie

C8.2.1.(1) Produsele menționate în text reprezintă, practic, totalitatea elementelor pentru zidărie folosite în prezent în România și pentru care există o experiență semnificativă de producție, de punere în operă și, în multe cazuri, în ceea ce privește comportarea lor la cutremure severe. Prevederile din CR 6 și cele din acest Cod au în vedere, în primul rând, proiectarea structurilor din zidărie cu aceste elemente. Caracteristicile geometrice și mecanice ale elementelor menționate se înscriu, practic în totalitate, în cerințele din standardele din seria SR EN 1996 și din standardul SR EN 1998-1 și, ca urmare a asimilării standardelor europene respective ca standarde naționale (seria SR EN 771), ele sunt utilizabile numai împreună cu acestea.

C8.2.1.(2) Pentru zidăria cu elemente silico-calcare sau din beton precum și pentru zidăria de piatră sunt necesare reglementări speciale deoarece informațiile existente, necesare pentru proiectarea seismică a zidăriilor realizate cu acestea, sunt incomplete sau nerelevante. Este nevoie de un efort important de cercetare experimentală specifică, atât la nivelul elementelor respective cât, mai ales, la nivelul elementelor structurale (pereților structurali) din acest tip de zidărie. Preluarea, fără verificări, a valorilor din băncile de date din străinătate nu a fost considerată acceptabilă pentru elaborarea acestui capitol al P 100-1.

C8.2.1.(3) Lipsa de *robustețe* a elementelor se manifestă prin degradări premature atât în cazul panourilor înrămate și chiar și în cazul zidăriilor armate în rosturile orizontale (a se vedea și capitolul C 10).



Figura C 8.4. Detalii de rupere casantă pentru zidărie cu elemente cu goluri verticale armate
[Tomazevic, M., Bosiljkov, V., Lutman, M. *Masonry research for Eurocodes*, Meeting CIB W023, Wall structures, Padova 2003]

Limitarea la 50% a volumului de goluri are ca scop împiedicarea folosirii elementelor cu goluri mari (elemente din argilă sau din beton) care de regulă sunt utilizate în zone neseismice. Prevederea referitoare la continuitatea pereților interiori ai elementului pentru zidărie atrage atenția asupra eforturilor suplimentare care rezultă în cazul în care aceștia nu au continuitate în direcție perpendiculară pe planul peretelui. În cazul lipsei de continuitate (figura C 8.5) forțele de compresiune care se dezvoltă în planul

peretelui de zidărie produc încovoieră nervurilor interioare ale elementului normal pe planul peretelui.

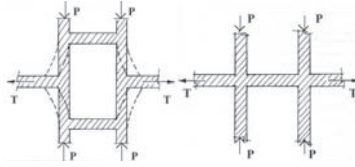


Figura C 8.5 Eforturi suplimentare în pereții elementelor de zidărie cu goluri verticale [Tubi, N. și alții *Influenza delle sollecitazioni cicliche di breve durata sulle prestazioni meccaniche delle murature* Università' degli Studi di Ancona Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni & Consorzio Alveolater 1999]

Motivele practice ale impunerii unor condiții restrictive pentru folosirea acestor elemente în zone seismice cu accelerații mari includ, între altele, și considerente legate de lipsa posibilităților practice de reparare/consolidare a avariilor specifice (expulzarea pereților exteriori dar și fisurarea celor interiori).

Din acest motiv CR 6 stabilește condițiile specifice de proiectare a structurilor și elementelor nestructurale cu elemente pentru zidărie din argilă arsă cu goluri verticale realizate la turnare.

C8.2.1.(6) Limitarea domeniului de utilizare a zidăriei cu elemente cu goluri orizontale ca panouri de umplutură la structuri în cadre prevăzută la acest aliniat (deși constituie o soluție constructivă larg folosită în unele țări din Europa și America Latină), se datorează faptului că aceasta a arătat o comportare nesatisfăcătoare chiar la unele cutremure de intensitate moderată (Bingol, Turcia, 1999, de exemplu- figura C 8.6).

Comportarea extrem de fragilă și rezistența scăzută a elementelor cu perforații dispuse orizontal a fost confirmată și de alte cercetări [Alcocer, S.M., Aguilar, G. and Cano, G. *Determination of the mechanical properties of Vintex, Multex and Aremax extruded bricks* Report ES/01/95 CENAPRED, Mexico, March 1995] în urma cărora, în mai multe țări din America Latină, folosirea elementelor cu perforații orizontale la pereți structurali nu este admisă.

Cutremurul de la l'Aquila (Italia, 2009) a arătat comportarea necorespunzătoare a elementelor cu goluri orizontale folosite la panourile de zidărie înrămate în cadre de beton armat.



Figura C 8.6. Distrugerea panourilor de umplutură din zidărie din elemente cu goluri orizontale (Bingol, Turcia 1999)

C8.2.1. (8) Acceptarea utilizării elementelor pentru zidărie din categoria II, care sunt caracterizate printr-o variabilitate ridicată a proprietăților mecanice de rezistență și de rigiditate, și deci printr-o posibilă năndeplinire a rezistențelor declarate, constituie o *excepție* permisă numai pentru elementele de construcție pentru care acest risc este relativ redus și poate fi acceptat:

- pereți structurali clădirile din clasele de importanță expunere III și IV din zonele în care ponderea eforturilor provenite din cutremur este relativ mică în ansamblul solicitărilor (zonele cu $a_g \leq 0,15g$);
- anexe gospodărești și construcții provizorii în toate zonele seismice.

Posibilitatea de a folosi aceste elemente, în condițiile enunțate, are și efecte economice pozitive deoarece permite folosirea unor șarje de elemente care, din diferite motive tehnologice, nu au atins cerințele pentru a fi încadrate în categoria I (se evită *rebutarea* acestora).

Scăderea nivelului de siguranță care rezultă prin utilizarea elementelor a căror rezistență caracteristică este definită cu o probabilitate mai ridicată de nerealizare (elementele pentru zidărie din categoria **II**, pentru care probabilitatea de a nu atinge rezistența la compresiune declarată este $> 5\%$) este compensată parțial prin sporirea valorii coeficientului de siguranță pentru material, de la $\gamma_M = 1,9$ folosit pentru cazurile curente ale zidărilor cu elemente din categoria **I**, la $\gamma_M = 2,2$ pentru zidăriile cu elementele din categoria **II**. Prin această prevedere se apreciază că nivelul mediu de siguranță obținut este aproximativ același pentru zidăriile cu elemente din ambele clase. Întrucât standardele SR EN 771 nu definesc limita superioară a probabilității de nerealizare (cuantilul respectiv), pentru a se putea evalua, pe această bază, nivelul de siguranță, s-a considerat oportună limitarea utilizării elemente din categoria **II** la clădiri din clasele de importanță inferioare și la zone seismice cu accelerații reduse și majorarea coeficientului de material γ_M .

C 8.2.2. Cerințe speciale pentru mortare

C8.2.2.(1) Codul conține prevederi atât pentru folosirea *mortarelor pentru zidărie pentru utilizare generală (G)* cât și a *mortarelor pentru rosturi subțiri (T)* definite în CR 6, conform standardului SR EN 998-2.

Mortarele *pentru rosturi subțiri (T)* definite în conformitate cu CR 6 se folosesc pentru pentru zidăriile cu elemente din BCA și pentru zidăriile executate cu elemente din argilă arsă cu fețele de așezare prelucrate special (prelucrarea se poate face la producător sau la șantier).

Se menționează că utilizarea mortarelor pentru rosturi subțiri, între $0,5 \div 3,0$ mm, elimină practic posibilitatea dispunerii armăturilor din oțel beton rotund în rosturile orizontale soluție constructivă care constituie un procedeu avantajos de sporire a rezistenței și ductilității pereților din zidărie. În acest caz, pentru armare se pot folosi numai armături din oțel produse special, cu grosime foarte mică, grile polimerice sau materiale compozite (FRP), adică, în general, produse strict specializate și cu arie de răspândire pe piață foarte redusă (și probabil cu costuri ridicate).

Folosirea mortarelor tip *glue* elimină în cele mai multe cazuri necesitatea armării rosturilor datorită rezistențelor superioare la compresiune și, mai ales, datorită aderenței care poate atinge chiar și 2 N/mm^2 . Pentru a fi eficiente aceste mortare trebuie însă asociate cu elemente cu rezistențe la compresiune ridicate (orientativ $f_b \geq 15 \text{ N/mm}^2$)

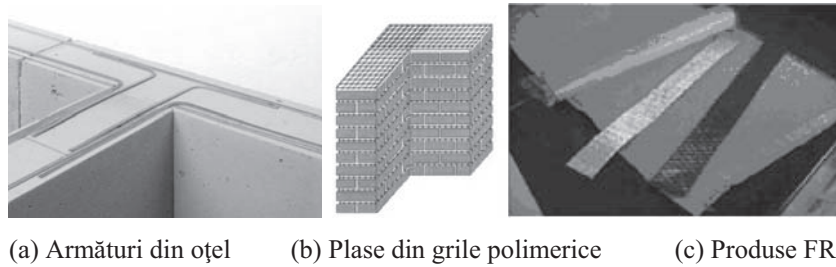


Figura C 8.7. Armarea rosturilor subțiri

Respectarea prevederilor standardului SR EN 998-2 asigură atât realizarea proprietăților mecanice specificate în proiect cât și proprietățile de durabilitate corespunzătoare condițiilor de mediu ale amplasamentului/elementului de zidărie.

În cazul mortarelor pentru zidărie pentru utilizare generală (G), fabricarea pe baza conceptului de *rețetă*, adică posibilitatea asocierii unei compoziții standard (ciment/var/nisip) cu o anumită rezistență medie a mortarului (M), implică însă efectuarea unor verificări exigente privind:

- conformitatea materialelor componente cu standardele respective;
- exactitatea dozajului componentelor;
- respectarea regulilor privind amestecarea și păstrarea mortarului proaspăt.

Dacă aceste condiții tehnologice nu sunt respectate cu strictețe există o probabilitate ridicată de nerealizare a rezistenței și a celorlalte proprietăți specificate (în special aderența la elementele pentru zidărie). Pentru a se evita aceste situații, edițiile recente ale reglementării americane ACI 530 corelează recomandările de alcătuire (*rețeta*) cu cerințele de performanță (*specificarea rezistenței*).

C8.2.2.(2). O atenție deosebită trebuie acordată cazurilor în care zidăria este executată cu mortare preparate la șantier. Elementele pentru zidărie (cărămizi, blocuri din argilă arsă sau din beton) sunt fabricate în instalații de tip industrial, de regulă sub un control de calitate strict impus de reglementările în vigoare. În cele mai multe cazuri, însă, mortarul de legătură nu are decât performanțe modeste și mai ales cu un nivel ridicat de variabilitate (neomogenitate). În această situație valorile caracteristicilor mecanice care sunt date în literatură nu trebuie să fie considerate decât ca informative, nefiind practic atinse, sistematic în lucrarea de zidărie. Valori mai realiste ar putea fi obținute dintr-o bază de date, bazată pe un număr mare/foarte mare de încercări realizate în condițiile medii de manoperă caracteristice nivelului de execuție din România. Compararea valorilor rezultate din încercări cu cele date în literatură poate conduce la o apreciere mai realistă a nivelului de siguranță proiectat.

Standardul SR EN 998-2 precizează că mortarele preparate șantier nu corespund în totalitate prevederilor acestuia. Ca atare, în momentul de față, singura reglementare utilizabilă pentru prepararea mortarelor la șantier sunt Instrucțiunile C 17-82. Aceste instrucțiuni sunt depășite tehnic deoarece, în intervalul de la elaborarea lor și până în prezent, au apărut materiale noi (cimenturi, adaosuri) care au alte proprietăți decât cele avute în vedere la redactarea C 17-82.

Prepararea mortarului la șantier, în absența unor mijloace adecvate de dozare și de control al calității materialelor și al amestecului, implică acceptarea unui nivel ridicat de incertitudine în ceea ce privește proprietățile mecanice ale acestuia. Efectul acestor incertitudini asupra rezistenței zidăriei este mai important în cazul în care s-au prevăzut mortare cu rezistențe ridicate (se consideră că realizarea la șantier a

mortarelor cu rezistențe $\geq M10$ prezintă un nivel ridicat de nesiguranță și din acest motiv nu este permisă de CR 6). Din acest motiv, în prezentul Cod și în CR 6 s-a avut în vedere adoptarea unui coeficient de siguranță mai ridicat pentru zidăriile executate cu aceste mortare ($\gamma_M=2,5$ pentru gruparea fundamentală și $\gamma_M=2,2$ pentru gruparea seismică) și s-a prevăzut utilizarea lor numai pentru clădiri din clasele de importanță inferioare și în zonele cu accelerație seismică slabă/moderată.

C 8.2.3. Țeserea zidăriei

C8.2.3.(2) Prevederea referitoare la umplerea completă a rosturilor verticale dintre elementele pentru zidărie la clădirile situate în zone seismice se regăsește în reglementările tehnice din cele mai multe țări cu regim seismic asemănător cu cel al României. Deși există mai multe inconveniente legate de umplerea rosturilor verticale, dintre care reducerea productivității la execuție și diminuarea performanțelor termotehnice în cazul elementelor cu pereți subțiri, umplerea rosturilor verticale se justifică, atât din punct de vedere al rezistenței structurale, cât și din alte considerente (împiedicarea pătrunderii umidității la pereții exteriori, rezistența la foc).

Cu toate că există mai multe încercări de a identifica modul specific de rupere sub efectul încărcărilor ciclice alternante a panourilor de zidărie cu rosturile verticale neumplute și de a stabili un procedeu de dimensionare corespunzător, rezultatele obținute până în prezent nu sunt concludente și nici nu prezintă un grad satisfăcător de încredere.

În CR 6, în corelare cu SR EN 1996-1-1, s-a stabilit că prevederile referitoare la determinarea rezistenței caracteristice la compresiune a zidăriei (și implicit la toate caracteristicile asociate acesteia) sunt valabile numai în condițiile în care rosturile verticale ale zidăriei sunt umplute cu mortar. Această prevedere ține seama și de faptul că în cazul rosturilor verticale neumplute, reglementările tehnice și în particular SR EN 1996-1-1 prevăd reducerea semnificativă a rezistenței la forță tăietoare a zidăriei (altfel spus, recunoaște importanța umplerii rosturilor verticale pentru buna comportare la acțiuni laterale). Astfel, rezistența la forfecare pentru efort de compresiune zero (f_{vk0}) a zidăriei cu rosturile verticale neumplute este apreciată în SR EN 1996-1-1 la circa 50% din rezistența zidăriei cu rosturile verticale complet umplute, cu mențiunea suplimentară că valoarea redusă este acceptată numai dacă elementele alăturate se află în *contact nemijlocit*. Cerința de contact nemijlocit, care să asigure transmiterea directă a forțelor paralele cu rosturile orizontale ale zidăriei și o forță minimă de frecare care să se opună ruperii prin forfecare în scară, este evident condiționată de corectitudinea/precizia execuției. Ținând seama de nivelul mediu al execuției zidăriei din România, și de necesitatea asigurării unei comportări corespunzătoare la forță tăietoare din cutremur, această ipoteză nu poate fi acceptată.

Din motivele de mai sus în CR 6 și în acest capitol al P 100-1 s-a impus obligativitatea umplerii complete a rosturilor verticale.

C8.2.3.(3), C8.2.3.(4) Elementele pentru zidărie proiectate pentru a fi îmbinate cu legături mecanice de tip "nut și feder/lambă și uluc" prezintă caracteristici geometrice extrem de diferite, specifice fiecărui produs/producător. Figura C 8.8 ilustrează numai câteva cazuri dintre cele întâlnite pe piața elementelor pentru zidărie.

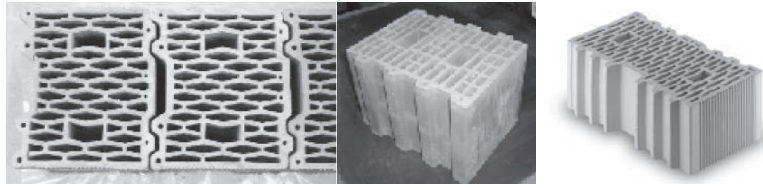


Figura C 8.8. Profilaturi diverse tip "nut și feder"

În funcție de geometria fețelor verticale care sunt în contact, rezistența la încovoiere perpendicular pe planul peretelui (cu plan de rupere perpendicular pe rosturile orizontale) poate avea valori care variază în limite foarte largi, de la un produs la altul.

Deoarece aceste valori nu pot fi evaluate decât experimental, pentru fiecare tip de produs în parte, în CR 6 și în acest capitol al P 100-1, s-a prevăzut că rezistențele respective trebuie să fie comunicate de fiecare producător, în fișa tehnică a produsului, pe baza testelor proprii și în condițiile prevăzute în CR 6.

În cazul elementelor pentru zidărie din BCA în conformitate cu prevederile standardului SR EN 771-4, reproduse în continuare, producătorul este obligat să comunice valorile f_{xk1} și f_{xk2} :

Declarația trebuie să dea rezistența caracteristică la încovoiere a zidăriei în planul de rupere perpendicular pe rosturile de așezare sau în plan paralel cu rosturile de așezare sau ambele după cum este relevant împreună cu specificarea mortarului pentru care este valabilă declarația

C 8.2.4. Rezistențe caracteristice minime ale zidăriei la compresiune, forfecare și încovoiere

Rezistențele caracteristice ale zidăriei pentru toate solicitările se vor stabili, ca regulă generală, pe baza încercărilor efectuate de producătorii de elemente și mortare în conformitate cu procedeele de încercare și de interpretare a rezultatelor date în standardele din seriile SR EN 772, SR EN 1015 și SR EN 1052. Furnizorii sunt obligați să declare toate valorile caracteristicilor mecanice care sunt necesare pentru calculul elementelor de construcție din zidărie conform prevederilor din acest Cod și din CR 6. În absența acestei declarații calculul se va face folosind valorile stabilite în CR 6. Caracteristicile geometrice și mecanice ale materialelor avute în vedere la proiectare se dau sub formă sintetică într-o fișă (specificație) întocmită conform anexei A la CR 6.

Prevederea în proiecte a rezistențelor minime nu elimină obligația proiectantului de a verifica prin calcul satisfacerea condițiilor de siguranță conform prevederilor din acest Cod și din CR 6 (cu excepția *clădirilor simple din zidărie*).

C8.2.4.(1) Stabilirea rezistenței minime la compresiune a pereților din zidărie are în vedere faptul că valoarea acesteia nu poate fi definită printr-un singur parametru (f_b) ci, în conformitate cu metodologia de calcul stabilită prin SR EN 1996-1-1 și preluată în CR 6, depinde de un număr mare de parametri care pot fi aleși independent de proiectant:

- rezistența la compresiune a elementelor (f_b și f_{bh}) ;
- rezistența la compresiune a mortarului (M^*);
- tipul mortarului (de utilizare generală - G - sau pentru rosturi subțiri - T -);

- modul de zidire (cu sau fără rost longitudinal);
- tratarea rosturilor verticale de capăt (umplute / cu locaș de mortar / nut și feder).

Valorile minime stabilite în acest Cod pentru rezistența caracteristică la compresiune perpendicular pe rosturile de așezare (f_k) -tabelul 8.2 depind de:

- înălțimea clădirii (numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare);
- accelerația terenului pentru proiectare (a_g) la amplasament
- clasa de importanță-expunere a clădirii.

Aceste valori minime ale rezistenței caracteristice la compresiune se vor folosi numai la proiectarea clădirilor din clasele de importanță - expunere III și IV. Pentru clădirile din clasele de importanță II și I, valorile minime din tabel se vor spori cu $0,5 \text{ N/mm}^2$, respectiv cu $1,0 \text{ N/mm}^2$.

Folosirea valorilor minime ale rezistenței zidăriei în locul valorilor minime ale rezistenței componentelor (elemente și mortare) este justificată prin faptul că datorită modului de alcătuire și tipului materialelor folosite (elemente și mortare) rezistențele zidăriei calculate cu relațiile specifice din CR 6 (preluate din SR EN 1996-1-1) variază în limite foarte largi așa cum rezultă din figura C 8.9.

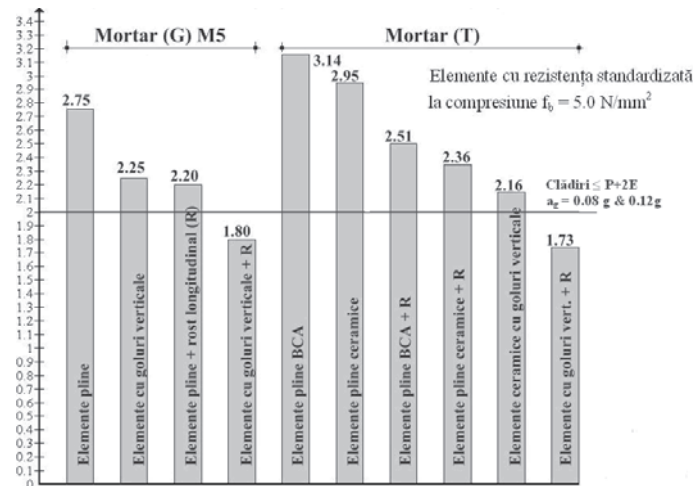


Figura C 8.9. Variația rezistenței caracteristice la compresiune în funcție de tipul elementelor și al mortarului și de modul de țesere

Valoarea minimă a rezistenței caracteristice la compresiune ($f_k = 2,0 \text{ N/mm}^2$) adoptată pentru clădirile cu P+2E în zonele cu seismicitate redusă și moderată ($a_g \leq 0,15g$) corespunde cerințelor minime pentru materialele constitutive recomandate în standardul SR EN 1998-1 ($f_{b,rec} = 5,0 \text{ N/mm}^2$ și mortar M5). Subliniem faptul că valoarea $f_k = 2,0 \text{ N/mm}^2$ permite și utilizarea unor elemente pentru zidărie cu valori $f_b < 5 \text{ N/mm}^2$ așa cum rezultă din figura C 8.10. Pentru clădiri cu unul sau două niveluri supraterane se acceptă, în zonele cu seismicitate redusă valori cu 15% mai mici decât valoarea de referință ($f_k = 2,0 \text{ N/mm}^2$)

Rezistența mortarului prevăzută în proiect pentru obținerea unei anumite valori a rezistenței caracteristice a zidăriei, în concordanță cu cerințele din tabelul 8.1, trebuie să fie inferioară, cel mult egală cu dublul rezistenței elementelor pentru zidărie specificate (a se vedea CR 6).

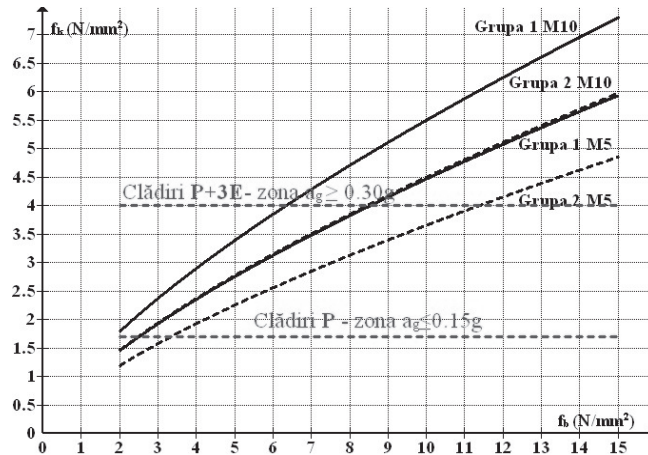


Figura C 8.10. Grafic pentru alegerea materialelor pentru zidărie

Prin stabilirea unor valori minime ale zidăriei, există posibilitatea alegerii unor alcătuirii diverse care pot prezenta avantaje din alte puncte de vedere (rezistență la foc, izolare termică, izolare fonică, etc).

Păstrarea acestei marje în raport cu valoarea minimă a efortului unitar de compresie favorizează obținerea unor condiții comparabile de ductilitate și disipare a energiei (reamintim că simpla comparare a eforturilor unitare de compresie este nerelevantă în cazul solicitărilor seismice !).

Valorile minime stabilite în tabelul 8.2 din acest Cod țin seama, în primul rând, de următoarele cerințe:

- asigurarea rezistenței necesare la eforturi principale de compresie pe secțiunea înclinată sub efectul simultan al încărcărilor verticale și al acțiunii orizontale a cutremurului;
- protejarea integrității panourilor de zidărie înrămată în cadre de beton armat în zonele de interfață (evitarea zdrobirii locale); în acest scop valorile minime necesare se stabilesc de către proiectant, în fiecare caz în parte, pe baza solicitărilor de calcul.

Valorile sunt diferențiate în funcție de accelerația seismică de proiectare și de regimul de înălțime al clădirii. Valorile sunt calibrate ținând seama de deformațiile laterale așteptate ale structurilor respective proiectate în conformitate cu prevederile acestui Cod. Pentru clădirile care au obiective de performanță superioare (din clasele de importanță I și II) valorile minime sunt sporite corespunzător .

C8.2.4.(6) Valorile minime ale rezistențelor caracteristice la încovoiere perpendicular pe planul peretelui (N/mm²) pentru zidărie cu mortarele tip (G) și (T) se folosesc pentru proiectarea pereților nestructurali și a panourilor de zidărie înrămată în cadre sub acțiunea încărcărilor definite în CR 6, art.1.3.3. Având în vedere particularitățile acestor încărcări, stabilirea unei valori minime a rezistenței la compresie a elementelor ($f_{b,min}$) nu are nici o relevanță pentru calculul momentului capabil al peretelui. Rezistențele f_{xk1} și f_{xk2} depind de proprietățile mortarului și în particular de **aderența** acestuia la elementele pentru zidărie. Analiza modului de rupere a pereților solicitați de forțe perpendiculare pe plan arată o corelare evidentă între calitățile elementelor și cele ale mortarului. În particular asocierea unui mortar cu rezistență superioară cu elemente slabe va conduce la cedare prin ruperea elementului. Invers

pentru mortare slabe ruperea se produce prin rost (cedarea mortarului în cazul rosturilor normale sau dezlipirea în cazul rosturilor subțiri).

În mod curent, caracterizarea rezistenței mortarului se face prin valoarea **rezistenței la compresiune**, mărime care poate fi ușor determinată prin încercări de laborator, pe cuburi sau pe cilindri.

Din încercările prezentate în continuare, rezultă că, în absența datelor privind aderența la elementele pentru zidărie, specificarea în proiecte numai a rezistenței la compresiune nu este suficientă pentru a defini complet calitatea mortarului.

Informații despre ambele caracteristici (rezistența la compresiune și aderență) sunt necesare deoarece, în funcție de compoziția mortarului, raportul dintre rezistența la compresiune și aderență poate varia în limite foarte largi. Pentru dozaje ridicate raportul este de $30 \div 40$ iar pentru mortarele slabe raportul este numai 5, așa cum rezultă din figura C 8.11a. [Clay Brick and Paver Institute Masonry Teaching Manual, Australia 2002]

De asemenea, cercetările au arătat că această relație este influențată și de raportul apă/ciment al amestecului - figura C 8.11b [Isberner, A *Properties of Masonry Cement Mortars* Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, F. Johnson, Ed., Gulf Publishing, Houston Tx. 1969].

Creșterea raportului apă/ciment, care favorizează **lucrabilitatea**, are două consecințe contradictorii:

- scăderea rezistenței la compresiune a mortarului;
- creșterea aderenței.

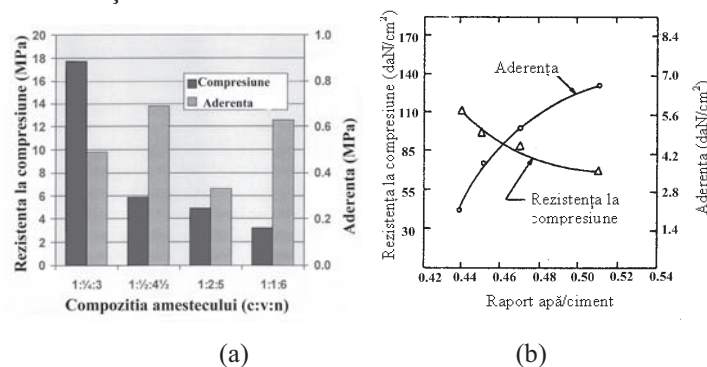


Figura C 8.11. Variația rezistenței la compresiune și a aderenței în funcție de raportul a/c

Rezistența la încovoiere a zidăriei perpendicular pe plan este, și aceasta, influențată de mai mulți factori:

- rezistența la încovoiere a elementelor pentru zidărie;
- rezistența la întindere (aderența) mortarului din rosturile verticale;
- raportul de țesere a zidăriei;
- calitatea execuției (umplerea corectă/completă a rosturilor verticale).

Datorită numeroșilor factori care generează anizotropia zidăriei, raportul rezistențelor la încovoiere $\mu = f_{x2}/f_{x1}$ variază în limite deosebit de largi (a se vedea și figura C 8.3). Astfel pentru zidăria cu elemente din argilă arsă în [Baker, L.R. *The Lateral Strength of Brickwork- An Overview* Proceedings of the Sixth International Symposium on Loadbearing Brickwork, London, 1977] și în [Lawrence, S *Flexural Strength of Brickwork Normal to and Parallel to the Bed Joints*, Journal of The Australian Ceramic Society, Vol.11 may 1975] se indică valori în limite foarte largi $\mu = 1,5 \div 8,0$. Justificarea acestor rezultate divergente constă, mai ales, în

existența celor două scheme de rupere în cazul încovoierii cu plan de rupere perpendicular pe rosturile de așezare : ruperea numai prin rosturi în zig-zag (pe un traseu mai lung) sau ruperea prin rosturile verticale și elemente.

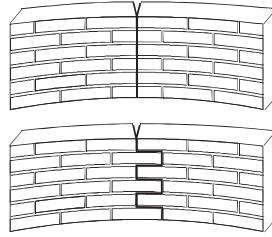


Figura C 8.12. Ruperea zidăriei din încovoiere cu plan de rupere perpendicular pe rosturile de așezare

Așa cum se arată în [Drysdale,R.G., Hamid, A.A., Baker, L.R. *Masonry Structures. Behavior and Design* Printice Hall, 2008] variația raportului μ depinde de mai mulți factori care influențează, în special, valoarea rezistenței f_{x2} :

- Rezistența elementelor pentru zidărie în raport cu rezistența de aderență a mortarului.
- Procentul de goluri al elementelor pentru zidărie.
- Valoarea eforturilor unitare verticale de compresiune.
- Raportul dimensiunilor elementelor pentru zidărie (lungime/înălțime), în special în cazul cărămizilor pline.

În condițiile în care, în prezent pentru execuția zidăriei sunt disponibile diverse tipuri de elemente care diferă, între altele, prin raportul lungime/înălțime, evaluarea influenței acestui factor capătă o importanță majoră pentru calculul cât mai exact al rezistenței pereților solicitați de încărcări perpendiculare pe plan.

Graficul din figura C 8.13 [Hamid,A.A., *Effect of Aspect ratio of the Unit on Flexural Strength of Brick Masonry* Journal of Masonry Society, vol.1. no.1 1981] ilustrează acest efect important și, prin aceasta, atrage atenția asupra necesității continuării cercetărilor asupra acestui subiect.

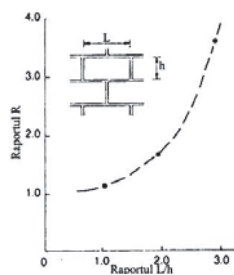


Figura C 8.13. Variația raportului $\mu = f_{x2}/f_{x1}$ în funcție de raportul dimensiunilor elementelor pentru zidărie

În cazul în care zidăria este supusă simultan la încovoiere pe ambele direcții rezultă o capacitate de rezistență superioară celei determinate pentru încovoierea într-o singură direcție (vertical/orizontal). În proiectarea curentă efectul favorabil al acestei interacțiuni este neglijat.

În [Brencich, A., Gambarotta L. *Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric*

loading. Part I: Unreinforced masonry. Materials and Structures, RILEM 38(276), 2005] pe baza rezultatelor din încercări, se propune o relație parabolică pentru descrierea condițiilor de rupere sub efectul încovoierii pe două direcții.

$$\left(\frac{\sigma_{x1}}{f_{r,x1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{x2}}{f_{r,x2}}\right)^2 = 1$$

unde:

- σ_{x1} și σ_{x2} sunt eforturile unitare de întindere în zidărie;
- $f_{r,x1}$ și $f_{r,x2}$ sunt rezistențele de rupere la întindere pe cele două direcții.

Aceeași lucrare arată că eforturile verticale de compresiune sporesc capacitatea de rezistență atât vertical cât și orizontal. În cazul pereților nestructurali și al panourilor de umplutură din cadre acest spor reprezintă circa 20÷25%. Sporirea momentului capabil datorită efectului greutății proprii a fost preluată și în CR 6.

Valorile indicate în tabelul 8.5 din acest Cod se bazează pe experiența anterioară din România și pe recomandările SR EN 1996-1-1.

C 8.2.5. Betoane

C8.2.5.(1) Simultan cu stabilirea clasei de rezistență a betonului pentru execuția corectă a zidăriilor armate este importantă alegerea adecvată a clasei de consistență (lucrabilității) deoarece în marea majoritate a cazurilor elementele de beton armat asociate zidăriei au dimensiuni mici (stâlpișorii și stratul central al **ZIA**) și nu există întotdeauna posibilități de vibrare eficientă și de control al compactității betonului. În cazul stâlpișorilor turnați în zidăria în ștrepi, pătrunderea completă a betonului este o condiție esențială pentru realizarea conlucrării între cele două materiale și se realizează, în principal prin prevederea unui beton cu consistență adecvată. Din acest motiv în proiecte (planuri, caiete de sarcini) trebuie să fie specificată clasa de consistență a betonului pentru diferitele categorii de elemente. CR 6 conține indicații privind alegerea lucrabilității betonului pentru diferite elemente.



Figura C 8.14. Defecte de turnare la stâlpișori (se observă și lipsa ștrepilor)

C 8.2.6. Armături

C8.2.6.(2) Prevederea este similară celei din CR 2-1-1.1 și are în vedere caracterul fragil al ruperii oțelurilor prelucrate la rece (sârmă trasă).

C 8.3. Construcții cu pereți structurali din zidărie

C 8.3.1. Tipuri de pereți structurali din zidărie

Prevederile P 100-1 țin seama de:

- Caracteristicile mecanice ale elementelor pentru zidărie din argilă arsă și din BCA și ale mortarelor folosite în mod curent în România adică:

- * elemente pentru zidărie cu rezistența standardizată, definită conform SR EN 771-1/SR EN 771-4, $f_b \leq 15 \text{ N/mm}^2$;
 - * mortare cu rezistența medie, definită conform SR EN 998-2, mai mică decât 15 N/mm^2 sau mortare preparate la șantier (care nu satisfac în întregime prevederile SR EN 998-2).
- Nivelul mediu al calității execuției din România.

C8.3.1.(2) Turnarea elementelor verticale de beton armat se poate face după executarea integrală a zidăriei unui nivel (procedeu folosit, de regulă, pentru stâlpișori) sau pe măsură ce este ridicată zidăria (procedeu folosit pentru zidăria cu inimă armată). Turnarea centurilor se face numai după executarea zidăriei până la cota finală. Datorită acestor condiții, comportarea zidăriei confinate sub efectul încărcărilor verticale și orizontale este total diferită de comportarea panourilor de umplutură înrămate în cadre din beton sau din oțel.

În cazul zidărilor cu elemente cu înălțimea rândului $\geq 150 \text{ mm}$, prevederile din CR 6 privind modularea zidăriei pe înălțime, au ca scop evitarea unor soluții de compromis, adesea întâlnite pe șantierele din țară (dar și din străinătate) în care, la partea superioară a zidului, se fac completări cu elemente cu altă înălțime și chiar de alt tip. Evident, în această alcătuire nu se poate conta pe conlucrarea dintre zidărie și elementele de beton nici în cazul zidăriei structurale (portante) și nici în cazul panourilor de zidărie înrămate.



Figura C 8.15. Panou de zidărie nemodulat, completat cu alt tip de elemente pentru zidărie

C 8.3.2. Condiții de utilizare

C8.3.2.(1) Pentru stabilirea modelului de calcul structural, se consideră că secțiunea de încastrare a ansamblului pereților structurali pentru calculul la forțe orizontale (secțiunea în raport cu care se definește numărul de niveluri n_{niv}) se află deasupra ansamblului elementelor structurale care transmit la teren solicitările pereților structurali.

Cu altă exprimare, în concepția CR 6 și a prezentului Cod, secțiunea de încastrare poate fi definită și ca secțiunea în care sunt dirijate/localizate zonele plastic potențiale ale pereților.

În cazul particular al clădirilor cu structura din zidărie, **secțiunea de încastrare** se va lua:

- în cazul clădirilor fără subsol: la nivelul superior al soclurilor;
- în cazul clădirilor cu subsol:
 - * la planșeul peste subsol, la clădirile cu pereți deși (sistem *fagure*) sau la cele cu pereți rari (sistem *celular*) la care, pentru sporirea rigidității spațiale, s-au prevăzut pereți suplimentari în subsol, conform recomandării din CR 6;
 - * peste nivelul fundațiilor, la clădirile cu pereți rari, la care nu s-au prevăzut pereți suplimentari în subsol.

C 8.3.2.1. Condiții de utilizare pentru structuri cu pereți din zidărie nearmată

C8.3.2.1.(1) A se vedea și comentariul C8.1.1.(3).

C8.3.2.1.(2) Pentru satisfacerea acestor cerințe este necesară în primul rând adoptarea unor partiuri de arhitectură cu regularitate în plan și în elevație ceea ce asigură și condițiile de regularitate structurală.

Condițiile de regularitate urmăresc, în primul rând, realizarea unui traseu direct și clar al încărcărilor verticale și orizontale până la fundații și asigurarea conlucrării spațiale dintre pereții de zidărie de pe cele două direcții și dintre pereți și planșee în toate fazele de solicitare.

În acest scop este necesară realizarea următoarelor măsuri constructive:

- asigurarea legăturilor dintre pereții dispuși pe ambele direcții principale ale clădirii;
- prevederea fundațiilor continue sub ziduri și legarea zidurilor de fundații (evitarea lunecării zidului pe fundație);
- asigurarea legăturii între pereți și centurile dispuse constructiv la nivelul fiecărui planșeu;
- prevederea planșeelor rigide în plan orizontal (recomandabil și în cazul ultimului nivel);
- în cazul clădirilor cu șarpantă, ancorarea acestora de centurile de la ultimul nivel;
- ancorarea de șarpantă a zidurilor în consolă peste ultimul nivel (calcane, frontoane).

Regimul de înălțime redus care este prevăzut în Cod (2÷3 niveluri peste secțiunea de încastrare) asigură, pentru grosimea minimă de zid, eforturi unitare de compresiune aflate în intervalul $0,3f_d \div 0,5f_d$.

În același timp, pentru amplasamentele cu accelerație seismică de proiectare mică și/sau moderată (orientativ $a_g \leq 0,15g$) eforturile tangențiale în rosturile orizontale ale zidăriei rămân la valori scăzute dacă se realizează ariile minime constructive de zidărie prevăzute în Cod.

Proprietățile mecanice ale structurilor cu pereți din zidărie nearmată sunt influențate, în mare măsură, de condițiile de execuție și, în special, de:

- raportul de țesere;
- folosirea aceluiași tip de elemente și aceluiași tip de mortar pentru toți pereții unui nivel;
- executarea simultană a pereților de pe ambele direcții principale;
- realizarea rosturilor orizontale de mortar cu grosimi între 8 ÷ 15 mm și umplerea completă a tuturor rosturilor verticale;
- tratarea zidăriei după execuție (evitarea încărcării premature, a solicitărilor dinamice, măsurile pe timp friguros, etc).

C8.3.2.1.(4) Prevederea stâlpișorilor și centurilor cu rol asigurare a integrității ansamblului clădirii în stadiile avansate de solicitare sub efectul unor cutremure severe se bazează pe analiza efectelor cutremurelor trecute. Expulzarea zidăriei de la colțuri este un fenomen binecunoscut care a fost întâlnit la clădirile din ZNA chiar și la clădiri cu un singur nivel.

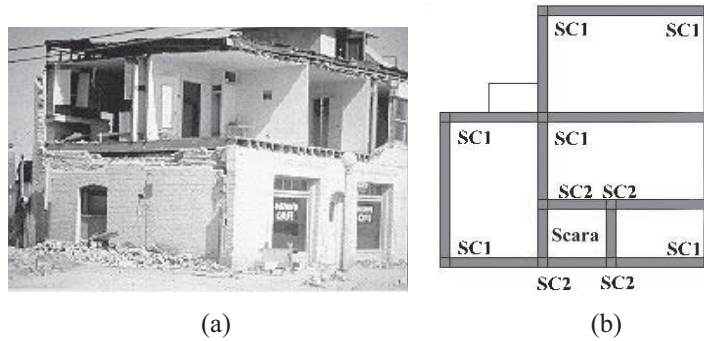


Figura C 8.16. (a) Avarie specifică pentru clădire din ZNA fără stâlpișori la colțuri și fără centuri (b) Poziționarea stâlpișorilor constructivi

Prezența centurilor are și rolul de a limita extinderea fisurilor între nivelurile adiacente. Acest tip de avarie poate conduce la prăbușirea peretelui sub efectul combinat al acțiunii seismice în planul peretelui și perpendicular pe plan.

C8.3.2.1.(5) Criteriile care au stat la baza stabilirii parametrilor din tabel au fost următoarele:

- limitarea intensității efortului unitar normal de compresiune mediu pe structură la o valoare moderată: $\sigma_0 \leq 0.5f_d \approx 0.20f_k$;
- limitarea intensității efortului unitar tangențial mediu pe structură produs de acțiunea seismică de proiectare la o valoare moderată: $\tau_{0,max} \leq 0.5f_{vd} \approx 0.20f_{vk}$;
- s-a considerat ca limită superioară a densității pereților valoarea $p = 6\%$ dincolo de care spațiile care rezultă nu mai pot fi utilizate corespunzător nici măcar pentru locuințe modeste sau este necesară îngroșarea excesivă a zidurilor.

Limitările severe propuse în Cod au la bază următoarele considerente:

- Pentru zidăriile din elemente de argilă arsă cu perforații verticale din grupa **2S**:
 - * comportarea fragilă la rupere sub efectul încărcărilor verticale (compresiune centrică);
 - * degradarea rapidă a rezistenței și rigidității pentru încărcări laterale ciclice alternante;
 - * valoarea scăzută a deplasării relative de nivel la care se produce fisurarea extinsă a zidăriei;
 - * degradarea integrității pereților în stadiile avansate de solicitare prin: deschiderea pronunțată a rosturilor verticale, expulzarea feței exterioare a elementelor, etc;
 - * imposibilitatea practică de remediere a avariilor (așa cum acestea sunt arătate în figura C 8.17 pentru valori ale driftului acceptate în P 100-1).

O confirmare a acestor particularități a fost pusă în evidență și prin testele efectuate la UTCB (2005) publicate parțial în [Frumento,S.,Magenes,G., Morandi,P., Calvi,G.M. *Interpretation experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q- factors for seismic design* IUSS Press, Pavia Italia, 2009].

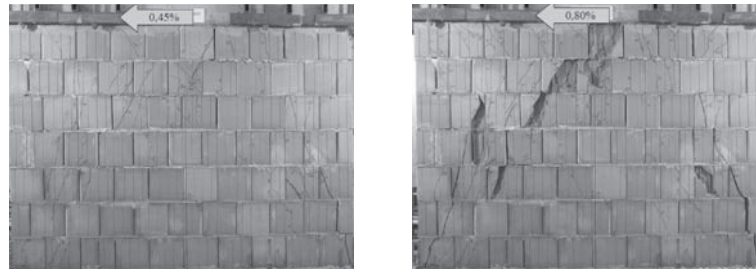


Figura C 8.17. Degradarea panourilor de zidărie cu elemente din grupa 2S în stadii avansate de solicitare [Frumento,S.,Magenes,G., Morandi,P., Calvi,G.M. *Interpretation experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q- factors for seismic design* IUSS Press, Pavia Italia,2009]

- Pentru elementele din **BCA**:
 - * în lipsa unor date experimentale elocvente privind comportarea la cutremure puternice a pereților structurali din zidărie cu elemente BCA nu există modele de calcul suficient de sigure.
 - * din acest motiv, în SUA, de exemplu, folosirea pereților structurali cu elemente din BCA este limitată de ultima ediție a reglementării americane [ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2010] după cum urmează:
 - structuri pereți din zidărie simplă (nearmată) pentru zone seismice cu $a_g \leq 0,13g$ (fără limitarea înălțimii);
 - structuri cu pereți din zidărie armată obișnuit pentru zone seismice cu $a_g \leq 0,13g$ (fără limitarea înălțimii) și pentru zone seismice cu $a_g \leq 0,20g$ (cu limitarea înălțimii la 10,50 m)

C8.3.2.2. Condiții de utilizare pentru structuri cu pereți din zidărie armată (ZC,ZC+AR,ZIA)

C8.3.2.2.(1) Zidăria confinată este cel mai răspândit tip de zidărie armată folosit cu precădere în sud-estul Europei, în China, în America Latină.

În România zidăria confinată (**ZC**) și armată în rosturile orizontale (**ZC+AR**) este cea mai răspândită alcătuire de tip *zidărie armată*. Zidăria cu inimă armată (**ZIA**) a fost utilizată pentru câteva clădiri în București și Ploiești care la cutremurul din 1977 au avut comportări diferite. Cu toate avantajele sale, în special, ductilitatea sporită și eliminarea totală a punților termice, procedeul este practic abandonat în prezent, mai ales din cauza volumului mare de manoperă.

Prezența elementelor verticale de confinare îmbunătățește calitativ și cantitativ comportarea pereților de zidărie înainte și după fisurare (în domeniul post elastic) :

- asigură ductilitatea necesară în cazul solicitărilor seismice;
- împiedică pierderea stabilității (răsturnarea) pereților sub efectul încărcărilor orizontale normale pe planul peretelui;
- asigură integritatea panourilor de zidărie în stadii avansate de avariere (după ce s-au produs crăpături/ fracturi cu deplasare în planul peretelui și/sau perpendicular pe plan).

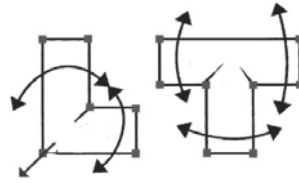


Figura C 8.18. Vulnerabilitatea colțurilor clădirilor din zidărie

[Petrovici, R., *Teoria structurilor pentru arhitecți* - Curs UAUM București, 2004]

Totodată, prezența stâlpișorilor la intersecții, colțuri și ramificații de ziduri contribuie eficient la realizarea legăturii dintre pereții de pe cele două direcții principale ale clădirii și prin aceasta la realizarea conlucrării spațiale a subansamblurilor structurale verticale. Conlucrarea între stâlpișori și zidărie este îmbunătățită prin executarea zidăriei în ștrepi și prin prevederea armăturilor de legătură în rosturile orizontale.



Figura C 8.19. Expulzarea zidăriei la colțuri la zidăria fără stâlpișori

Prin comparație cu stâlpișorii realizați în zidăriile cu elemente speciale (secțiune cu goluri mari) stâlpișorii turnați în cofraj sunt mai eficienți deoarece au arie mai mare și pot primi armături mai multe [Alcocer, S.M. and Zepeda, J.A. *Behavior of multi-perforated clay brick walls under earthquake-type loading*. Proc. of the 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, 1998].

Un alt avantaj este că, în zidăria confinată și în zidăria cu inimă armată, încărcările verticale sunt transmise direct panoului de zidărie (planșeul este legat cu centura care se toarnă direct pe zidărie). În aceste condiții rezistența la forfecare a panoului sporește ținând seama de efectul forței de frecare care se dezvoltă pe zona comprimată (a se vedea CR 6).

Elementele orizontale de confinare (centurile) contribuie la realizarea conlucrării spațiale a pereților prin:

- legarea pereților de pe cele două direcții;
- constituirea unei carcase spațiale cu elemente armate, prin legarea tuturor stâlpișorilor la nivelul fiecărui planșeu;
- sporirea rigidității în plan a planșeelor;
- realizarea transferului forțelor seismice de la planșee la pereții structurali.

În afară de aceasta, centurile constituie reazeme orizontale pentru pereții solicitați de încărcările normale pe plan (seismice sau chiar din vânt).

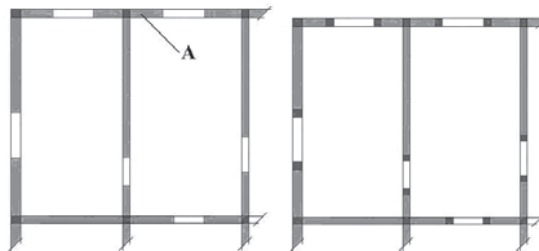
Criteriile care au stat la baza tabelului 8.3 sunt analoage celor menționate la C8.3.2.1.(2), cu următoarele observații:

- valorile momentelor capabile s-au estimat ținând seama de aportul armăturilor din stâlpișori, cu valorile minime stabilite în Cod;
- efortul unitar tangențial mediu a fost sporit ținând seama de prezența armăturilor din centuri și din rosturile zidăriei (dacă există), cu valorile minime stabilite în Cod.

Având în vedere sensibilitățile menționate la **C8.2.1.1.(3)**, utilizarea zidăriei cu elemente din argilă arsă din grupa **2S** este permisă numai pentru clădiri cu un număr redus de niveluri, diferențiat în funcție de zona seismică și numai pentru clădiri din clasele inferioare de importanță. Măsura are în vedere, în principal, limitarea eforturilor unitare din forfecare și a deformațiilor unghiulare asociate pentru asigurarea unei marje suficient de mari în raport cu limitele la care avarierea pereților devine generalizată și practic ireparabilă.

Deoarece ruperea la compresiune a zidăriei cu elemente din grupa 2S este asociată cu valori mici ale deformației specifice (de regulă, $\varepsilon_{uz} \leq 1,2 \div 1,7\%$) capacitatea de rezistență a betonului din stâlpișori nu poate fi folosită decât parțial (0,60÷0,75%).

În condițiile în care stâlpișorii sunt amplasați numai la intersecții și la colțuri (așa cum era prevăzut în Normativul P 2-85 -în prezent abrogat) sau dacă bordarea golurilor este obligatorie numai pentru suprafețe mari ale golurilor, cea mai mare parte dintre montanți sunt de fapt din **zidărie nearmată**. În cazul spaleților de tip "A" comportarea acestora este de tip "zidărie nearmată": rupere în "X" care continuă și în stâlpișorul central (plasat la intersecția cu un perete transversal).



(a) Conform P 2-85 (b) Conform SR EN 1998-1

Figura C 8.20. Poziționarea stâlpișorilor la zidăria confinată

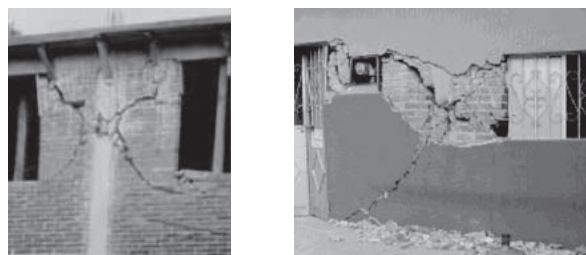


Figura C 8.21. Ruperea la cutremur a spaleților de tip "A" din figura C 8.20(a) [Brzev,S., *Earthquake -Resistant Confined Masonry Construction* NICEE Indian Institute of Technology, 2007]

Sistemul de centuri participă la asigurarea caracterului spațial al structurii prin:

- legarea pereților de pe cele două direcții;
- constituirea unei carcase spațiale cu elemente armate, capabile să preia eforturi de întindere, prin legarea tuturor stâlpișorilor la nivelul fiecărui planșeu;

- sporirea rigidității în plan prizontal a planșelor;
- realizarea transferului forțelor seismice de la planșee la pereții structurali.

În afară de aceasta, centurile constituie reazeme orizontale pentru pereții solicitați de încărcările normale pe plan (seismice sau chiar din vânt).

În cazul planșeelor din grinzi de lemn/profile metalice elementele de rezistență trebuie să fie legate eficient de centuri (prin înglobare pe cel puțin $\frac{2}{3}$ din lățimea centurii sau prin ancorare în centură, dar fără întreruperea armăturii din centuri). Pentru a se realiza o transmitere cât mai uniformă a încărcărilor verticale centurile se execută pe toată lățimea peretelui (cu o eventuală reducere pentru aplicarea protecției termice la pereții de fațadă).

Comportarea la cutremur a zidăriei confinate a constituit o preocupare importantă pentru cercetătorii din țările în care acest procedeu se folosește pe scară largă

Astfel, în Mexic [Meli,R., *Mamposteria estructural. La practica, la investigacion y el comportamiento sismico observado en Mexico* CENAPRED] s-au evidențiat următoarele concluzii principale privind comportarea pereților din zidărie confinată:

- Forța laterală care produce fisurarea diagonală variază foarte puțin în funcție de armarea peretelui;
- Cantitatea și detaliile de armătură din stâlpișori afectează semnificativ ductilitatea dar nu modifică cu valori importante rezistența peretelui;
- Capacitatea crește liniar în funcție de nivelul forței axiale de compresiune (în domeniul eforturilor specifice clădirilor cu puține niveluri);
- Ductilitatea pereților este ridicată dacă cedarea se produce din încovoiere dar și la pereții care cedează din forță tăietoare; ductilitatea scade pentru încărcări verticale mari.

O altă cercetare [Sánchez,T.A., *Diseño y construccion de estructuras de mamposteria* - CENAPRED] arată că, în condițiile în care au fost respectate prevederile din reglementări, zidăria confinată a avut comportare satisfăcătoare la cutremurele din Mexic:

- stâlpișorii au asigurat peretelui o capacitate superioară de deformație laterală și au îmbunătățit legăturile între pereții pe cele două direcții și între perete și planșeu;
- s-a evitat ruperea bruscă fragilă dar nu și formarea fisurilor diagonale (rezistența la eforturi diagonale a zidăriei nu sporește semnificativ prin prezența stâlpișorilor și a centurilor)

C8.3.2.2.(3) Având în vedere nivelul mai redus al accelerației seismice așteptate în zonele seismice cu $a_g=0,15g$ și $a_g=0,20g$ se permite ca o structură să fie considerată cu **zidărie confinată** dacă cel puțin 75% din forța tăietoare de etaj este preluată prin pereți de zidărie cu stâlpișori la ambele extremități. Pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0,25g$ forța tăietoare de etaj trebuie să fie preluată integral cu pereți mărginiți cu stâlpișori de beton la ambele extremități (această măsură condiționează, de altfel, și posibilitatea ancorării armăturilor în rosturile orizontale)

C8.3.2.2.(4) Prevederea ține seama de particularitățile de solicitare/comportare ale clădirilor din zidărie armată care au peste ultimul nivel curent încăperi/spații cu volumetrie redusă (mansardă).

Prevederile din Cod au în vedere următoarele elemente caracteristice:

I. Zona de mansardă are o greutate sensibil mai mică decât greutatea nivelului curent rezultată din următoarele condiții / prevederi:

- acoperișul este susținut pe o șarpantă din lemn a cărei greutate poate fi de până la 3÷4 ori mai mică decât greutatea unui planșeu din beton;
- înălțimea pereților structurali perimetrali este de circa $\frac{1}{2}$ din înălțimea pereților de la nivelurile curente;
- compartimentările interioare urmează a fi executate cu pereți ușori (de tip gips-carton) astfel încât greutatea echivalentă a acestora să fie mai mică de $0,5\text{kN/m}^2$.

II. Toți pereții de pe contur sunt confinați, prin continuarea stâlpișorilor de la nivelul inferior și printr-o centură de beton armat la partea superioară; prin aceste măsuri aria unui panou de zidărie între elementele de confinare devine egală aproximativ cu $\frac{1}{2}$ din aria panoului de la etajele curente.

III. Densitatea pereților de la parter trebuie să fie mai mare decât cea prevăzută la clădirile curente cu 15÷20% ceea ce face ca eforturile unitare de compresiune și de forfecare în zidăria de la parter să rămână în aceleași limite ca și la o clădire similară fără mansardă.

Din punct de vedere practic, sporirea densității pereților structurali cu 1% poate să conducă la rezolvări arhitecturale dezavantajoase sau cu costuri suplimentare importante. În această situație, proiectantul trebuie să aprecieze posibilitățile de adoptare a unei soluții cu rezistență și ductilitate sporite din zidărie sau trecerea la o structură din beton armat sau din oțel.

C8.3.2.2.(7) Prevederile au în vedere, în unele cazuri speciale, posibilitatea depășirii numărului de niveluri n_{niv} din tabelele 8.3÷8.5 respectiv reducerea densității minime constructive a pereților structurali, în condițiile folosirii unor materiale pentru zidărie cu rezistențe ridicate și numai dacă siguranța structurii este verificată cu un procedeu de calcul static neliniar care să țină seama de toate rezervele de rezistență specifice alcătuirii structurale respective.

C 8.3.4. Factori de comportare

C8.3.4.(1) Valorile factorilor de comportare date în tabelul 8.10 țin seama de:

- regularitatea clădirii în plan și în elevație (valorile pentru clădiri cu neregularitate în plan și în elevație sunt mai reduse cu 10÷15% mai reduse decât cele pentru clădirile regulate - reducerile cele mai mari sunt pentru ZNA)
- resursele de comportare post elastică care descresc de la ZNA către zidăriile armate.

C8.3.4.(2) Factorul de suprazistență structurală (α_u/α_1) ține seama de comportarea postelastice așteptată a structurii.

În cazul clădirilor din zidărie, principalele surse din care pot proveni rezervele de siguranță (suplimentul de rezistență) sunt:

- valoarea forței seismice de proiectare determinată prin metoda statică echivalentă este întotdeauna mai mare decât forța care rezultă din calculul cu spectrul de răspuns;
- capacitatea de rezistență asigurată de unele prevederi constructive depășește, în multe, cazuri cerințele rezultate din calcul;
- redundanța sistemului structural care rezultă din faptul că articulațiile plastice de la baza montanților nu se produc simultan,
- suprarezistența armăturilor;
- ductilitatea de material a zidăriei ($\varepsilon_{mu} \gg \varepsilon_{m1}$)
- redistribuția eforturilor în domeniul postelastice care poate fi realizată prin conlucrarea spațială a șirurilor de montanți/spaleți în cazul zidărilor care au diagrama $\sigma - \varepsilon$ cu palier post-elastice ($\varepsilon_{mu} \gg \varepsilon_{m1}$); conlucrarea *nu este posibilă* în cazul în care planșeele nu au rigiditate semnificativă în plan orizontal

Preocupările legate de evaluarea factorilor de suprarezistență se regăsesc în mai multe lucrări [Anastasiadis, K., Avramidis, I.E., Athanopoulou, A. *Critical comments on Eurocode8, sections 3 and 4, draft 1, may 2000*, Paper 095, 12th ECEE, London 2002] [Sophocleous, A.A., Syrmakizis, C.C. *The Influence of Overstrength to the Structural Reliability of Structures*, Paper nr.689, 12th ECEE, Londra, 2002]. Un studiu mai recent [Magenes, G., *Masonry Building Design in Seismic Areas: Recent Experiences and Prospects from a European Standpoint* First European Conference Earthquake Engineering & Seismology, Geneva, Switzerland, 2006] prezintă rezultatele analizelor numerice efectuate la Universitatea din Pavia (Italia), pe clădiri din zidărie armată și nearmată, cu tipologia arhitectural-structurală specifică Italiei. Acest studiu a arătat rezerve importante de rezistență dincolo de limita reprezentată prin avarierea sau ieșirea din lucru a elementului cel mai solicitat. Aceste rezerve sunt reprezentate în figura C 8.22 prin raportul între forța ultimă (F_y) și forța corespunzătoare cedării elementului cel mai solicitat (F_{el}) care depășește valoarea 1,5 în 95% din cazurile studiate.

Lucrarea menționată nu precizează caracteristicile mecanice ale zidăriei clădirilor examinate ceea ce face dificilă interpretarea rezultatelor.

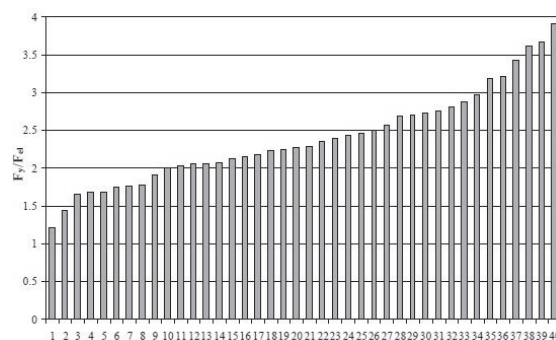


Figura C 8.22. Variația factorului de suprarezistență pentru clădiri specifice din Italia

În cazul zidărilor fragile, cu lege constitutivă liniară cu $\varepsilon_{mu} \cong \varepsilon_{m1}$ (a se vedea fig.4.3a din CR 6), nu există rezerve de rezistență post elastică astfel încât factorul de suprarezistență se va lua $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ pentru toate tipurile de elemente pentru zidărie din argilă arsă și din **BCA**, și factorii de comportare "q" se vor lua, independent de regularitatea geometrică și structurală a clădirii în plan și în elevație, cu valorile nominale.

Față de datele prezentate mai sus, pentru cazul zidărilor executate cu elemente din grupele **1** și **2**, valorile factorilor de suprazistență structurală pentru corectarea valorilor de referință al factorilor de comportare q , sunt după cum urmează:

- pentru zidărie nearmată $\alpha_u/\alpha_1=1,10$;
- pentru zidărie confinată $\alpha_u/\alpha_1=1,25$.

Pentru zidăriile a căror lege constitutivă este de tip fragil, în toate cazurile, trebuie considerat că nu există astfel de rezerve ($\alpha_u/\alpha_1=1,0$).

C 8.4. Calculul seismic al clădirilor cu pereți structurali din zidărie

C8.4.(1) Având în vedere caracteristicile specifice ale clădirilor cu pereți structurali din zidărie în special înălțimea redusă și proprietățile de rigiditate ale pereților calculul seismic se face conform principiilor și regulilor generale din acest Cod, paragraful 4.5 și din CR 6, paragraful 6.1. cu simplificările / sistematizările din acest Capitol și din CR 6.

C8.4.(2) Cu toate că literatura de specialitate menționează pentru clădirile din zidărie fracțiuni din amortizarea critică $\xi \geq 10\%$ în prezentul Cod a fost adoptată o valoare moderată a fracțiunii din amortizarea critică pentru ca forțele seismice să rămână în limitele fixate de standardul SR EN 1998-1 (a se vedea și comentariul **C8.3.4.(1)**).

C 8.4.1. Condiții generale

C8.4.1.(2) În cazul pereților cu goluri suprapuse, pentru calculul eforturilor secționale, pot fi folosite mai multe procedee bazate pe schematizările care sunt indicate în figura 8.23.

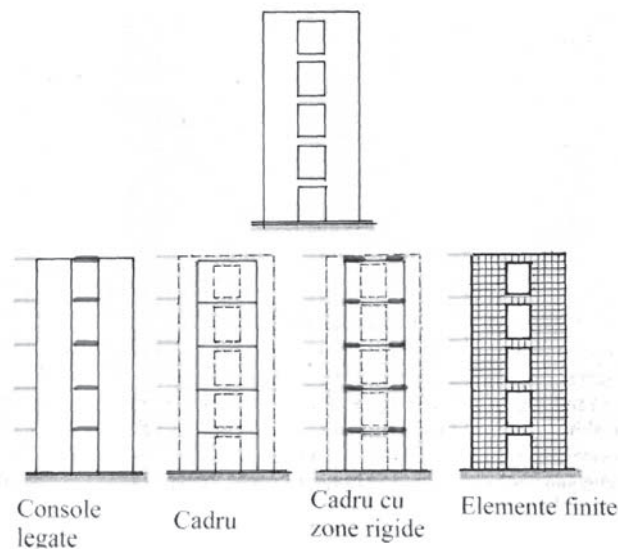


Figura C 8.23. Modele de calcul pentru pereți cu goluri

Modelul cu console legate se folosește în cazurile în care riglele de cuplare nu există (golurile sunt înalte și legătura se realizează numai prin centură/placa planșeului) sau, în cazul evaluării unor construcții existente din zidărie care au buiandrugi din lemn sau din zidărie.

O variantă simplificată a modelului cu console legate [metoda POR / Italia], figura 8.24., ia în considerare numai deformațiile din forfecare și încovoiere ale elementelor verticale considerate dublu încastrate în dreptul planșeelor (cu rotire împiedicată).

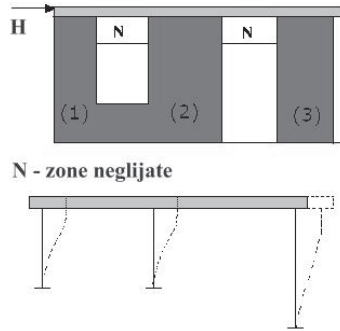


Figura C 8.24. Schematizarea peretelui în metoda POR

Modelul simplificat **POR** permite un calcul rapid (chiar manual) dar schematizarea propusă nu ia în considerare mecanismele de deformare/avariere ale elementelor orizontale (rigle de cuplare) și din acest motiv rezultatele furnizate sunt aproximative (rigiditatea structurii este supraestimată iar ductilitatea subestimată).

Una din primele propuneri de asimilare, pentru calcul, a peretelui din zidărie cu șiruri de goluri suprapuse cu un cadru plan a fost făcută în lucrarea [Morlando, G. and Ramasco, R. *In tema di verifica sismica degli edifici in muratura. Quadreni di Teoria e Tecnica delle strutture* Universita di Napoli - Istituto di Tecnica delle Costruzioni n° 562, 1984].

S-a propus un cadru înlocuitor cu segmente rigide la extremitățile barelor verticale și orizontale astfel încât zonele respective să prezinte deformații de încovoiere și forfecare de același ordin de mărime. Între aceste zone montanții și plinurile orizontale din zidărie sunt modelați cu proprietățile elastice (geometrice și mecanice) respective (figura 8.25).

Notă. Un procedeu similar, pentru pereți structurali cu goluri mari (*walled-frames*) din beton armat a fost propus în [Muto, K., Butler, D.W.: *Lateral Force Distribution Coefficients and Stress Analysis for Walled Frames* (1951)]

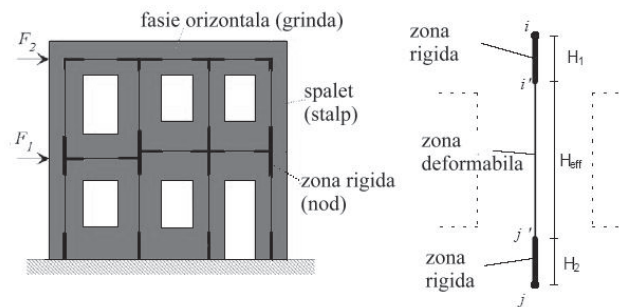
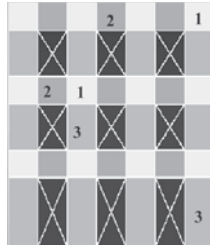


Figura C 8.25. Model de tip cadru pentru pereții structurali cu goluri

Cercetări mai recente au extins folosirea acestui model și pentru a lua în considerare comportarea neliniară specifică structurilor din zidărie [Lenza, P., *Non linear behaviour of masonry buildings under seismic actions* 11th WCEE, Paper n°1833].

Pornind de la examinarea comportării specifice la cutremur a principalelor componente ale unui perete din zidărie se poate realiza schematizarea sub forma "cadrului înlocuitor" folosind **macroelemente** (figura 8.26.).



1- nod, 2 - plin orizontal, 3 - spalet

Figura C 8.26. Schematizarea peretelui cu macroelemente

Macroelementul reprezintă un panou întreg al unui perete, definit în funcție de proprietățile caracteristice (spalet, plin orizontal și nod) și prin aceasta permite scrierea ecuațiilor de echilibru ale ansamblului cu un număr mai mic de necunoscute. Condițiile de contur permit și identificarea mecanismelor de deformare elastică și post elastică (identificarea nivelului de avariere)

Macroelementul reprezentat în figura C 8.27. (a) este un panou cu lățimea b și grosimea s constituit din trei segmente:

- cele două zone/elemente de la extremități cu grosime Δ (notate 1 și 3) modelează deformabilitatea axială (sub efectul forței axiale N și al momentului încovoietor M) și sunt considerate infinit rigide la acțiunea forței tăietoare T ;
- zona/elementul central de înălțime h modelează deformabilitatea unghiulară (sub efectul forței tăietoare) dar este considerat infinit rigid la acțiunea forței axiale și a momentului încovoietor.

Modelul cinematic complet pentru un element trebuie să considere câte trei grade de libertate la nodurile i și j și tot cele trei grade la interfețele elementelor 1&2 și respectiv 2&3

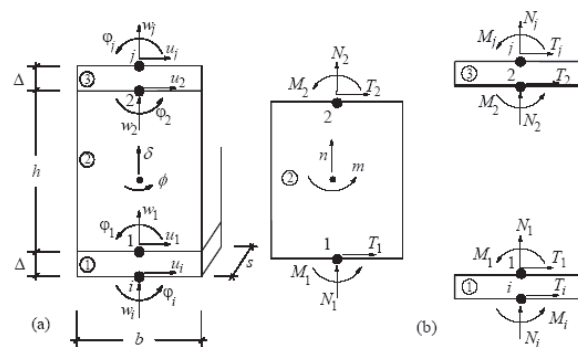


Figura C 8.27. Definirea macroelementelor structurale - eforturi și deformații

Calcul structurilor folosind modelarea cu microelemente elemente finite de suprafață implică utilizarea programelor specializate de calcul.

Precizia rezultatelor depinde, în mare măsură, de definirea modelului, în particular de nivelul de detaliere al rețelei, ceea ce implică un efort important de modelare și o durată relativ lungă de calcul.

Avantajul principal al metodei constă în posibilitatea de a urmări degradarea zidăriei prin reducerea rezistenței elementelor avariate după o lege constitutivă neliniară până la atingerea situației de colaps.

Se subliniază și complexitatea procedurii de interpretare a rezultatelor calculului. Depășirea locală a valorilor limită ale eforturilor unitare nu înseamnă ruperea panoului deoarece sunt posibile redistribuții locale care trebuie evaluate (de exemplu prin

mediere/integrare pe anumite zone) în vederea determinării nivelului de solicitare secțională care produce, efectiv, ruperea zidăriei.

Definirea legii constitutive necesită cunoașterea cât mai exactă a proprietăților mecanice ale zidăriei. În cazul proiectării clădirilor noi, legea constitutivă poate fi luată conform datelor din reglementările tehnice relevante sau conform încercărilor producătorului. În cazul clădirilor existente sunt necesare însă cercetări/teste extinse in-situ și în laborator.

C8.4.1.(3) Rigiditatea laterală a unui panou de zidărie depinde de :

- geometria panoului;
- condițiile statice la extremități: dublu încastrat, în consolă, sau situații apreciate de proiectant ca intermediare;
- proprietățile de deformabilitate ale zidăriei: moduli de elasticitate longitudinal și transversal.

Rigiditatea unui panou de zidărie solicitat la încovoiere cu forță tăietoare se definește ca valoarea forței tăietoare care produce o deplasare a extremităților (Δ) egală cu unitatea

$$R \equiv V (\Delta=1)$$

Pentru calculul deplasării se iau în considerare deformațiile din încovoiere ($\rightarrow \Delta_M$) și deformațiile din forță tăietoare ($\rightarrow \Delta_V$)

$$\Delta = \Delta_M + \Delta_V$$

Valoarea celor două componente depinde de schema statică (condițiile de fixare la extremități).

1. Perete (montant) în consolă
(fixat numai la bază):

$$\Delta_M = \frac{VH^3}{3E_z I_p}$$

$$\Delta_V = k \frac{VH}{G_z A_p}$$

$$R = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_z I_p} + k \frac{H}{G_z A_p}}$$

2. Spalet dublu încastrat
(fixat la ambele extremități):

$$\Delta_M = \frac{VH^3}{12E_z I_p}$$

$$\Delta_V = k \frac{VH}{G_z A_p}$$

$$R = \frac{1}{\frac{H^3}{12E_z I_p} + k \frac{H}{G_z A_p}}$$

Cu notațiile :

- V - forța tăietoare
- H - înălțimea panoului (montant/spalet)
- I_p - lungimea panoului
- t_p - grosimea panoului
- A_p - aria panoului de perete
- I_p - momentul de inerție al panoului de perete
- E_z - modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei
- G_z - modulul de elasticitate transversal al zidăriei
- k - coeficient de formă ; $k = 1,2$ pentru secțiuni dreptunghiulare, $k = 2,0 \div 2,5$ pentru secțiuni I

În cazul secțiunilor dreptunghiulare cu grosimea panoului de zidărie t_p și ținând seama de relațiile $E_z=1000 f_k$ și $G_z=0,4 E_z$ expresiile devin:

$$1. \text{ Perete în consolă} \quad R_p = \frac{E_z t_p}{\lambda_p (3 + 4\lambda_p^2)} = E_z t_p k_M(\lambda_p)$$

$$2. \text{ Spalet dublu încastrat} \quad R_p = \frac{E_z t_p}{\lambda_p (3 + \lambda_p^2)} = E_z t_p k_S(\lambda_p)$$

unde $\lambda_p = \frac{H}{l_p}$ este factorul de formă al panoului (zveltețea panoului)

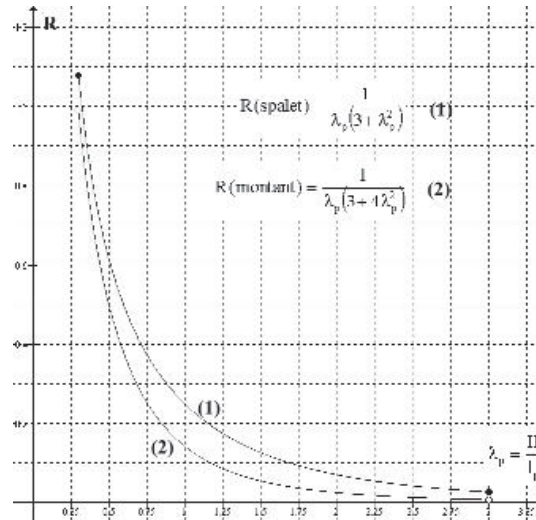


Figura C 8.28. Variația rigidității panourilor de zidărie dreptunghiulare în funcție de proporția lor
În cazul pereților compuși din montanți și spaletți, rigiditatea totală (echivalentă) este egală cu suma rigidităților panourilor componente

$$R_{tot} = \sum R_i$$

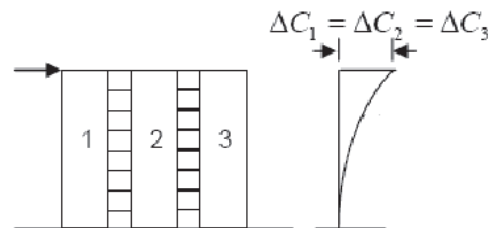


Figura C 8.29a Rigiditatea peretelui compus din mai mulți montanți

În cazul pereților a căror rigiditate scade pe verticală de la un etaj la altul (de exemplu ca urmare a creșterii dimensiunilor golurilor sau a reducerii grosimii zidurilor) se poate defini o rigiditate *echivalentă* cu relația

$$R_{echiv} = \frac{1}{\sum \Delta C_i} = \frac{1}{\sum \frac{1}{R_i}}$$

unde ΔC_i este deplasarea relativă a peretelui la nivelul i iar R_i este rigiditatea peretelui la acest nivel.

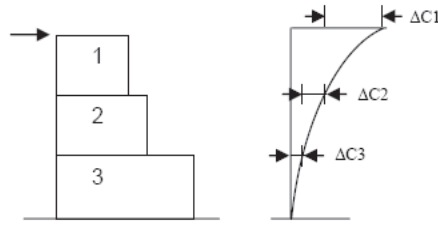


Figura C 8.29.b Rigiditatea echivalentă a peretelui cu rigiditate variabilă pe înălțime

Pentru calculul rigidității, problema cea mai controversată este determinarea caracteristicilor de deformabilitate ale zidăriei ale căror valori sunt influențate de numeroși factori.

Astfel, modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei (E_z) depinde, între altele, de: rezistența elementelor și a mortarului / groutului, greutatea specifică a acestora, ponderea volumetrică a componentelor zidăriei și materialul din care sunt făcute elementele (argilă arsă sau beton de diferite tipuri). De asemenea, modulul de elasticitate este influențat de dimensiunile elementelor și de tipul mortarului. Pentru a stabili influența fiecăruia dintre acești factori asupra valorii E_z este necesară o analiză foarte laborioasă, practic imposibil de realizat cu grad satisfăcător de încredere.

Ținând însă seama că la execuție poate fi întâlnită o variabilitate largă a materialelor, a manoperei și a controlului asupra acestora, determinarea mai exactă a E_z nu este necesară și trebuie considerată chiar ca nerealistă. Pentru aplicarea metodelor de calcul avansate (metode de calcul biografic *-pushover-*, de exemplu) cunoașterea cât mai exactă a modulului E_z prezintă însă un interes major.

Se atrage atenția și asupra faptului că definirea modulului de elasticitate longitudinal, la compresiune, al zidăriei este dată în mod diferit de reglementările tehnice. Din acest motiv, pentru compararea valorilor E_z , este necesară cunoașterea exactă a modului de definire a acestuia.

În marea majoritate a reglementărilor tehnice, modulul longitudinal de elasticitate al zidăriei se definește ca **modul secant**. Ceea ce diferă, de la caz la caz, este poziția pe curba σ - ϵ a punctelor de referință.

- În norma americană [ACI/ASCE/TMS Masonry Code, 2008] și în *Nordtest method* (Finlanda) modulul E_z este definit între valorile $0,05f_k \div 0,33 f_k$ unde f_k este rezistența caracteristică a zidăriei.
- Norma italiană [Italia DM. 20.11.1987] prevede că E_z se determină ca **modul secant** între eforturile unitare $0,1f_k \div 0,4f_k$.
- În SR EN 1996-1 s-a adoptat valoarea $E_z=1000f_k$, măsurată între eforturile unitare $\sigma=0 \div 0,3f_k$ și deformațiile specifice corespunzătoare.
- Valoarea $E_z=1000f_k$ a fost adoptată și în CR 6 pentru calculul caracteristicilor dinamice ale structurilor și este fi folosită și în P 100-1. În plus, în CR 6, conform practicii curente din România, s-a prevăzut pentru zidăria cu elemente din BCA și valoarea $E_z=800f_k$ pentru calculul deformațiilor la ULS (valoarea se folosește și pentru calculul forței tăietoare capabile în cazul panourilor de zidărie de umplură solicitate de forța seismică, în conformitate cu P 100-1).

Nici pentru stabilirea modulului de elasticitate transversal al zidăriei (G_z) nu există o metodă unitară.

Cele mai multe reglementări tehnice, inclusiv standardul SR EN 1996-1, prevăd folosirea relației

$$G_z = 0,4E_z$$

care a fost preluată și în CR 6.

Diferențele între valorile G_z din diferitele norme se datorează, în mare măsură și deosebirilor între metodologiile de determinare a acestei valori.

Astfel, valoarea modulului de elasticitate transversal (G_z) poate fi determinată pe probe de zidărie de dimensiuni reduse, fie prin încercare la forfecare sub efort de compresiune (reglementată în Europa - SR EN 1052-1), fie prin încercare la compresiune pe diagonală, statică sau ciclică (reglementată în SUA - ASTM C 1391 [ASTM C1391 *Standard test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*,

American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA]).

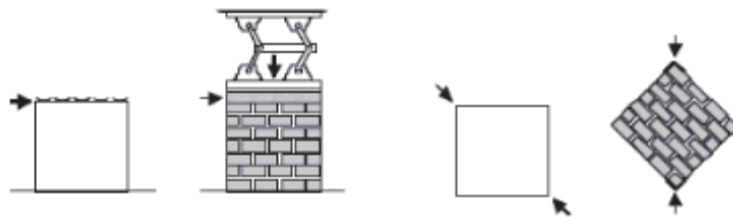


Figura C 8.30. Determinarea modulului de elasticitate transversal al zidăriei

Încercările efectuate conform SR EN 1052-1 [Bosiljkov, V., Zarnic, R., Bokan-Bosiljkov, V. *Strength and deformation properties of the URM brick wallettes under compression*] au confirmat relația $G_z=0,4E_z$ pentru cazul pereților la care forța axială este semnificativă. Folosirea metodei ASTM furnizează valori apropiate de cele date de relația $G_z = 0.4E_z$ în cazul zidăriilor cu elemente de argilă arsă sau beton realizate cu toate tipurile de mortare (cea mai bună concordanță se obține în cazul mortarelor rigide). Încercarea la compresiune diagonală nu este însă recomandată în cazul zidăriei armate.

Datorită împrăștierii mari a valorilor modulului de elasticitate al zidăriei, unii autori [Drysdale, R.G., Hamid, A.A., Baker, L.R. *Masonry Structures. Behavior and Design* Printice Hall, 2009], recomandă ca un calcul mai exact să fie făcut cu cel puțin două valori ale modulului de elasticitate pentru a se verifica eventualele sporuri de eforturi în diferite elemente structurale.

Notă. Încercarea pereților cu dimensiuni apropiate de cele întâlnite curent în construcții este rar folosită, în principal, din considerente de cost.

C8.4.1.(5) În concepția CR 6 și a acestui Cod sunt considerați *pereți izolați* pereții de zidărie (montanții) care sunt legați între ei, la nivelul planșelor, numai prin placă sau prin centuri cu rigiditate nesemnificativă la încovoiere (de exemplu, centurile cu dimensiunile minime prevăzute în CR 6). Rezistența acestor pereți la forța seismică într-o secțiune oarecare este asigurată de momentul încovoiator capabil al secțiunii în prezența forței axiale corespunzătoare. În acest caz deformațiile inelastice se dezvoltă numai la baza montanților.

Dacă legătura între montanți se realizează cu elemente din beton armat cu rigiditate semnificativă la încovoiere și forfecare între montanți se crează o cuplare materializată prin reducerea momentelor încovoiitoare și modificarea forțelor axiale în montanți. Efectul cuplării se poate cuantifica prin raportul între suma momentelor încovoiitoare preluate de montanți (M_i) și momentul încovoiator (M) total aferent peretelui.

În cazul unui perete cu un șir de goluri coeficientul de cuplare se poate defini cu relația

$$C_c = 1 - \frac{M_1 + M_2}{M}$$

Valorile mici ale coeficientului C_c indică o cuplare *slabă*.

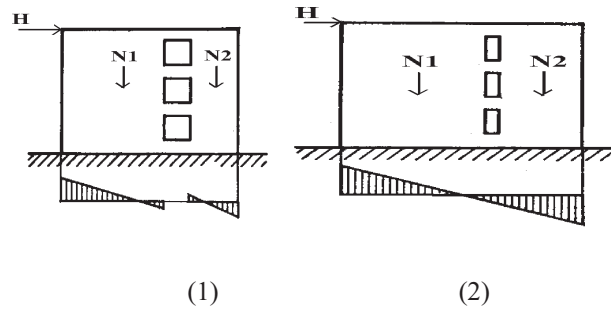


Figura C 8.31. Efectul riglelor de cuplare

În cazul peretelui 1 din figura C 8.31 rigiditatea riglelor de cuplare este slabă în raport cu cea a montanților și momentul capabil al peretelui (M) este apropiat de suma momentelor celor doi montanți, M_1 și M_2 (cuplare *slabă* $C_c \Rightarrow 0$). Rigele de cuplare ale peretelui 2 sunt scurte și au rigiditate importantă și momentul capabil al peretelui este apropiat de cel al peretelui plin (cuplare *puternică* $C_c \Rightarrow 1$).

În condițiile în care, prin măsuri specifice de dimensionare/armare, dezvoltarea deformațiilor inelastice în elementele de cuplare se produce înainte ca montanții să atingă limita domeniului elastic, sistemul structural cu pereți cuplați permite disiparea energiei seismice la fiecare nivel înainte de dezvoltarea deformațiilor inelastice în secțiunile de la bazele montanților.

C8.4.1.(9) Pentru calculul seismic, planșeele clădirilor din zidărie se identifică din punct de vedere al rigidității în plan orizontal conform CR 6,

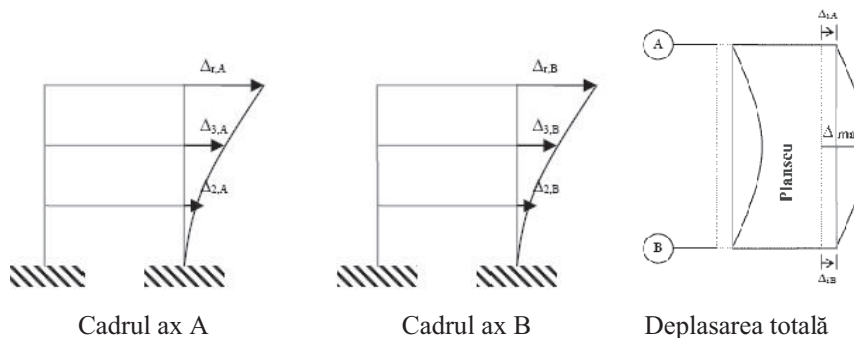


Figura C 8.32. Deformațiile planșeului în plan orizontal

În [Jain, S.K. *A Proposed Draft for IS 1893. Provisions on Seismic Design of Buildings:Part II: Commentary and Examples* Journal of Structural Engineering, vol.22 , No.2 July 1995] se afirmă că este necesar să se țină seama de flexibilitatea planșeului în plan orizontal dacă există relația

$$\Delta_2 \geq 1.5 \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{2}$$

cu notațiile din figurile C 8.32. și C 8.33.

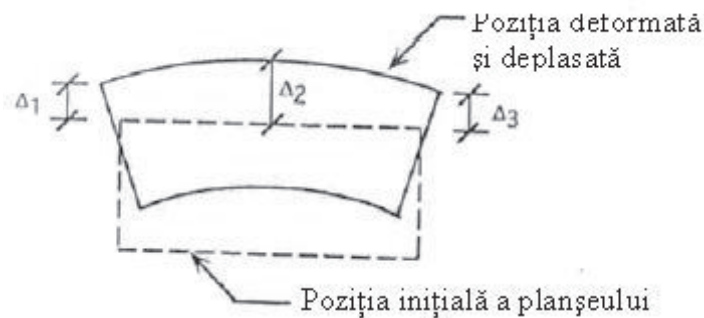


Figura C 8.33. Notații pentru verificarea condiției de rigiditate a planșeului în plan orizontal

C8.4.1.1.(11) Prevederea are ca scop eliminarea alcătuirilor structurale de ansamblu care pot da naștere unor efecte nefavorabile datorită introducerii unor planșee/legături la niveluri intermediare.

În principal, aceste efecte constau în:

- răsucirea de ansamblu datorită rigidităților diferite ale subansamblurilor structurale din cele două zone ale clădirii;
- producerea unor eforturi importante în planșeul acoperișului comun.

Proiectantul poate alege una din cele două variante propuse pe baza condițiilor particulare ale fiecărei construcții.

C 8.4.2. Modele și metode de calcul pentru stabilirea forțelor seismice de proiectare

C8.4.2.(1) Satisfacerea cerinței fundamentale de *limitare a degradărilor* pentru efectele acțiunii seismice și ale altor acțiuni incluse în situația seismică de proiectare se realizează în principal prin limitarea deplasărilor relative de nivel. În cele ce urmează sunt prezentate unele valori limită propuse de diferiți cercetători sau stabilite în reglementările tehnice ale unor țări pentru clădirile din zidărie confinată

⇒ Prevederi ale reglementării din Mexic DF

Sunt prevăzute următoarele limitări:

- Pereți portanți din zidărie confinată cu elemente pline, cu armare orizontală sau plasă ⇒ 5‰
- Pereți portanți din zidărie confinată cu elemente pline, zidărie confinată cu elemente cu goluri, cu armare orizontală sau cu plase ⇒ 4‰
- Pereți portanți din zidărie care nu corespund cerințelor pentru zidărie confinată ⇒ 1.5‰

Propuneri mai detaliate de criterii de performanță seismică pentru clădiri din ZC cu elemente pline din argilă arsă sunt date în lucrarea [Alcocer,S.M.,Arias,J.G/, Flores ,L.E. *Some Developments on Performance –based Seismic Design of Masonry Structures*]

Starea limită	Criteriul de performanță		Deschiderea fisurii finale	Driftul de etaj (%)
	Zidărie	Stâlpișori		
De exploatare	Inițierea fisurării înclinate a zidăriei (rezistența de fisurare)	-----	0,1mm	1,5
De reparabilitate	Fisurarea diagonală complet dezvoltată pe suprafața peretelui; începerea zdrobirii zidăriei	Fisuri fine (fir de păr) în stâlpișori;	2,0mm	2,5
De siguranță	Rezistența la forfecare a peretelui. Fisurile înclinate din zidărie pătrund în extremitățile stâlpișorilor	Curgerea armăturii din stâlpișori din forța tăietoare. Inițierea zdrobirii betonului din stâlpișori	5,0mm	4,0

Se menționează că valorile driftului date mai sus sunt orientative și depind, între altele de tipul elementelor pentru zidărie și raportul între capacitatea de rezistență la încovoiere și cea la forfecare.

C8.4.2.(4) Pentru detalierea calculului acestor forțe a se vedea *Comentariile* de la capitolul 10.

C 8.4.2.1. Calculul cu forțe seismice statice echivalente

C8.4.2.1.(4) Relația (8.7) din acest Cod ține seama de faptul că pentru clădirile curente din zidărie, perioada proprie a modului fundamental de vibrație calculată cu relația **(B.3)** din Anexa B la acest Cod rezultă $T_1 < 0,7s$. deci se atinge, pentru toate clădirile, valoarea $\beta_0 = 2,50$ (figura C 8.34).

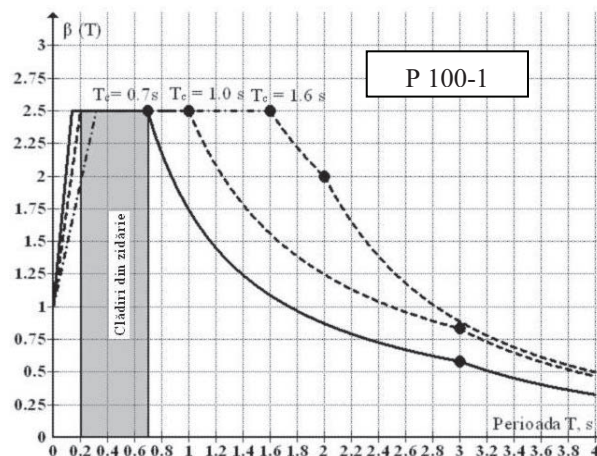


Figura C 8.34. Valerile spectrului elastic pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie

Se acceptă că perioada modului de vibrație fundamental (T_1) poate fi estimată suficient de exact cu formulele simplificate propuse de standardul SR EN 1998-1:

$$i. \quad T_1 = C_1 H^{0.75}$$

unde

$C_t = 0.05$ pentru clădirile cu structurile cu pereți din zidărie;

H este înălțimea clădirii de la fundație sau de la partea superioară a subsolului rigid, în m.

În cazul clădirilor curente din zidărie cu 1÷5 niveluri având înălțimea de nivel $h_{et} = 3.0 \pm 0.20$ m valorile T_1 pot fi determinate din figura C 8.35.

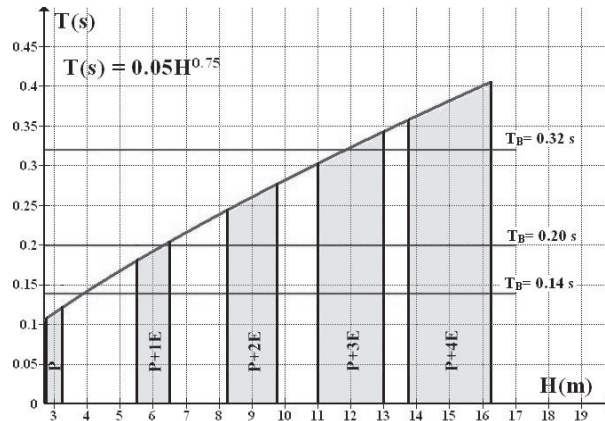


Figura C 8.35. Graficul pentru calculul perioadei proprii T_1 a clădirilor din zidărie

ii. Ca o alternativă mai exactă la relația de la (i) pentru structurile cu pereți de zidărie valoarea coeficientului C_t se poate calcula cu relația:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

în care

- A_c este aria totală efectivă a pereților structurali la primul nivel al clădirii, în m^2 calculată cu relația

$$A_c = \sum \left[A_i \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right]$$

unde

- A_i este aria transversală efectivă a peretelui structural i pe direcția considerată la primul nivel al clădirii, în m^2 ;
- l_{wi} este lungimea peretelui structural i la primul nivel, pe direcția paralelă cu forța aplicată, exprimată în m, cu limitarea $l_{wi}/H \leq 0,9$.

Referitor la masa totală supusă acțiunii seismice, se precizează că în cazul clădirilor din zidărie valoarea acesteia este compusă, în ponderi diferite din masa elementelor verticale și din masa aferentă planșeelor.

În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie, masa proprie a elementelor structurale verticale reprezintă o parte importantă a masei totale a clădirii, care depinde de:

- densitatea pereților structurali;
- înălțimea de nivel;
- greutatea specifică a zidăriei

Raportul maselor celor două subansambluri componente depinde de alcătuirea construcției între următoarele limite:

- în cazul clădirilor cu pereți din elemente ceramice pline și planșee din lemn masa zidăriei pe nivel este superioară masei planșeului
- în cazul zidăriilor cu elemente din BCA și planșee din beton, masa planșeului este superioară masei zidăriei

Această particularitate a clădirilor din zidărie face ca modelul dinamic clasic, cu mase concentrate la nivelul planșeelor și cu elemente verticale lipsite de masă proprie, să reprezinte, în unele cazuri, numai o aproximare relativ grosieră a comportării dinamice reale a clădirii.

O modelare mai realistă a maselor de nivel supuse acțiunii seismice în cazul clădirilor cu 2 ÷ 3 niveluri este dată în figura C 8.36.

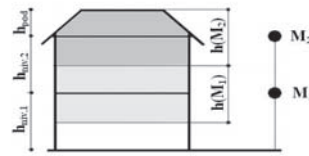


Figura C 8.36. Modelarea maselor la clădiri din zidărie cu puține niveluri (variantă)

Masa M_1 este constituită din câte 1/2 din masa structurii verticale a nivelurilor 1 și 2 la care se adaugă masa planșeului peste nivelul 1 (care include și fracțiunea din încărcările utile)

Masa structurii verticale pe 1/2 din înălțimea primului nivel (cu $h_{niv.1}$) se neglijează fiind considerată solidară cu fundația rigidă a clădirii.

În cazul clădirilor cu mai multe niveluri, masa nivelurilor intermediare se determină în mod analog.

Masa M_2 este constituită din 1/2 din masa structurii verticale a ultimului nivel și masa șarpantei și a învelitorii la care se adaugă masa planșeului peste ultimul nivel. Această schemă poate fi acceptată deoarece structura șarpantei este, de regulă, suficient de rigidă pentru ca deformațiile proprii ale acesteia să fie neglijate.

De asemenea pentru a se ține seama de distribuția reală a masei în clădire, în cazul clădirilor din zidărie cu un singur nivel și acoperiș ușor (din lemn sau din oțel), sau în cazul clădirilor cu pereți deosebit de groși (cum este cazul unor clădiri monumentale sau biserici), schema structurală se poate stabili folosind expresia cunoscută a masei echivalente care conduce la aceiași valoare a perioadei proprii de oscilație a consolei

$$M = 0.25m_{zid}h_{zid} + M_{acop}$$

În formula de mai sus m_{zid} este masa structurii verticale pe 1 metru liniar în elevație.

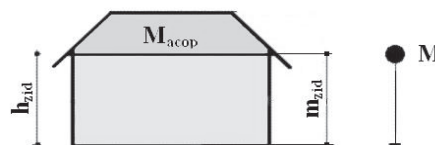


Figura C 8.37. Modelarea masei în cazul clădirilor din zidărie cu un singur nivel

În cazul planșeelor flexibile în planul lor, acestea se includ în modelul structural, cu valorile corespunzătoare ale rigidității și grade suplimentare de libertate dinamică,

rezultate din oscilația planșeelor în plan orizontal. În acest caz, deoarece nu se realizează legături indeformabile între pereții structurali, masa planșeului aferentă fiecărui perete și greutatea proprie a acestuia vor fi concentrate, la fiecare nivel, în punctele de intersecție ale peretelui cu planșeele.

C 8.5. Principii și reguli generale de alcătuire specifice construcțiilor cu pereți structurali din zidărie

C 8.5.1. Condiții generale

C8.5.1.(2) Prevederile generale și detaliile de alcătuire date în CR 6 și în acest capitol asigură realizarea unui ansamblu structural cu rigiditate spațială (cutie rigidă) capabil să preia în același timp, încărcările verticale, permanente și utile, precum și solicitările seismice indiferent de direcția de acțiune a acestora.

Ca urmare, solicitările dominante în pereții structurali, datorate cutremurului, sunt următoarele:

- pereții paraleli cu direcția forței seismice de proiectare: eforturi secționale și deformații în planul peretelui;
- pereții perpendiculari pe direcția forței seismice de proiectare: eforturi secționale și deformații perpendiculare pe planul peretelui și, eventual, eforturi secționale și deformații în planul peretelui rezultate din răsucirea generală a clădirii.

Absența sau rezistența insuficientă a legăturilor între pereții structurali de pe cele două direcții reprezintă o carență structurală importantă:

- capacitatea de rezistență a structurii este diminuată deoarece lipsește aportul "tălpilor" pereților compuși (L,T,I);
- sporește riscul de pierdere a stabilității/avariere gravă a pereților datorită acțiunii seismice perpendiculare pe planul lor deoarece lipsesc legăturile verticale de la extremități.

C 8.5.2. Proiectarea suprastructurii

C 8.5.2.1. Pereți structurali

C 8.5.2.1.1. Condiții generale

C8.5.2.1.1.(1) Sunt considerați *pereți structurali* toți pereții de zidărie care îndeplinesc simultan următoarele condiții:

- au dimensiunile minime (lungimea și grosimea) date în CR 6;
 - au continuitate până la fundații;
 - sunt executați din materialele menționate în CR 6 și la **8.2** din acest Cod.
- În cazul în care dispunerea golurilor în perete este neregulată pe înălțime (diferă de la etaj la etaj), pentru stabilirea modelului de calcul este necesară identificarea panourilor cu continuitate pe verticală și care au cel puțin dimensiunile minime stabilite de CR 6 (panouri active).

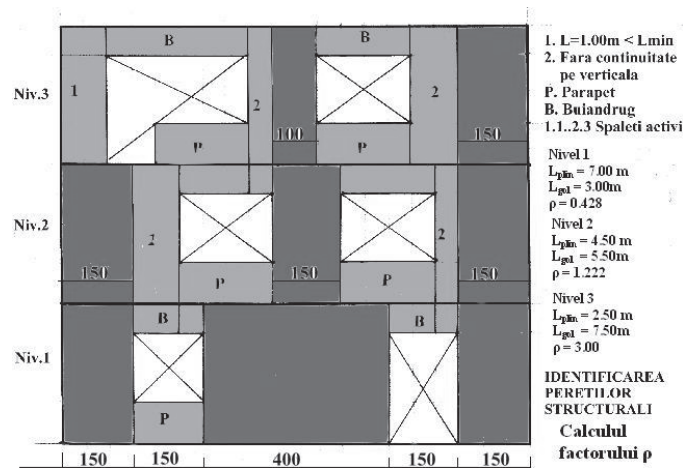


Figura C 8.38. Identificare pereților structurali (arii active)
 (zonele poșate cu gri nu participă la preluarea forțelor seismice)

C8.5.2.1.1.(2) Termenul "*pereți nestructurali*" are semnificația dată în CR 6. Acești pereți, care nu fac parte din ansamblul spațial al pereților care alcătuiesc *structura principală* (structura care asigură rezistența mecanică și stabilitatea întregii clădiri) trebuie să satisfacă cerința esențială de **rezistență mecanică și stabilitate** definită în Legea nr.10/1995, cu modificările și completările ulterioare, sub efectele încărcărilor aferente specificate în CR 6.

Forța seismică de proiectare perpendiculară pe plan se determină conform prevederilor din acest Cod, Capitolul 10. Calculul rezistenței pereților nestructurali la acțiunea seismică perpendiculară pe plan se face cu procedeul general stabilit în CR 6.

C 8.5.2.1.2. Arii de zidărie și cerințe privind geometria pereților

C8.5.2.1.2.(1) În toate cazurile, valorile necesare ale ariilor de zidărie pe ambele direcții principale ale construcției se determină prin calcul dar nu pot fi mai mici decât cele care realizează densitatea minimă constructivă a pereților ($\rho\%$) dată în tabelele 8.2÷8.4, în funcție de accelerația seismică de proiectare. În cazul clădirilor cu regularitate în plan și în elevație valorile minime din tabelele 8.2÷8.4 asigură, de regulă, satisfacerea cerinței de rezistență. În cazul clădirilor fără regularitate valorile din tabele trebuie considerate ca date de referință pentru proiectarea preliminară.

Prevederea în proiecte a ariilor de zidărie care asigură densitatea minimă constructivă ($\rho\%$) pe fiecare direcție principală nu elimină obligația proiectantului de a verifica prin calcul satisfacerea cerinței de rezistență la acțiunea forțelor seismice de proiectare.

C8.5.2.1.2.(3) Limitarea raportului "gol/plin" are ca scop evitarea slăbirii exagerate a pereților structurali prin goluri de uși și ferestre. Valorile rapoartelor gol/plin sunt corelate cu valorile medii ale eforturilor unitare de forfecare care se pot dezvolta în pereții clădirilor în funcție de numărul nivelurilor și de zona seismică. Valorile mai mari admise pentru pereții exteriori au în vedere și necesitatea iluminării încăperilor și posibilitatea de a se obține imagini arhitecturale mai deosebite. Valorile din tabel se referă la clădirile cu regularitate în elevație (cu goluri suprapuse). În cazul în care condițiile de regularitate nu sunt satisfăcute, valorile din tabelul 8.5 au numai caracter orientativ (pentru proiectarea preliminară) și este recomandată efectuarea unui calcul static neliniar pentru a se verifica dacă nu există elemente susceptibile de cedare prematură.

C 8.5.2.1.3. Secțiuni de zidărie slăbite prin goluri și șlițuri

C8.5.2.1.3.(1) Trimiterea la CR 6. se referă la verificarea pereților în care golurile de uși și/sau ferestre sunt amplasate în poziții decalate la etajele adiacente. Prin această dispunere, atunci când este permisă de proiectul de arhitectură se obțin anumite avantaje structurale (reducerea eforturilor și sporirea rigidității). În cazul în care golurile decalate sunt dispuse neregulat pot rezulta, local, devieri bruște ale traseului normal al încărcărilor gravitaționale și seismice și concentrări de eforturi unitare de compresiune și de forfecare cu valori mult mai mari decât media pe nivelul respectiv. Verificarea rezistenței pereților se face pe o schemă de "grindă cu zăbrele" ca și pentru pereții din beton armat (a se vedea, de exemplu, **CR 2 -1-1.1**).

Trimiterea la CR 6. se referă la verificarea secțiunilor slăbite de șlițuri verticale. Verificarea este obligatorie dacă adâncimea șlițului este mai mare decât limita prevăzută în CR 6 dar se recomandă și în cazul în care această limită este respectată, mai ales pentru pereții cu secțiune compusă (L,T, dublu T), cu tălpi dezvoltate aproape de valoarea maximă admisă de CR 6, ai clădirilor situate în zonele seismice cu accelerații de proiectare mari (orientativ $a_g \geq 0,25g$).

C 8.5.2.2. Planșee

C8.5.2.2.(2) Prevederea planșeelor rigide în plan orizontal are ca scop asigurarea conlucrării spațiale a pereților de pe cele două direcții principale și a posibilității de redistribuire a eforturilor între pereți în cazul în care capacitatea de rezistență a unora dintre aceștia este depășită. Prevederea în proiecte a planșeelor rigide din beton armat monolit sau prefabricat (cu legături adecvate între piesele prefabricate și între acestea și pereții structurali) constituie o regulă generală pentru clădirile din zidărie situate în zone seismice. Excepțiile prevăzute sunt permise numai pentru clădiri cu puține niveluri, din clasele de importanță inferioare și care sunt amplasate în zone cu accelerație seismică de proiectare mică.

C8.5.2.2.(5) Rigiditatea și rezistența planșeelor în plan orizontal pot fi afectate prin dispunerea în poziții defavorabile a golurilor cu dimensiuni mari (a se vedea, de exemplu CR 6)

În cazul în care astfel de situații nu pot fi evitate se recomandă, efectuarea unui calcul spațial care să ia în considerare rigiditatea efectivă, în plan orizontal, a planșeelor din zonele cu goluri mari.

C 8.5.3. Proiectarea infrastructurii

C8.5.3.(3) Prevederea are ca scop asigurarea extinderii principiului ierarhizării capacităților de rezistență până la nivelul terenului de fundare evitând astfel cedări ale infrastructurii în cazul cutremurelor severe cu consecințe care nu pot fi apreciate cu suficientă exactitate

C 8.5.3.1. Fundațiile pereților structurali

C8.5.3.1.(1),(2) Prevederea de la (1) urmărește asigurarea unui traseu direct al încărcărilor verticale și orizontale către terenul de fundare, condiție de regularitate recomandată pentru asigurarea unui răspuns seismic favorabil. Excepția permisă la (2) se bazează pe faptul că, în unele situații, fundațiile de tip "talpă continuă" pot căpăta dimensiuni care depășesc cu mult lățimea necesară și devin scumpe, ca urmare a unor condiții constructive (generate, de exemplu, de lățimea minimă a săpăturilor în șanțuri). Această situație se întâlnește în special la clădirile cu 1-2 niveluri așezate pe terenuri

normale de fundare pentru care presiunea pe talpa fundațiilor continue (cu lățimi care depășesc cu 5÷10 cm grosimile zidurilor) este, în general, sub $\frac{2}{3} \div \frac{3}{4}$ din presiunea convențională. Datorită înălțimii reduse a clădirilor și intensității reduse a încărcărilor seismice pentru care este acceptată soluția propusă, eforturile din grinzi care susțin pereții structurali din elevație pot fi menținute, fără dificultăți constructive, în domeniul elastic de comportare.

C 8.5.3.2. Socluri

C8.5.3.2.(1),(2) Folosirea betonului armat este recomandabilă pentru a preveni eventualele ruperi fragile ale soclurilor sub efectul eforturilor secționale generate de acțiunea seismică la baza pereților (cu eforturile secționale *elastice*, calculate cu factorul de comportare $q=1$). Excepția de la (2) are în vedere cazurile în care, în condițiile menționate mai sus, eforturile secționale din socluri au valori care pot fi preluate de betonul simplu. Se recomandă ca proiectantul să examineze în același timp și oportunitatea dispunerii unor armături minimale pentru prevenirea efectelor contracției betonului (în aceste condiții clasa betonului va fi stabilită pentru a asigura protecția armăturilor).

C 8.5.3.3. Pereți de subsol

Măsurile constructive au ca obiect realizarea la nivelul subsolului a unui subansamblu cu rezistență și rigiditate spațială superioare celor ale suprastructurii, capabil să asigure transmiterea eforturilor către terenul de fundare fără depășirea domeniului de comportare elastică a materialelor și a terenului de fundare.

C8.5.3.3.(2) Excepția de la (2) are în vedere cazurile în care, în condițiile menționate mai sus, eforturile secționale din pereții de subsol au valori care pot fi preluate de betonul simplu. Proiectantul va examina în același timp și oportunitatea dispunerii unor armături minimale pentru prevenirea efectelor contracției betonului (în aceste condiții clasa betonului va fi stabilită pentru a asigura protecția armăturilor).

C8.5.3.3.(4) A se vedea și **C8.5.3.3**. Pentru calculul pereților cu zone slăbite se va ține seama de prevederile de la 8.5.3 (3).

C 8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie

C 8.5.4.1. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA)

Referitor la aceste prevederi se fac următoarele precizări:

(1) Sistemul de centuri participă la asigurarea caracterului spațial al structurii prin legăturile între pereții structurali de pe cele două direcții și între pereți și planșee. În cazul planșeelor din grinzi de lemn/profile metalice elementele de rezistență trebuie să fie legate eficient de centuri (prin înglobare pe cel puțin $\frac{2}{3}$ din lățimea centurii sau prin ancorare în centură, dar fără întreruperea armăturii din centuri). Pentru a se realiza o transmitere cât mai uniformă a încărcărilor verticale, centurile se execută pe toată lățimea peretelui (cu o eventuală reducere pentru aplicarea protecției termice la pereții de fațadă).

Centurile contribuie și la limitarea propagării fisurilor înclinate de la un nivel la altul (figura C 8.39.). Aportul armăturilor din centuri nu este luat considerare la calculul rezistenței la forță tăietoare pentru clădirile din **ZNA**.

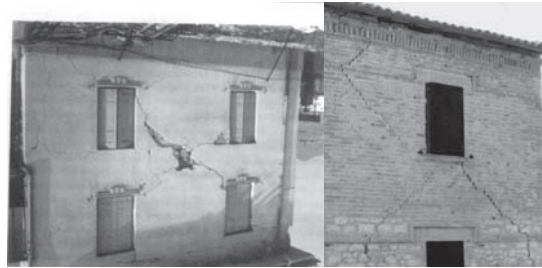


Figura C 8.39. Propagarea fisurilor la clădiri din zidărie nearmată fără centuri

Peste golurile de uși și de ferestre se prevăd, în mod obligatoriu, buiandrugii din beton armat, care pot fi legați cu centura de la nivelul planșeului, dacă înălțimea totală nu depășește 60-70 cm, sau pot fi independenți pentru înălțimi mai mari.

În cazul în care buiandrugul este legat cu centura de la planșeu, armarea acesteia va fi continuă (înglobată la partea superioară a buiandrugului) iar la partea inferioară va fi dispusă o armătură egală cu maximum 0.1% din întreaga secțiune. Această prevedere este acoperitoare, deoarece limitează/elimină efectul favorabil de reducere a momentului încovoietor în montanți datorită cuplării.

În cazul în care buiandrugul este separat de centură, armarea acestuia se va face numai pentru încărcările verticale aferente, cu procentul minim din reglementările în vigoare pentru *elemente care nu participă la preluarea forței seismice*.

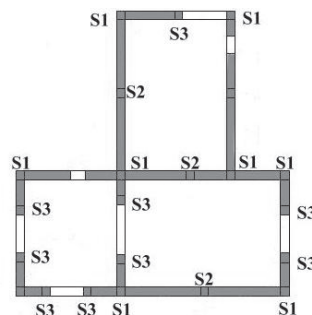
Deoarece în cazul zidărilor nearmate (fără stâlpișori la colțuri) legătura între zidurile perpendiculare se asigură numai prin țesere, pentru zonele cu $a_g \geq 0,15g$ s-a prevăzut, ca o măsură de asigurare suplimentară, montarea în rosturi a unor armături de legătură.

C 8.5.4.2. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC)

Eficiența tuturor categoriilor de armături din zidărie (în elementele de confinare, în rosturile orizontale și în stratul median al zidăriei cu inimă armată) depinde de modul în care se realizează ancorarea și înădăirea acestora. În CR 6 s-au prevăzut toate detaliile de armare conform reglementărilor în vigoare pentru beton armat.

C 8.5.4.2.1. Prevederi referitoare la stâlpișori

C8.5.4.2.1.(1) Prevederile referitoare la dispunerea în plan a stâlpișorilor sunt detaliate în figura C 8.40.



S1- la colțuri și intersecții; S2 - intermediari, când distanțele între S1 depășesc 4.0 m la clădiri în sistem celular și 5.0 m la clădiri în sistem fagure S3- lângă goluri

Figura C 8.40. Amplasarea stâlpișorilor la clădiri din zidărie confinată conform CR 6

C8.5.4.2.1.(5) Standardul SR EN 1998-1 stabilește pentru toate elementele de confinare procentul minim de armare longitudinală de 1% și condiția ca aria armăturii longitudinale să fie $\geq 300 \text{ mm}^2$.

Oricum, pentru dimensiunea minimă a stâlpișorilor (25x25cm), cu procentul minim de 0.8%, rezultă $A_a = 5.0 \text{ cm}^2$. Deoarece $4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2 < A_{a, \text{min}}$ prevederea din Cod conduce la $4\Phi 14 = 6.16 \text{ cm}^2$ care corespunde practic procentului minim de 1%.

Pentru dimensiuni mai mari ale stâlpișorilor, procentul minim din SR EN 1998-1 conduce la sporuri de armătură importante în raport cu practica curentă (acest aspect este relevant în special pentru stâlpișorii ale căror dimensiuni rezultă din condiții constructive- de exemplu, din necesitatea de modulare conform CR 6).

Prevederile referitoare la armarea transversală a stâlpișorilor date în CR 6 corespund cerințelor din SR EN 1998-1 și practicii curente din România.

Prevederile referitoare la bordarea golurilor cu stâlpișori și la sporirea constructivă a dimensiunilor stâlpișorilor (și, implicit, a cantității de armătură din aceștia) conduc la creșterea semnificativă a momentului capabil al pereților și, în consecință, la creșterea forței tăietoare asociată acestui moment. Din acest motiv, de cele mai multe ori, pentru ca zidăria să poată prelua forța tăietoare care rezultă este necesar să se prevadă în proiecte elemente pentru zidărie și/sau mortare cu rezistențe de aderență mai mari decât cele minime cerute de CR 6 și/sau armarea zidăriei în rosturile orizontale.

C 8.5.4.2.2. Prevederi referitoare la centuri

C8.5.4.2.2.(1) Prevederea centurilor intermediare la clădirile cu pereți rari și la clădirile tip "sală/hală" are ca scop sporirea rezistenței peretelui la:

- ruperea în scară din forța tăietoare (concentrarea unei cantități semnificative de armătură în această centură intermediară);
- acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui.

C8.5.4.2.2.(3) Prevederea are ca scop asigurarea funcționării efective a sistemului de centuri din zidărie în vederea menținerii integrității pereților din zidărie sub efectul simultan al încărcărilor seismice în planul pereților și perpendicular pe acest plan. În particular, prin continuitatea centurii din traveea casei scării se asigură preluarea forței de întindere din diafragma orizontală în această secțiune. În lipsa centurii brațul de pârghie al eforturilor din planșeu este mult redus (uneori la $\frac{1}{2}$ din valoarea totală) ceea ce conduce, în special în cazul structurilor cu pereți rari, la necesitatea unor armări puternice la limita interioară a casei scării.

C 8.5.4.2.4. Prevederi referitoare la armarea zidăriei în rosturile orizontale

Introducerea armăturilor în rosturile orizontale ale zidăriei contribuie la sporirea rezistenței peretelui confinat la forța tăietoare și a ductilității peretelui.

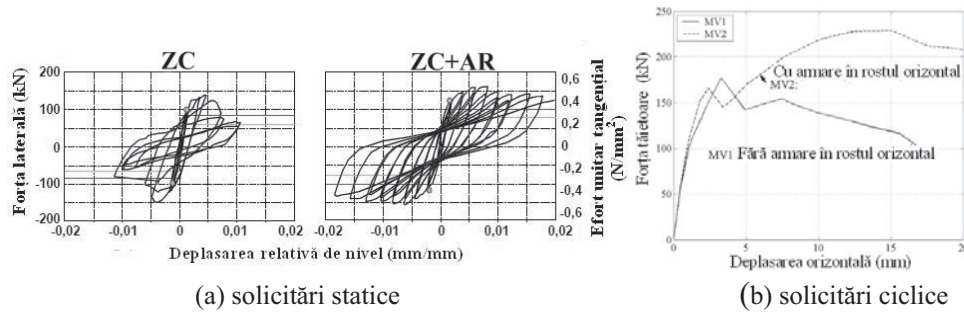


Figura C 8.41 Efectul armăturii în rosturile orizontale

[San Bartolomé,A.,Quiun, D., Mayorca,P. *Proposal of a standard for seismic design of confined masonry buildings* Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Bulletin of ERS, No.37]

[Alcocer,S.M.,Arias,J.G/, Flores ,L.E. *Some Developments on Performance –based Seismic Design of Masonry Structures*]

Examinarea celor două diagrame din figura C 8.41 arată că în prima fază, în ambele probe testate, comportarea peretelui a fost liniară, până la producerea primei fisuri înclinate. Solicitățile ulterioare, cu deplasări impuse mai mari, au condus la creșterea deschiderii fisurii principale în zona diagonalei comprimate ceea ce a făcut ca peretele să fie, practic, separat în două părți cu formă triunghiulară. În acest stadiu rigiditatea peretelui este considerabil scăzută iar rezistența este asigurată prin frecare, prin încheștarea mecanică între elementele pentru zidărie și prin rezistența la forfecare a stâlpișorilor din beton armat. În continuare rezistența la forță tăietoare a peretelui de zidărie confinată scade sever ca urmare a degradării elementelor (zdrobire locală) și forfecării secțiunilor de la capetele stâlpișorilor. În cazul pereților cu armături profilate, cu rezistență ridicată, dispuse în rosturile de așezare se constată o comportare mai bună în cea ce privește rezistența, disiparea energiei și capacitatea de deformație. În acest caz, încercările au arătat că fisurarea zidăriei este mai uniform distribuită iar fisurile sunt mai fine ceea ce sugerează existența unei zone comprimate cu lățime mai mare care este echilibrată de eforturile de întindere din armăturile orizontale.

Așa cum rezultă din tabelul 8.4., factorul de comportare q pentru zidăria confinată și armată în rosturile orizontale este mai mare cu 20% decât cel pentru zidăria fără armături în rosturile orizontale.

În condițiile producerii fisurilor înclinate, barele de oțel intersectate de fisuri se opun depărtării celor două fețe ale fisurii și capătă deformații longitudinale. Eforturile care se dezvoltă în armături cresc pe măsura creșterii deformațiilor, dar numai atât timp cât acestea rămân în domeniul elastic (pentru oțelurile fără consolidare - de tip OB37 și PC52). Forța corespunzătoare reprezintă o parte din capacitatea totală de rezistență a peretelui.

Numeroase încercări efectuate, atât pe elemente pline cât și pe elemente cu perforații dispuse vertical, au arătat că, pentru pereții solicitați la forță tăietoare în planul lor, prezența armăturilor reduce procesul de degradare a rezistenței după atingerea valorii maxime și în același timp reduce și uniformizează fisurarea peretelui. Aceste efecte depind de cantitatea de armătură dispusă în rosturi și de condițiile de ancorare la capetele barelor. Unele încercări au arătat eficiența armăturilor din rosturile orizontale chiar pentru procente mici ($\cong 0.05\%$), concretizată prin creșterea raportului dintre forță tăietoare maximă și forță tăietoare corespunzătoare fisurării.

Pentru a se reduce riscul de rupere a zidăriei din efortul principal de compresiune (rezultat din suprapunerea efortului normal din compresiunea axială cu cel tangențial din forța tăietoare) cantitatea de armătură longitudinală din rosturi trebuie limitată.

Astfel, în cazul zidăriilor cu elemente cu perforații verticale, în [Alcocer, S.M. and Zepeda, J.A. *Behavior of multi-perforated clay brick walls under earthquake-type loading*. Proc. of the 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, 1998] se recomandă ca procentul maxim al armăturilor orizontale să fie limitat în funcție de rezistența la compresiune a zidăriei (f_k) și de rezistența oțelului (f_y) la valoarea

$$p_{h,\max} \leq 0.15 \frac{f_k}{f_y}$$

În cazul zidăriilor confinate, efectul armăturii din rosturi este îmbunătățit dacă barele sunt ancorate în stâlpișorii de margine. Eficiența armăturii din rosturile orizontale depinde în mare măsură de calitatea zidăriei, în special de calitatea mortarului, deoarece, în timpul solicitării seismice alternante, aderența între armătură și mortar se poate deteriora. În această situație eforturile în oțel rămân limitate, fără a se atinge curgerea, și, în consecință, nu se mai produce, pe această cale, disiparea energiei seismice.

C 8.5.4.3 Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți din zidărie cu inimă armată (ZIA)

C8.5.4.3.(4) Prevederea ține seama de faptul că, datorită modului de fabricare a oțelului (prin ecrusare), capacitatea de deformare post elastică a oțelului din plasele sudate (tip sârmă trasă la rece) este mult mai mică decât cea a oțelurilor din categoria de rezistență I (tip OB 37) și din categoria de rezistență II (tip PC 52).

Din acest motiv utilizarea plaselor nu este permisă la primul nivel unde, sub efectul acțiunii seismice corespunzătoare accelerației de proiectare, este dirijată, prin concepție, dezvoltarea deformațiilor postelastice. Pentru celelalte niveluri, dimensionarea barelor din plasă trebuie să se facă astfel încât oțelul să rămână în domeniul elastic de comportare pentru forța tăietoare asociată momentului capabil al peretelui (calculat cu suprazistența armăturilor dacă la extremitățile peretelui există stâlpișori armați vertical cu oțel din categoriile de rezistență I sau II).

C 8.6. Verificarea siguranței

C 8.6.1. Cerința de rezistență în raport cu starea limită ultimă (ULS)

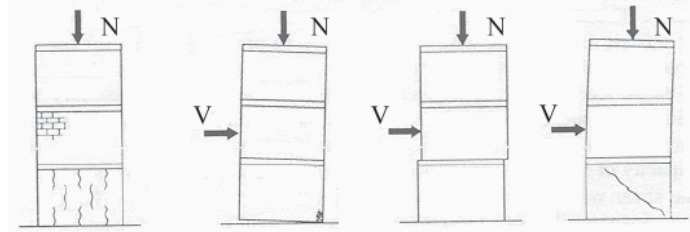
C 8.6.1.1. Cerința de rezistență pentru efectele cutremurului în planul peretelui

Formarea mecanismului de disipare a energiei seismice prin localizarea zonelor plastic potențiale la baza montanților, conform CR 6, este favorizată de faptul că pentru cazul clădirilor regulate se poate demonstra că valoarea raportului dintre momentul capabil într-o secțiune la cota z și momentul capabil în secțiunea de încastrare este superioară valorii raportului între momentul de răsturnare în secțiunea respectivă și momentul de răsturnare la bază

$$\frac{M_{cap}(z)}{M_{cap}(z=0)} > \frac{M_r(z)}{M_r(z=0)}$$

Existența acestei relații reprezintă o premiză de realizare a cerinței de dirijare a zonelor de dezvoltare a deformațiilor inelastice în secțiunea de la bază. Gradul de acoperire a diagramei de momente de răsturnare depinde de valoarea raportului între efortul unitar de compresiune din încărcările verticale (≥ 0) și efortul unitar de proiectare la compresiune (f_d) și este mai mare în cazul clădirilor cu $n_{niv} \geq 3$

C8.6.1.1.(1) Ruperea unui panou de zidărie sub efectul combinat al încărcărilor verticale și orizontale se poate produce sub una din următoarele forme:



- (a) $V=0$ Rupere din compresiune centrică
 (b) Rupere din compresiune excentrică (desprindere în rost și/sau zdrobirea zidăriei comprimate)
 (c) Rupere din forță tăietoare (lunecare în rost orizontal)
 (d) Rupere din forță tăietoare (în scară, numai prin rosturi/ prin rosturi și elemente)

Figura C 8.42 Scheme de rupere a panourilor de zidărie din compresiune și forță tăietoare

Schemele din figura C 8.42. - cu aceleași notații- se regăsesc în imaginile din figura C 8.43.

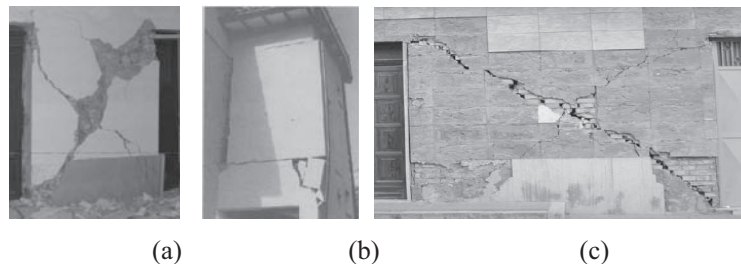


Figura C 8.43 Ruperea panourilor de zidărie - exemplificări

C8.6.1.1.(9) Condiția se referă la pereții structurali pentru care momentul capabil este mai mare decât momentul încovoietor care revine peretelui în ipoteza comportării elastice a structurii la acțiunea cutremurului de proiectare. Este cazul, des întâlnit, al unor pereți din clădiri cu puține niveluri, situate în zone seismice cu valori a_g mici, care, din considerente arhitecturale/funcționale, au lungimi mari (de exemplu, pereți de calcan, la limita de proprietate, sau pereți care separă apartamentele în cazul locuințelor cuplate). În acest caz, rezistența de proiectare la forță tăietoare nu trebuie să fie mai mare decât valoarea forței tăietoare elastice ($q=I$).

Prezența acestor pereți, dacă sunt amplasați în poziție excentrică, conduce, de regulă, la eforturi de răsucire de ansamblu care amplifică solicitarea pereților de contur.

C 8.6.1.2. Cerința de rezistență pentru efectele cutremurului perpendicular pe planul peretelui

C 8.6.1.2 (1) Se aplică prevederile CR 6 care țin seama de anizotropia zidăriei.

Determinarea corectă a eforturilor secționale în perete sub efectul încărcărilor perpendiculare pe planul peretelui, este condiționată, în mare măsură, de identificarea condițiilor reale de prindere/fixare pe contur a panoului de zidărie (rezemare simplă, încastrare elastică din continuitate, latură liberă). Se subliniază faptul că modelarea ca

placă elastică (acceptată în regelementări mai vechi) poate furniza rezultate nerealiste în cazul pereților cu anizotropie accentuată (cu rosturi verticale neumplute sau cu îmbinări mecanice - tip "nut și feder").

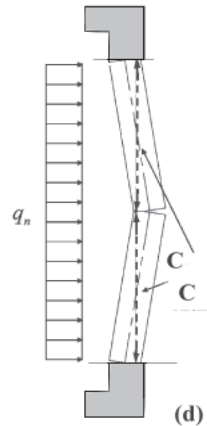
8.7.6. Rezistența de proiectare a pereților supuși la încovoiere perpendicular pe planul median

Rezistența de proiectare a pereților supuși la încovoiere perpendicular pe planul lor se determină pentru toate categoriile de pereți de zidărie:

- pereți structurali
- pereți nestructurali
- panouri de zidărie înrămată în cadre.

Rezistența la încovoiere perpendicular pe plan se poate dezvolta prin două mecanisme (figura C 8.44.):

1. Rezistența la întindere din încovoiere a zidăriei - conform CR 6.
2. Efectul de arc - perete rezemat lateral și perete rezemat sus și jos .



C- forța de compresiune din efectul de arc

Figura C 8.44. Rezistența zidăriei la încovoiere perpendicular pe plan

Zidăria solicitată normal pe plan se comportă elastic până la fisurare. După fisurare, rezistența la încovoiere este realizată prin secțiunea redusă, analog betonului simplu (se poate admite $W_{pl} \cong 1.75 W_e$) iar apoi scade relativ rapid dacă nu se dezvoltă efectul de arc.

Existența mecanismului de rezistență prin efectul de arc depinde de îndeplinirea mai multor condiții dintre care se menționează în primul rând existența contactului direct între panou și cadru. De asemenea, dezvoltarea efectului de arc este limitată de condiția de stabilitate a peretelui sub efectul forței de compresiune (din acest motiv, în unele lucrări, se consideră că efectul poate fi luat în considerare numai pentru pereți al căror coeficient de zveltețe este ≤ 25) și de un anumit nivel de rigiditate al elementelor cadrului (grinzi și stâlpi).

Deoarece formarea efectului de arc prezintă un nivel ridicat de incertitudine în ceea ce privește realizarea contactului dintre panou și cadru, în CR 6 se consideră că rezistența pereților la acțiunea încărcărilor perpendiculare pe plan este asigurată numai de rezistența la întindere din încovoiere a zidăriei. În aceste condiții, forța seismică de proiectare a pereților structurali sub efectul încărcării seismice perpendiculare pe plan

se determină conform 8.4.2.(4) din acest Cod iar calculul rezistenței se face luând în considerare suprapunerea efectelor din încărcările verticale cu acțiunea seismică normală pe plan calculată conform Cap.10 din prezentul Cod.

În unele cazuri, rezistența de proiectare a panourilor pline poate fi exprimată prin valoarea forței normale pe plan pe care o poate prelua peretele respectiv. Pentru verificarea cerinței de siguranță această valoare urmează să se compare cu valoarea forței de proiectare calculată conform capitolului 10.

În cazul panourilor cu goluri la care $A_{gol} > 0,2 A_{panou}$ forța determinată ca mai sus se reduce, pentru un panou, cu un coeficient subunitar care înmulțește forța determinată pentru întreg panoul:

$$\eta_{gol}(\perp) = 1.25 \left(1 - \frac{A_{gol}}{A_{panou}} \right)$$

Dacă $A_{gol} \leq 0,2 A_{panou}$ existența golului poate fi neglijată.

C 8.6.2. Cerința de rigiditate

Cerința se justifică prin faptul că, în prezent, există un număr mare de produse din grupa **2S** caracterizate fiecare de legi constitutive specifice ($\sigma-\varepsilon/\tau-\gamma$). Datele furnizate de producător trebuie să servească proiectantului pentru aprecierea driftului (raportul între deplasarea relativă a două planșee consecutive și înălțimea nivelului respectiv) limită, acceptabil pentru fiecare produs în parte, astfel încât să fie satisfăcută atât cerința de limitare a degradărilor, cât și cerința de siguranță a vieții. Încercările efectuate în străinătate și în țară, pe zidăriile cu elemente din grupa **2S**, au arătat că avarii care pot fi considerate *ireparabile* au loc la valori ale driftului între 0,8÷1%. Severitatea avarierii acestora este mai redusă pentru zidăriile confinate și armate în rosturile orizontale.

C 8.6.3. Cerința de stabilitate

Prevederea se referă la stabilitatea peretelui sub acțiunea încărcărilor verticale și a forței seismice care acționează în planul peretelui. Stabilitatea pereților din zidărie pentru acțiunea seismică perpendiculară pe planul lor se va verifica pentru forțele seismice determinate conform prevederilor de la Cap.10.

C 8.6.5. Cerințe de rezistență în raport cu starea limită de serviciu (SLS)

C8.6.5.(1) Pentru clădirile din clasele de importanță I și II având în vedere costurile directe și indirecte care pot rezulta prin avarierea pereților de zidărie în cazul cutremurelor care se repetă la intervale de timp mai scurte decât cel al cutremurului de proiectare, pentru zonele seismice cu accelerația terenului pentru proiectare $a_g \geq 0.30g$, rezistența pereților structurali și nestructurali din zidărie și a panourilor înrămate va fi verificată la acțiunea cutremurului cu interval mediu de recurență mai mic decât cel al cutremurului de proiectare. Factorul de reducere a acțiunii seismice pentru verificarea rezistenței se va lua $v=0,5$ iar pentru deplasările laterale impuse factorul v se va lua conform art.10.3.2.2 Factorul de comportare se va lua $q=1.0$ (comportare elastică) iar factorul de material va fi $\gamma_M=1,50$.

C 8.7. Calculul valorilor de proiectare ale rezistențelor pereților din zidărie

C 8.7.1. Prevederi generale de calcul

C8.7.1.(1) Având în vedere faptul că în România cutremurul reprezintă acțiunea care dimensionează clădirile din zidărie pe cea mai mare parte a teritoriului, concepția CR 6 a avut în vedere stabilirea unor măsuri de alcătuire generală, de dimensionare și de detaliere constructivă astfel încât să fie facilitată obținerea unui răspuns seismic favorabil în condițiile unui efort tehnic, tehnologic și economic rezonabil.

Din acest motiv, principalele principii și reguli pentru calculul rezistenței de proiectare au fost date în CR 6. În acest paragraf se dau, în principal, precizări legate de diferențierea măsurilor amintite în funcție de severitatea condițiilor seismice

C8.7.1.(2) Prevederea amintește necesitatea determinării rezistenței de proiectare a pereților pentru ambele situații posibile de acțiune a cutremurului (în planul peretelui și normal pe plan).

C 8.7.2. Prevederi suplimentare pentru calculul pereților structurali la forță axială și încovoiere în planul peretelui

Pentru determinarea rezistenței de proiectare la forța axială și moment încovoiător în CR 6 se folosesc următoarele ipoteze de bază, valabile atât pentru zidăria nearmată, cât și pentru zidăria armată:

1. Ipoteza secțiunilor plane;
2. Rezistența la întindere a zidăriei pe direcție perpendiculară pe rostul orizontal este nulă;
3. Relația efort unitar - deformație specifică este dreptunghiulară pentru calculul la starea limită ultimă (ULS);
4. Relația efort unitar – deformație specifică este triunghiulară pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS).

Ipoteza secțiunilor plane adoptată în CR 6 nu este valabilă pentru toate cazurile. În mod special, nu este valabilă în cazul pereților scurți solicitați de forțe aplicate în planul peretelui. Rezistența ultimă este însă relativ puțin influențată de această neconcordanță.

Modelele de calcul sunt diferite pentru zidăria nearmată (ZNA) și pentru zidăria armată (confinată, cu inima armată).

În cazul zidăriei nearmate CR 6 permite calculul considerând că blocul eforturilor unitare de compresiune pentru ULS este dreptunghiular cu valoarea maximă $0,85f_d$.

Un calcul mai exact pentru valorile mai ridicate ale efortului unitar de compresiune se poate face acceptând că blocul eforturilor unitare de compresiune are forma diagrame constitutive σ - ε a zidăriei [Petrovici,R., *Revizuirea Codului CR 6-2006 (I) Propuneri pentru calculul pereților din zidărie nearmată la compresiune excentrică* - AICPS Review nr.4/2010]. În acest caz se poate pune în evidență efectul "ductilității de material" a zidăriei (raportul $\varepsilon_{mu}/\varepsilon_1$). Compararea diagramelor de interacțiune M - N din figurile C8.46. a și b arată elocvent avantajele zidăriilor "ductile".

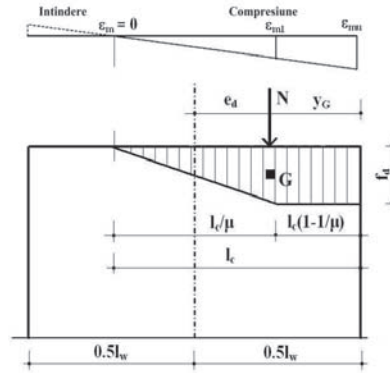


Figura C 8.45 Model complet de calcul la încovoiere și compresie

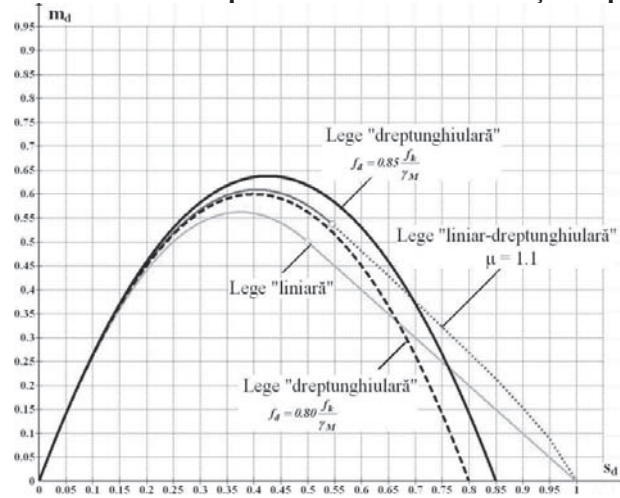


Figura C 8.46a Diagrama de interacțiune M-N pentru zidării "fragile"

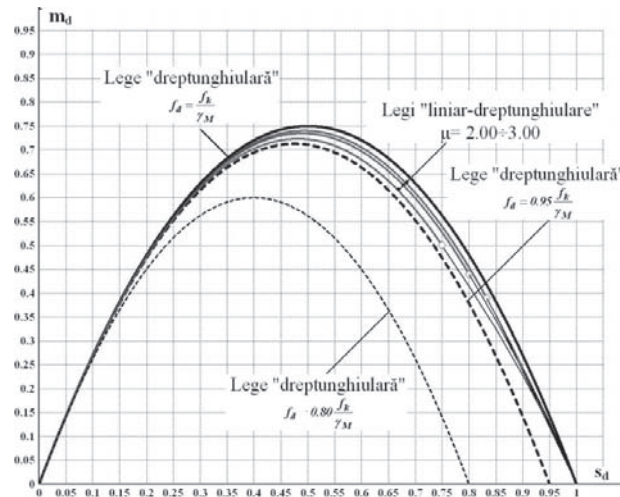


Figura C 8.46b. Diagrama de interacțiune M-N pentru zidării "ductile"

În cazul zidăriei nearmate, rezistența de proiectare - momentul încovoiitor capabil pentru o valoare dată a forței axiale - pentru pereții care se verifică la SLS - se determină în ipoteza că pe secțiunea orizontală a peretelui se acceptă dezvoltarea eforturilor unitare de întindere numai pe o zonă limitată din lungimea peretelui. Limitarea zonei întinse rezultă din condiția ca excentricitatea de aplicare a rezultantei încărcărilor verticale să nu depășească cu mai mult de 20% limita sâmburelui central

al secțiunii. În cazul pereților cu secțiune dreptunghiulară, această condiție revine la limitarea excentricității forței axiale la valoarea $l_w/5$.

În cazul zidăriei confinate, CR 6 menține ipotezele acceptate în mod curent în practica de proiectare din România, și anume:

- În cazul secțiunilor din zidărie armată (**ZC** și **ZIA**) betonul conlucrează cu zidăria până în stadiul ultim. Conlucrarea este limitată de caracteristicile mecanice ale materialului cel mai slab (de regulă elementele pentru zidărie).

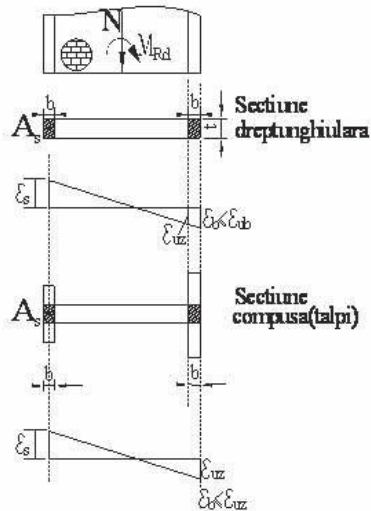


Figura C 8.47 Deformații specifice limită la pereți din zidărie confinată

Pe baza ipotezelor de mai sus, în CR 6 se acceptă că, în cazurile în care nu este necesar un calcul mai exact, rezistența de proiectare la încovoiere (M_{Rd}), asociată forței axiale de proiectare (N_{Ed}), pentru un perete de formă oarecare din zidărie confinată, poate fi calculată prin însumarea rezistenței de proiectare la încovoiere a secțiunii ideale de zidărie nearmată $M_{Rd}(z_{na,i})$ cu rezistența de proiectare la încovoiere corespunzătoare armăturilor din stâlpișorii de la extremități $M_{Rd}(A_s)$

Notă. Ipotezele de mai sus nu sunt în totalitate în concordanță cu prevederile referitoare la zidăria confinată din **SR EN 1996-1**: pentru determinarea valorii de proiectare a momentului unei secțiuni se va avea în vedere o diagramă de eforturi unitare bazată **numai pe rezistența zidăriei**; contribuția armăturii comprimate va fi neglijată.

Această abordare conduce la valori mai mici ale momentului capabil așa cum rezultă din figura C 8.58. În zona eforturilor unitare de compresiune obișnuite în clădirile curente ($\sigma_0=0,2\div 0,5$ kN/cm²) sporul momentului capabil prin considerarea contribuției armăturilor din stâlpișorul comprimat este de circa 12 ÷ 30% .

C8.7.2.(2) În cazul pereților în formă de **L**, **T** și dublu **T** cu tălpi inegale, rezistența de proiectare se va lua egală valoarea cea mai mică rezultată pentru cele două sensuri de acțiune ale cutremurului (schimbarea solicitării pe tălpi: "întindere ↔ compresiune"). Asigurarea rezistenței în aceste secțiuni are o importanță majoră pentru realizarea conlucrării spațiale a pereților dispuși pe cele două direcții principale ale clădirii. Starea de eforturi la interfața inimă/talpa are un caracter complex întrucât secțiunea respectivă este solicitată simultan de:

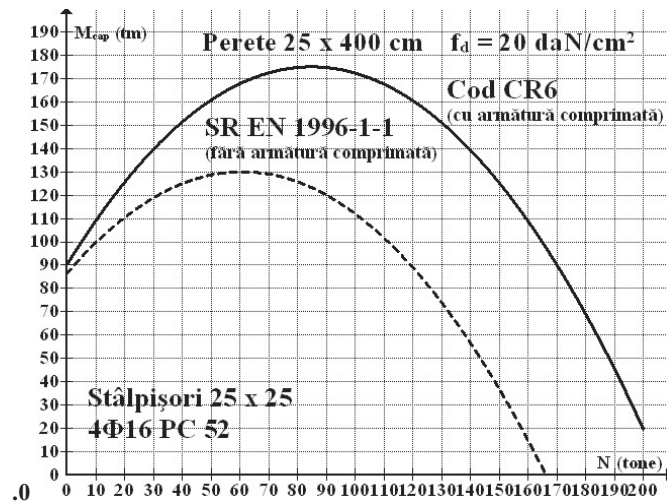


Figura C 8.48. Comparația diagramelor de interacțiune M-N conform SR EN 1996-1-1 și CR 6

- forța de alunecare verticală provenită din acțiunea seismică în planul inimii peretelui;
- forțele și momentele provenite din acțiunea seismică perpendiculară pe planul tălpilor (pereților perpendicularari).

Experiența cutremurelor trecute a arătat că, sub efectul acestei stări complexe de solicitare, în multe cazuri, se produce cedarea legăturii între perete și talpi după una din schemele de mai jos.

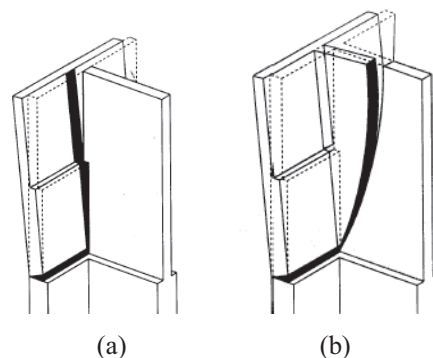


Figura C 8.49. Tipuri de avariere la interfața inimă / talpă a pereților cuplați

C8.7.2.1.(3) Armăturile prevăzute la (3) elimină, de regulă, avarierea pe schema din figura C 8.49. a dar nu pot preveni ruperea pe schema (b) mai ales dacă în zona respectivă (dincolo de secțiunea unde au fost oprite barele) în perete există șlițuri verticale.

C 8.7.3. Rezistența de proiectare a pereților cuplați

C8.7.3.(1) Condițiile enumerate fac parte din măsurile pentru realizarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice definit în CR 6.

Condiția **1a** este satisfăcută dacă, pentru montantul respectiv, la fiecare nivel (j), este verificată inegalitatea:

$$\sum_j F_j(H-h_j) - \left[\sum_j M_{rc}^{cap} + \frac{I_w}{2} \sum_j T_{rc}^{asoc} \right] \leq M_{cap}(N_{asoc})$$

în care

- $\sum_j^n F_j (H - h_j)$ este momentul de răsturnare dat de forțele F_j aferente montantului, care acționează peste secțiunea de la baza nivelului j (n este numărul total de niveluri al clădirii).

Condiția **2** este satisfăcută dacă sub efectul momentului încovoietor din secțiunea de încastrare a riglei de cuplare rezistența la compresiune locală a zidăriei nu este depășită.

C 8.8. Calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui

C 8.8.1. Condiții generale

Prevederile la care se face trimitere se referă la stabilirea caracteristicilor geometrice și a valorilor modulilor de elasticitate pentru calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui.

Se va ține seama de efectul fisurării asupra proprietăților secționale și se vor folosi:

- * caracteristicile geometrice ale secțiunii nefisurate de zidărie și de beton;
- * $\frac{1}{2}$ din valoarea modulului de elasticitate longitudinal echivalent, de scurtă durată (E_z)
- * $\frac{1}{2}$ din valoarea modulului de elasticitate transversal echivalent (G_z).

Pentru zidăria confinată și zidărie confinată și armată în rosturi se va ține seama de prevederile corespunzătoare din CR 6.

C 8.9. Proiectarea clădirilor simple din zidărie

C 8.9.1. Generalități

C8.9.1.(1) Standardul SR EN 1998-1 și reglementările naționale din mai multe țări permit proiectarea unor clădiri din zidărie numai prin respectarea unor condiții constructive bine precizate, fără obligația verificării analitice a siguranței la gruparea seismică de încărcări. Verificarea prin calcul a siguranței acestor clădiri (suprastructura și infrastructura) este obligatorie pentru toate celelalte grupări de încărcări prevăzute în CR 0.

Clădirile pentru care se acceptă aceste condiții simplificate sunt caracterizate prin:

- risc seismic redus;
 - sunt amplasate în zone cu accelerație de proiectare slabă sau moderată (în general $a_g \leq 0,20g$);
 - sunt încadrate în clasele inferioare de importanță (clasele III și IV);
 - au regim de înălțime limitat.
- rezerve naturale de rezistență provenite din:
 - alcătuire cu regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație;
 - limitarea efortului unitar de compresiune în pereți ($\sigma_d \leq 0,25f_d$);
 - folosirea zidăriei cu caracteristici mecanice superioare celor curente (spor de 20% față de cerințele curente);
 - folosirea cu precădere a zidăriei armate.

Posibilitatea proiectării clădirilor fără verificare prin calcul constituie o excepție de la conceptul general de proiectare seismică. Adoptarea acestei posibilități reprezintă o opțiune pentru proiectarea clădirilor simple, așa cum sunt ele definite în P100-1.

C 8.9.2. Materiale pentru zidărie

C8.9.2.(2) Prevederea unor valori minime ale rezistenței caracteristice la compresiune superioare cu 20% celor din tabelul 8.2. are ca scop realizarea unei marje suficiente de siguranță în absența verificărilor prin calcul și este menită să acopere și unele suprasolicitări locale care nu sunt evidențiate analitic. Sporind ecartul între eforturile unitare efective de compresiune și rezistența zidăriei sporește și ductilitatea structurii. În cazurile în care proiectantul și/sau investitorul urmăresc folosirea materialelor care conduc la rezistențele minime din tabelul 8.2 din Cod siguranța pentru gruparea seismică de încărcări va fi verificată prin calcul.

C 8.9.3. Condiții de regularitate geometrică și structurală

C8.9.3.(2) Limitarea efortului unitar mediu de compresiune la parter are ca scop:

1. Asigurarea unui nivel mai ridicat al ductilității secționale;
2. Creșterea rezistenței la cedare pe secțiune înclinată prin sporirea ariei totale a pereților

Valorile de proiectare maxime ale efortului unitar mediu de compresiune care respectă condiția $\sigma_{med} = 0,25f_d$ pentru coeficientul de siguranță $\gamma_M=1,9$ considerând majorarea rezistențelor din tabelul 8.2 prevăzută la 8.9.2.(2) sunt date în tabelul următor pentru zonele seismice și înălțimile acceptate conform art. 8.9.2.

Număr niveluri n_{niv}	Accelerația terenului pentru proiectare a_g	
	0,10g și 0,15g	0,20g
1 (P)	0,270	0,340
2 (P+1)	0,290	0,360
3 (P+2)	0,315	0,390

Pentru a ilustra posibilitățile de alegere a sistemului structural pentru clădirile simple de zidărie, în tabelul următor sunt date valorile *efective* ale efortului unitar mediu de compresiune (σ_d) care se realizează în aceste clădiri în funcție de densitatea pereților structurali și de greutatea pe m^2 a clădirilor. Rezultă că valoarea $0,25f_d$ acoperă eforturile unitare medii din clădirile simple, cu condiția alegerii corespunzătoare a densității pereților.

Eforturi unitare medii de compresiune *efective* în clădiri simple de zidărie

Greutate zidărie	Înălțime	Densitatea pereților structurali			
		3%	4%	5%	6%
Elemente din BCA $g = 10 \text{ kN/m}^2$	P	0,166	0,125	0,100	0,083
	P+1E	0,333	0,250	0,200	0,166
	P+2E	---	0,375	0,300	0,250
Elemente din argilă arsă $g = 12 \text{ kN/m}^2$	P	0,200	0,150	0,120	0,100
	P+1E	0,400	0,300	0,240	0,200
	P+2E	---	---	0,360	0,300
Elemente din argilă arsă $g = 14 \text{ kN/m}^2$	P	0,233	0,175	0,140	0,120
	P+1E	---	0,350	0,280	0,233
	P+2E	---	---	---	0,350

C 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN

C 9.1.3 Conceptul de proiectare

C9.1.3.1 Proiectarea detaliilor constructive este foarte importantă pentru construcțiile din lemn situate în zone seismice. Trebuie asigurat traseul eforturilor în ansamblul structurii de la sol și fundații la acoperiș și invers (prin forma structurii și continuitate), precum și existența unei rezerve de rezistență suficientă (ductilitate și disipare de energie).

C9.1.3.2 Acțiunea seismică implică importanța majoră a continuității structurale a legăturilor între diferite elemente și eficacitatea lor la întindere/compresiune. Toate componentele pereților de contravântuire și a diafragmelor trebuie să fie conectate astfel încât să se constituie într-un ansamblu unitar.

În Figura C 9.2 se prezintă localizarea legăturilor și exemple de soluții care să asigure continuitatea structurală. La nivelul planșeului, o centură periferică trebuie să fie prevăzută astfel încât să reziste eforturilor de întindere ce acționează din planșeu sub forma unor încărcări orizontale (Figura C 9.2, b) și să asigure continuitatea la colțuri, unde îmbinările dintre panouri trebuie să fie mai dese (Figura C 9.2, a).

Elementele de rezistență verticale trebuie să fie îmbinate continuu pe înălțime pentru a asigura transmiterea uniformă a eforturilor verticale (Figura C 9.2, c).

Trebuie considerată în mod special întinderea perpendiculară pe fibre. Pentru aceasta, în Figura C 9.3, d, înălțimea b_e nu trebuie să fie mai mare ca $2/3h$, pentru a limita riscul de despicare. Este necesar ca legăturile din Figura C 9.3, b, d și e, să nu fie excentrice.

C9.1.3.3 Îmbinările trebuie să fie capabile să lucreze pe două direcții perpendiculare. De aceea, îmbinările cu contact direct pe o singură direcție nu sunt recomandate. În Figura C 9.4 sunt exemplificate îmbinări cu transmitere pe două direcții a eforturilor. Fundațiile trebuie legate între ele, pentru a conlucra ca un tot unitar, ca un radier în caz de deformare a terenului.

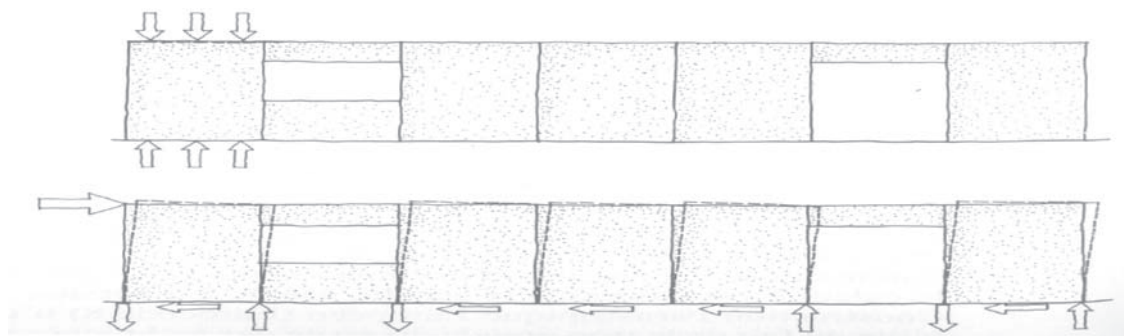


Figura C 9.1. Efectele acțiunilor verticale și orizontale

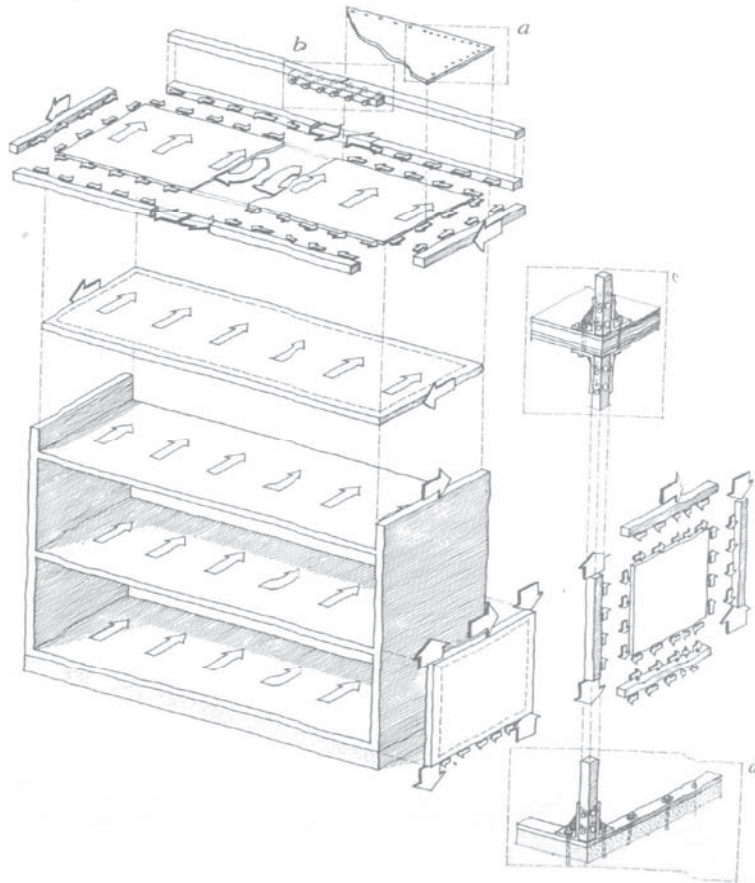


Figura C 9.2. Detalii care asigură continuitatea la încărcări orizontale. (a) întărirea colțurilor; (b) continuitatea nervurilor întinse; (c) continuitatea montanșilor întinși; (d) preluarea ridicării și alunecării pe fundații cu ajutorul ancorărilor.

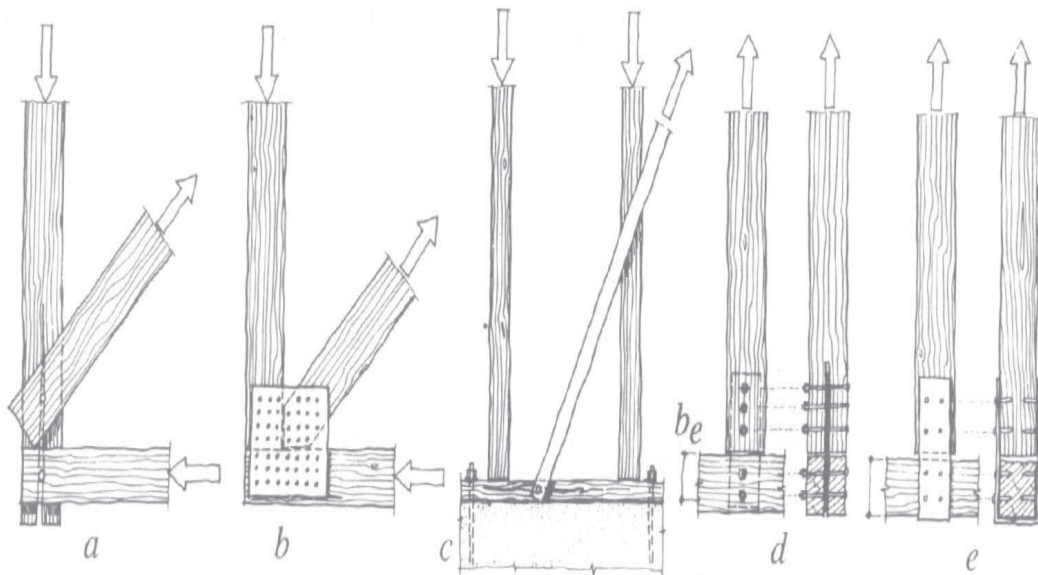


Figura C 9.3. Detalii de proiectare a îmbinărilor solicitate la întindere perpendiculară pe fibre (a) și (c) comportare nefavorabilă; (b), (d) și (e) comportare favorabilă.

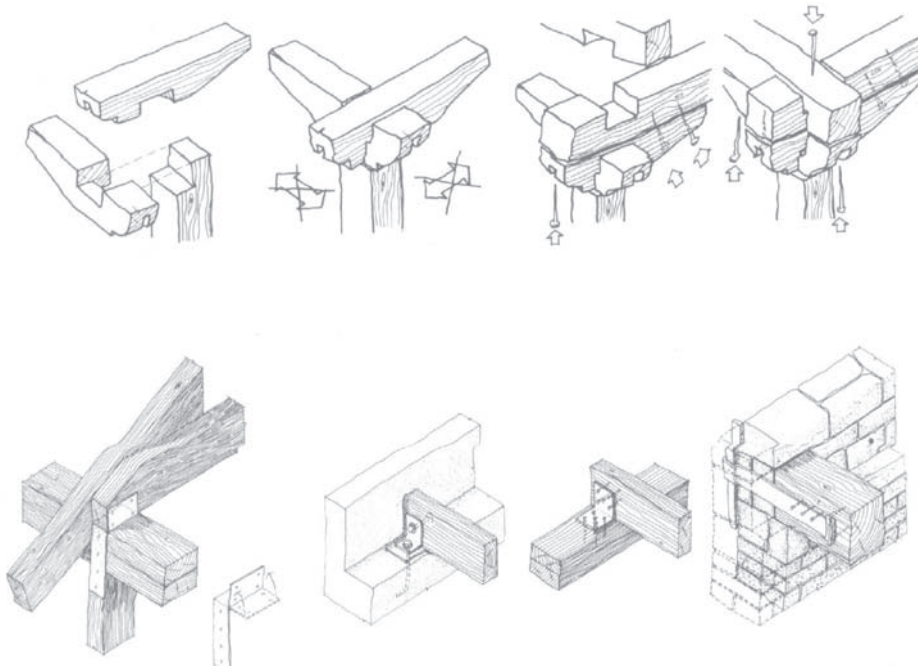


Figura C 9.4. Dispoziții constructive pentru prevenirea pierderii contactului pe reazeme în construcții vechi și moderne

C 9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

C 9.4.1. Reguli pentru elementele de îmbinare

C9.4.1 Sub acțiunea încărcărilor alternante, elementele din lemn au, în general, o comportare liniară. Ruperea lor este fragilă, în special datorită defectelor de material. Disiparea de energie este slabă, cu excepția cazurilor de compresiune transversală. Îmbinările încleiate au, de asemenea, o comportare elastică și nu contribuie la deformația plastică a structurii, nici la disiparea de energie. Aceasta înseamnă că structurile din lemn având îmbinări încleiate sau din bare perfect articulate pot fi considerate slab disipative, fără nici o posibilitate de plastificare.

Plastificarea și disiparea de energie pot să se producă în îmbinările diferitelor elemente doar în cazul îmbinărilor semirigide (îmbinări mecanice realizate cu elemente de îmbinare metalice).

C9.4.2 Îmbinările mecanice prezintă, în general, o comportare plastică atunci când valorile diametrelor tijelor și distanțele dintre rândurile de tije și dintre tije și marginea elementului din lemn sunt respectate. Acest fenomen apare din comportarea lemnului la capacitatea portantă locală asociată cu plasticitatea și disiparea de energie a metalului.

C9.4.3 Pentru a evita reducerea capacității de rezistență a unei structuri de lemn, trebuie respectate următoarele principii:

- proiectarea unor piese de fixare care să împiedice smulgerea elementelor din îmbinare;
- evitarea utilizării unor mijloace de îmbinare susceptibile de a avea rupere fragilă;
- utilizarea unor materiale având o comportare favorabilă sub sarcini repetate.

C 10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR

C 10.1 Generalități

Principalele realizări obținute în ingineria seismică în ultimele decenii ale secolului XX s-au canalizat în special către îmbunătățirea siguranței structurale. Deși s-au înregistrat unele progrese, preocupările privind siguranța seismică a componentelor nestructurale ale clădirilor (CNS) nu s-au dezvoltat la nivelul celor relative la siguranța structurală cu toate că avarierea elementelor și/sau componentelor subsistemului CNS poate avea, chiar dacă la scară mai redusă, aceleași categorii de consecințe.

Primele coduri de proiectare seismică nu au insistat asupra protecției CNS deoarece aveau ca obiectiv declarat asigurarea protecției vieții, inclusiv prin măsuri care să permită evacuarea în siguranță a clădirii, dar nu aveau în vedere nivelul de avariere care putea, în multe cazuri, să conducă la ieșirea din funcțiune a acesteia, pe durate de timp mai mici sau mai mari și/sau să facă inacceptabile din punct de vedere economic operațiile de reparare .

Prima mențiune privitoare la protecția seismică a CNS se găsește într-o anexă la **UBC** (Uniform Building Code) din 1927 și se referă la asigurarea stabilității elementelor ornamentale, a parapetilor și placajelor atât din exteriorul clădirilor cât și din interiorul acestora.

Ulterior (1935) același Cod a prevăzut, ca recomandare, proiectarea CNS și a prinderilor acestora pentru o forță orizontală proporțională cu greutatea respectivă $F = CW$. Abia în 1961 această prevedere a devenit obligatorie.

Istoric, prevederile referitoare la diferitele categorii de CNS au apărut în codul american după cum urmează:

- prinderile panourilor exterioare prefabricate (UBC 1967);
- rafturile de depozitare și sistemele de tavane suspendate (UBC 1973);
- echipamentele și utilajele, inclusiv prinderile acestora (UBC 1976);
- sistemele de sprinklere și pardoselile înălțate (UBC 1985);
- panourile de reclame/firme, sistemele principale de conducte, boilerile, instalațiile de climatizare, motoare, pompe, etc (UBC 1988).

În reglementările din România prevederile referitoare la proiectarea seismică a CNS au avut următoarea cronologie:

- P 13-63: a stabilit forța seismică de calcul $S_{CNS} = c_{CNS}Q_{CNS}$ unde coeficientul global c_{CNS} era multiplu al coeficientului K_s ($K_s = 0.05$ pentru gradul seismic 8 MSK); s-au dat un număr foarte restrâns de prevederi referitoare la ***Elemente care nu fac parte din structura principală de rezistență***.
- P 13-70: păstrează, în principal, același nivel de forțe seismice de proiectare ca și P 13-63; idem în ceea ce privește prevederile constructive.
- P 100-78: prevede unele sporuri ale nivelului de forțe seismice de proiectare dar prevederile constructive pentru CNS lipsesc complet.
- P 100-81: menține nivelul forțelor seismice din P 100-78; apare un capitol important ***Măsuri privind proiectarea și execuția instalațiilor pentru construcții***.

- P 100-92: menține nivelul forțelor seismice din P100-81 (cu unele precizări) iar capitolul referitor la proiectarea instalațiilor capătă o dezvoltare mai mare (inclusiv o anexă explicativă).
- P 100-1/2006: nivelul forțelor seismice a crescut odată cu modificarea hărții de zonare iar valorile forțelor au fost diferențiate în funcție valorile specifice ale factorilor de amplificare proprie (β_{CNS}) și de factorii de comportare (q_{CNS})

Se menționează însă faptul că, în ultimii ani, chiar în condițiile aplicării prevederilor din P 100-1/2006, riscul seismic al CNS a sporit deoarece, în cele mai multe cazuri, alcătuirea de ansamblu a clădirilor proiectate s-a caracterizat prin rezolvări arhitecturale complexe, al căror răspuns seismic este, de multe ori, dificil de anticipat suficient de exact prin calcul iar proiectarea elementelor nestructurale nu a ținut seama întotdeauna de constrângerile specifice impuse de mișcările seismice. Ne referim aci, de exemplu, la clădirile cu forme complexe în plan și în elevație care includ suprafețe vitrate de mari dimensiuni. De regulă, aceste suprafețe vitrate, furnizate și montate de firme specializate, nu sunt verificate de proiectanții respectivi din punct de vedere al capacității de a prelua "driftul" probabil al structurii, amplificat sensibil de torsiunea de ansamblu a clădirilor cu formă complexă, și, uneori, nici pentru acțiunea seismică perpendiculară pe planul lor.

O altă cauză a vulnerabilității seismice a CNS este datorată și faptului că proiectarea acestora este adesea încredințată arhitecților debutanți sau personalului mediu, fiind rezolvată prin aplicarea mecanică a unor detalii care, în multe cazuri, s-au dovedit necorespunzătoare și care sunt preluate în proiecte fără nici o analiză critică. Detalierea prinderilor CNS este făcută de multe ori cu întârziere față de graficul de execuție sau, adesea, este lăsată la latitudinea constructorului (de exemplu, cazul tavanelor false care includ și corpuri de iluminat neasigurate împotriva balansului în timpul cutremurului). Chiar și prevederile referitoare la ancorarea zidărilor lipsesc în cele mai multe cazuri de pe planuri sau sunt aplicate mecanic, fără un calcul efectiv al armăturilor necesare în stâlpișorii și centurile de la calcane, atice, parapeti (în marea majoritate a cazurilor, armările acestora fiind stabilite la "ochi" sau preluate din proiecte anterioare).

Nu trebuie neglijate situațiile când se folosesc elemente nestructurale de import (inclusiv detaliile de prindere respective) provenite din țări neseismice și a căror capacitate de rezistență nu este verificată pentru intensitatea seismică de calcul a diferitelor amplasamente din România.

Verificarea proiectelor din punct de vedere al rezistenței și stabilității CNS de către *verificatori atestați*, prevăzută în acest capitol la **10.10.(2)**, are ca scop tocmai prevenirea comportării nefavorabile a CNS la acțiunea cutremurului de proiectare și menținerea acestora în funcțiune în cazul clădirilor cu funcțiuni vitale pentru cutremurele cu perioadă de revenire mai scurtă.

Răspunsul seismic al CNS prezintă numeroase particularități care conduc la folosirea unor concepte și metode de proiectare specifice, diferite substanțial de cele folosite curent pentru proiectarea elementelor structurale.

Diferențele principale provin din:

- Comportarea la acțiunea seismică directă: Datorită amplificării rezultate din răspunsul dinamic al structurii, accelerația seismică la care sunt supuse CNS amplasate peste nivelul de încastrare al suprastructurii este mult superioară accelerației seismice a terenului. Măsurătorile efectuate pe diferite tipuri de clădiri arată că accelerația la nivelul planșeelor crește pe înălțimea clădirii

ajungându-se până la amplificări de 3÷4 ori ale accelerației terenului la ultimul planșeu al clădirii. Ca atare, în afară de caracteristicile mișcării terenului și de caracteristicile dinamice ale structurii principale, răspunsul seismic al unei CNS depinde și de poziția acesteia în clădire.

- Comportarea la acțiunea seismică indirectă : Elementele subsistemului CNS care au prinderi multiple de structură sau care se află în contact direct cu elementele structurii sunt solicitate prin deformațiile impuse de mișcarea structurii principale în timpul cutremurului.
Acest tip de solicitare a unei CNS se produce deoarece fiecare punct de prindere are o mișcare diferită și în unele cazuri defazată (de sens opus) față de mișcarea celorlalte; intensitatea acestei solicitări depinde direct de măsura în care distanțele între punctele de prindere se modifică în timpul cutremurului.
- Proprietățile dinamice ale CNS: masa, rigiditatea și amortizarea proprie ale CNS sunt, de regulă, mult mai mici decât masa, rigiditatea și amortizarea structurii. Perioada proprie de vibrație a unei CNS poate fi, uneori, apropiată de perioada unuia dintre modurile de vibrație ale structurii, rezultând din această cauză, și fiind favorizată și de amortizarea proprie redusă, o situație de cvasi-rezonanță, cu amplificarea foarte importantă a mișcării la baza CNS (la nivelul unde aceasta este rezemată). În cazurile, mai rare, în care masa și rigiditatea CNS au mărimi apropiate de cele ale structurii principale se poate produce un fenomen de interacțiune, semnificativ ca intensitate, între CNS și structura principală. Ca urmare sistemul compus "structură + CNS" poate căpăta perioade proprii apropiate astfel încât răspunsul seismic maxim poate corespunde la două sau chiar trei perioade proprii ale structurii.
- Proprietățile mecanice ale materialelor și echipamentelor au unele particularități care pot amplifica efectele acțiunii seismice:
 - * de regulă, materialele din care sunt alcătuite CNS nu sunt adecvate pentru preluarea solicitărilor seismice: au comportare fragilă (sunt lipsite de ductilitate) și au rezistențe mecanice reduse, în particular la eforturi unitare de întindere;
 - * componentele echipamentelor și mai ales prinderile (asamblările) dintre acestea pot fi deteriorate / desfăcute cu ușurință de mișcarea construcției în timpul cutremurului conducând la ieșirea din funcțiune a instalației / echipamentului.

Ca atare răspunsul seismic al fiecărei CNS este diferit în funcție de domeniul de comportare – fragil sau ductil - al materialului din care aceasta este alcătuită.

În cazul echipamentelor electro-mecanice răspunsul seismic depinde și de capacitatea acestora de a suporta mișcările individuale diferite ale componentelor în timpul cutremurului.

Problemele protecției seismice a subsistemelor nestructurale din clădiri sunt abordate în mod complex în codurile de proiectare din multe țări avansate dintre care pe primul loc se găsește SUA. În majoritatea acestor țări în care hazardul seismic reprezintă o amenințare serioasă pentru viața și bunurile populației au fost promovate reglementări care conțin numeroase prevederi referitoare la protecția inițială, prin proiectare, a componentelor nestructurale din clădirile noi precum și la evaluarea gradului de asigurare și la reducerea riscului seismic al CNS din clădirile existente.

Evoluția în timp a nivelului de cunoaștere a făcut ca amploarea prevederilor Codurilor de proiectare referitoare la protecția seismică a CNS să crească de la o ediție la alta.

Astfel, ultima variantă a International Building Code – IBC 2003 [ICC International Code Council - *International Building Code* IBC 2003], menită să înlocuiască cele trei coduri model folosite în prezent pe teritoriul SUA, conține numeroase elemente de progres față de codurile precedente:

- se prevăd forțe seismice de proiectare mai mari;
- conține prevederi constructive mai severe și mai detaliate;
- conține prevederi suplimentare referitoare la driftul admisibil (de proiectare);
- are prevederi specifice suplimentare pentru proiectarea prinderilor;
- impune proiectarea pentru acțiunea seismică în cazul echipamentelor care au nivel ridicat de importanță în cazul clădirilor cu funcțiuni esențiale.

În concepția sistemică o clădire este alcătuită din două subsisteme:

- subsistemul ***elementelor structurale*** (**structura**)
- subsistemul ***componentelor nestructurale*** (CNS).

În conformitate cu definițiile curent folosite, subsistemul ***elementelor structurale*** este constituit din componentele clădirii care sunt destinate să asigure satisfacerea cerinței de ***siguranță structurală*** a clădirii sub acțiunea diferiților agenți mecanici proveniți din mediul natural sau antropoc. Pentru clădirile situate în zone seismice de intensitate medie sau ridicată, alcătuirea, dimensionarea și detalierea constructivă a subsistemului elementelor structurale este condiționată, în primul rând, de efectele forțelor seismice. Pentru clădirile aflate în zone seismice de intensitate slabă, structurile corect proiectate pentru încărcările gravitaționale, permanente și utile, și (eventual) pentru cele datorate acțiunii vântului, pot asigura, fără măsuri suplimentare, satisfacerea cerinței de siguranță structurală.

Clasificarea componentelor unei clădiri în ***structurale/nestructurale*** trebuie considerată mai mult din punct de vedere metodologic. În Codurile de proiectare clasificarea este bazată pe anumite criterii formale, uneori subiective, care conduc la metodologii de evaluare seismică diferite.

În realitate clădirea răspunde acțiunii seismice ca un ansamblu unitar în care ordinea cedării elementelor nu este neapărat cea avută în vedere în scenariul de proiectare. Multe elemente definite ca ***nestructurale*** (pe baza incertitudinilor privitoare la intervenția lor în răspunsul seismic de ansamblu) contribuie, pozitiv sau negativ, la realizarea obiectivului de performanță seismică urmărit de proiectant. În particular, componentele din zidărie considerate nestructurale în scenariul de proiectare pot avea atât efecte negative (de exemplu, în cazul unor interacțiuni necontrolate cu elementele structurii) cât și o contribuție favorabilă (dacă sunt realizate condițiile de conlucrare cu structura la preluarea/disiparea energiei seismice)

C 10.1.1.Obiect și domeniu de aplicare

C10.1.1 (1) Necesitatea introducerii în P100-1 a unui capitol distinct și consistent privind componentele nestructurale se justifică, în primul rând, prin constatarea, atât în țară cât și în străinătate, a faptului că în marea majoritate a cazurilor în proiectele de construcție nu sunt prevăzute măsuri speciale pentru protecția seismică a CNS. În mod curent se recurge la folosirea experienței trecute sau la detalii constructive care pot fi foarte corecte pentru o zonă neseismică dar pot fi generatoare de consecințe grave în zone seismice.

Totodată, faptul că în majoritatea codurilor sunt date prevederi speciale numai pentru protecția seismică a unui număr restrâns de CNS poate conduce la concluzia că restul acestora nu trebuie protejate.

Componentele nestructurale nu constituie parte a structurii principale dar trebuie să poseze caracteristici *structurale* (stabilitate, rezistență, rigiditate, ductilitate) pentru a-și menține poziția în clădire și integritatea fizică proprie (care condiționează și capacitatea de funcționare după cutremur).

Prevederile legate de proiectarea, execuția și montajul componentelor nestructurale din clădiri au ca scop reducerea pierderilor totale provocate de cutremure.

Experiența cutremurelor din trecut a arătat că marea majoritate a pierderilor economice directe și indirecte s-a datorat avarierii componentelor nestructurale. Pierderile directe se referă la costurile de reparare / înlocuire a componentelor avariate iar pierderile indirecte rezultă din întreruperea / blocarea activităților de producție, comerciale, din transporturi, etc.

În multe situații, avarierea CNS a afectat siguranța vieții locuitorilor din clădiri și din afara lor, fiind raportate un număr semnificativ de decese și foarte multe cazuri de persoane rănite. Astfel, în Japonia, la cutremurul Miyagiken-oki (1978) au murit 18 persoane (2/3 din totalul victimelor) ca urmare a prăbușirii gardurilor de incintă iar la cutremurul de la Kobe (1995) 65 persoane și-au pierdut viața datorită căderii unor piese grele de mobilier (1% din totalul victimelor).

Avarierea și ieșirea din lucru a unor componente nestructurale, în special din categoria instalațiilor, a condus la întreruperea funcționării unor clădiri cu funcțiuni esențiale pentru intervenția/reacția post cutremur. În SUA, la cutremurul de la Northridge (1994), 10 spitale principale, ale căror structuri erau practic neafectate, au fost scoase din funcțiune prin avarii la CNS: avarierea instalațiilor de apă, spargerea geamurilor, oscilarea puternică a corpurilor de iluminat, avarierea contragreutăților de la ascensoare și întreruperea alimentării cu energie electrică.

Chiar și în cazul clădirilor curente, avarierea unor CNS din categoria instalațiilor poate face construcția respectivă nelocuibilă pe o perioadă de timp.

Deși ponderea importantă a avarierii CNS în bilanțul pierderilor totale provocate de cutremure a fost identificată de mai mult timp, acțiunea comunității specialiștilor a căpătat o amploare mai mare numai în ultimele trei decenii. Acest lucru s-a datorat faptului că ultimele cutremure au arătat că, în timp ce performanțele structurale ale clădirilor moderne, proiectate după coduri avansate, au fost satisfăcătoare, s-au înregistrat numeroase situații de avariere masivă a părților secundare chiar în cazul unor cutremure de intensitate moderată (de exemplu: Loma Prieta – 1989, magnitudine Richter $M_R = 7.1$ și Northridge – 1994, $M_R = 6.7$).

În ultimele decenii studiul complex, teoretic și experimental, al comportării seismice a componentelor nestructurale ale construcțiilor, și reglementarea în consecință a

măsurilor necesare pentru sporirea nivelului de siguranță al acestora, au cunoscut o evoluție rapidă.

Cu toate aceste progrese, la nivel conceptual/teoretic, se constată încă existența mai multor impedimente pentru aplicarea pe scară largă a acestui concept la proiectarea clădirilor noi și a lucrărilor de intervenție asupra clădirilor din fondul construit existent și anume [Gunturi, S.K.V & Shah,H.C. *Mapping structural damage to monetary damage in Structural Engineering in Natural Hazard Mitigation*, Proc.ASCE Structures Congress 1993; Irvine CA,SUA,] :

- absența unui ansamblu unitar de formulări și, chiar, de definiții specifice (de referință);
- absența unor coduri și metodologii de proiectare acceptate de întreaga comunitate de specialiști (a se vedea, de exemplu, discrepanța între nivelurile de abordare din SR EN 1998-1 și din reglementările americane);
- lipsa unui control unitar asupra procesului de proiectare.

Ținând seama de caracterul de noutate al acestui Capitol și de faptul că, în cele mai multe cazuri, inginerii proiectanți de structuri nu sunt familiarizați aspectele specifice ale răspunsului seismic al CNS și cu conceptele și metodele de proiectare seismică a CNS, comentariile de față vor conține și multe elemente explicative/descriptive (dintre care unele au chiar aspect didactic) urmărind prin aceasta să ajute la înțelegerea elementelor care stau la baza prevederilor din Cod și astfel să faciliteze aplicarea acestora în proiectare.

Tendința de diversificare a măsurilor de protecție a CNS supuse acțiunii seismice, în funcție de particularitățile constructive și de nivelul de risc asociat, implică o analiză mai complexă decât cea cu care sunt obișnuïți în prezent proiectanții, analiza care iese cu mult din tiparele și/sau din comoditatea rutinei de proiectare. Din acest motiv va fi necesar ca, în viitor, acest segment al proiectării să revină în întregime inginerilor structuriști, care, în colaborare cu arhitecții și cu inginerii care proiectează instalațiile și echipamentele mecanice din clădiri, să găsească soluțiile cele mai adecvate pentru îmbunătățirea performanțelor seismice ale CNS. Este evident, totodată, că din punct de vedere practic, prin adoptarea unei astfel de metodologii de proiectare a componentelor nestructurale efortul proiectanților va crește, va deveni mai complex și, prin urmare, mai costisitor. Aceste costuri suplimentare trebuie să fie însă judecate în raport cu beneficiile incomparabil mai mari care se obțin prin limitarea avarierii elementelor nestructurale.

C10.1.1.(5) Este evident, mai ales din considerente economice, că atât protecția elementelor nestructurale din clădirile noi cât și intervențiile pentru reducerea riscului din clădirile existente trebuie să fie diferențiate în funcție de importanța clădirii și de severitatea acțiunilor seismice susceptibile de a afecta clădirea pe întreaga durată de exploatare stabilită de investitor, astfel încât riscul de avarie să fie cât mai mic în condițiile unui efort financiar rațional și acceptabil pentru investitor.

Stabilirea nivelului de performanță minim admisibil – *riscul admisibil* - deci cel implicit acceptat prin reglementările de proiectare, este o problemă de decizie politică corespunzătoare unei anumite etape în dezvoltarea economică a societății dintr-o țară.

Pentru o construcție, considerată individual, investitorul poate solicita proiectantului un obiectiv de performanță prin care se realizează un grad de asigurare mai ridicat decât cel minim prevăzut de reglementările tehnice, dacă prin aceasta se obține o minimizare a *costului total* (C_{tot}) al clădirii constituit din *costul investiției inițiale* (C_i), *costul lucrărilor de reparație/consolidare* (C_r) care devin necesare după cutremurele

așteptate pe durata de exploatare prevăzută pentru clădire, și **costurile indirecte** (C_{ind}) rezultate din întreruperea funcționării clădirii. Această idee poate fi particularizată în cazul CNS sub forma:

$$C_{tot,CNS} = C_{i,CNS} + C_{r,CNS} + C_{ind,CNS}$$

în care:

$C_{i,CNS}$ – costul inițial (de investiție) al subsistemului CNS;

$C_{r,CNS}$ – costul total al reparațiilor/înlocuirii elementelor subsistemului CNS ca urmare a avarierii produse de cutremure pe toată durata de exploatare a clădirii (această valoare nu include costurile legate de reparațiile/înlocuirile rezultate necesare din uzura normală a clădirii);

$C_{ind,CNS}$ - costul indirect al avarierii CNS (pierderi de beneficii în funcție de durata probabilă de *nefuncționare* a clădirii).

În ceea ce privește costul inițial al măsurilor de protecție seismică a CNS trebuie să reținem faptul că acesta este practic nesemnificativ în raport cu pagubele directe și indirecte care se pot produce prin avariarea CNS.

Un studiu mai vechi din SUA [Whitman, R.V, și colab. *Seismic Design Analysis Structures* Publication no.381, MIT, March 1974] arată că pentru clădiri cu structura în cadre sporul de cost pentru protecția CNS este numai de 1% indiferent de zona seismică a amplasamentului.

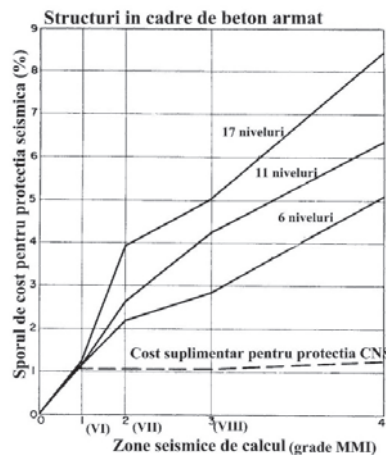


Figura C 10.1. Costul protecției seismice a CNS la clădirile din cadre de beton armat

Un alt exemplu al eficienței investiției inițiale este cel al unui generator electric de rezervă pentru un spital al cărui cost inițial/de înlocuire este de 50.000 \$ iar costul izolatorilor seismici și al dispozitivului de fixare împotriva deplasării/răsturnării este de numai 250 \$. [PAHO Pan American Health Organization *Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities* Washington D.C. 2000].

Datorită incertitudinilor legate de manifestarea cutremurelor și de răspunsul seismic al structurii și al CNS, costurile reparațiilor pe durata de exploatare și pierderile indirecte trebuie considerate ca mărimi definite pe baze probabilistice (**cost total probabil**)

Efectul economic al protecției seismice a CNS depinde în mare măsură de funcțiunea clădirii care stabilește de fapt ponderea relativă a costurilor structurii/ componentelor nestructurale/bunurilor aflate în clădire.

În figura următoare, este reprezentată structura costurilor pentru clădiri de spitale, de birouri și de hoteluri. Din examinarea acesteia rezultă că ponderea cea mai mare în

investiție revine mobilierului, dotărilor și elementelor nestructurale. În consecință, sporuri minore de cost ale structurii (1÷2%) sunt soluția cea mai potrivită pentru reducerea costului total probabil pe întreaga durată de exploatare. [Taghavi, S & Miranda, E. *Seismic Performance and Loss Assessment of Nonstructural Building Components* Proceedings of 7th National Conference on Earthquake Engineering, Boston., MA., 2002] [Miranda, E. *Response Assessment of Nonstructural Building Elements* PEER Report 05/2003]

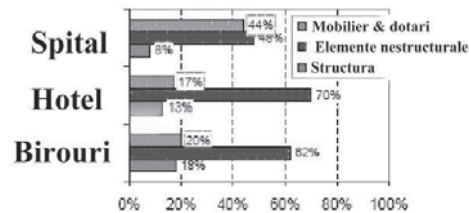


Figura C 10.2. Costurile relative ale componentelor clădirilor

C10.1.1.(6) Acțiunea seismică asupra CNS se manifestă ca:

- acțiune "directă"
- acțiune "indirectă"

Cele două tipuri de acțiune sunt ilustrate în figura C 10.3.

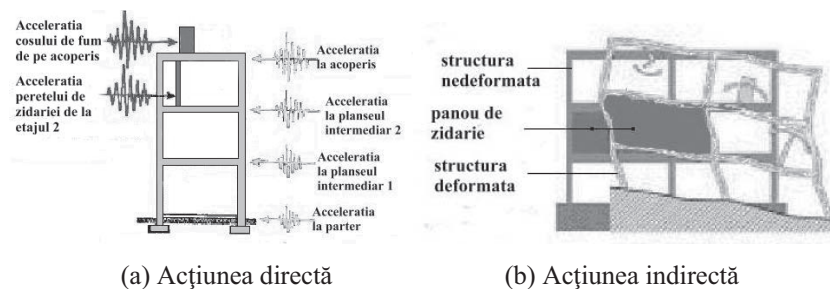


Figura C 10.3. Acțiunea cutremurului asupra componentelor nestructurale

Avarierea / ruperea CNS datorită efectului direct al cutremurului se produce prin:

- depășirea rezistenței materialului;
- răsturnare datorită ancorării insuficiente sau lipsei de ancorare;
- deplasare prin lunecare datorită ancorării insuficiente sau lipsei de ancorare.

Măsurile pentru reducerea riscului de avarie prin efectul direct al cutremurului constau în principal în:

- asigurarea unei ancorări corespunzătoare;
- prevederea unor măsuri constructive speciale pentru asigurarea stabilității (elemente/subansambluri care au ca rol asigurarea stabilității).

Avarierea / ruperea CNS prin efectul indirect al cutremurului se poate produce din una dintre următoarele cauze:

- deplasarea relativă de nivel excesivă a structurii;
- incompatibilitatea rigidității CNS cu rigiditatea structurii;
- interacțiuni necontrolate între elementele structurii și CNS alăturate;
- prinderea CNS de două structuri (tronsoane) independente;
- prinderea CNS de structură în mai multe puncte.

Măsurile pentru reducerea riscului de avarie prin efectul indirect al cutremurului constau, pentru această categorie de elemente în:

- limitarea deplasărilor relative de nivel pentru structura principală;
- proiectarea CNS pentru a putea prelua deplasările estimate fără cedarea prinderilor și fără avarierea componentei respective.

Din punct de vedere al cauzelor care produc avarierea lor în timpul cutremurului, CNS se clasifică în două grupe:

- i. Componente a căror avariere se produce, în principal, prin acțiunea seismică directă (efectul forțelor de inerție corespunzătoare produsului dintre masa CNS și accelerația pe care aceasta o capătă în timpul cutremurului). Aceste componente sunt denumite în literatura de specialitate și componente sensibile la accelerația seismică.

Afectarea CNS din zidărie prin efectul direct al forțelor de inerție se poate concretiza sub una din următoarele forme:

- fisuri, crăpături, dislocări rezultate din depășirea capacității de rezistență a componentei datorită solicitărilor produse de forțele de inerție;
 - răsturnarea sau alunecarea componentei datorită lipsei de ancorare sau a unei ancorări insuficiente (cazul componentelor rezemate în consolă - atice, parapete, balustrade, coșuri de fum și de ventilație, etc).
- ii. Componente a căror avariere se produce, în principal, prin acțiunea seismică indirectă (efectul deformațiilor impuse prin deplasările laterale relative ale punctelor de prindere/de contact cu structura principală). Aceste componente sunt denumite în literatura de specialitate și componente sensibile la deplasări impuse de mișcarea seismică.

Avarierea CNS din zidărie prin efectul indirect al acțiunii seismice poate fi provocată de una dintre următoarele cauze:

- valoare mare a deplasării relative de nivel a structurii;
- incompatibilitate între rigiditatea structurii și cea a componentelor nestructurale din zidărie;
- interacțiuni necontrolate între elementele nestructurale din zidărie și elementele structurale adiacente;
- prinderea elementelor nestructurale de structuri diferite (dacă rosturile de deplasare nu traversează și CNS).

Pentru proiectarea seismică a CNS este importantă identificarea sensibilității diferitelor categorii de CNS la cele două categorii de efecte ale cutremurului menționate la **C10.1.(6)**. Pe baza analizelor teoretice (modelul dinamic) și a tipului de interacțiune cu structura principală (specific fiecărei categorii de CNS) în tabelul următor este dată o clasificare a CNS din acest punct de vedere:

Tabelul C10.1

Categoria componentei nestructurale		Efect direct	Efect indirect
A	Componente arhitecturale		
A1	Elemente atașate anvelopei		
	Finisaje, elemente de protecție termică sau decorații din cărămidă, beton, piatră, materiale ceramice, sticlă sau similare, care au ca suport elementele de închidere, structurale sau nestructurale (elemente lipite de fațadă sau ancorate de fațadă)	S	P
	Copertine, balustrade, atice, profile ornamentale, marchize, statui, firme/reclame rezemate în consolă, antene.	P	----
A2	Elementele anvelopei		
	Elementele structurii proprii a anvelopei - panouri de perete pline sau vitrate, montanți, rigle, buiandrugi, centuri și alte elemente care nu fac parte din structura principală a construcției; tâmplăriile înglobate, inclusiv geamurile/sticla.	S	P
A3	Elemente de compartimentare interioară fixe sau amovibile (inclusiv finisajele și tâmplăriile înglobate) grele sau ușoare. Placaje interioare: - din piatră , inclusiv marmura - din elemente ceramice	S	P
A4	Tavane suspendate: - aplicate direct pe structură	P	----
A5	Alte elemente de construcție		
	Scări	P	S
B1÷B4	Instalații		
	Echipamente, utilaje	P	----
	Conducte și tevi	P	S
C1÷C2	Echipamente electromecanice	P	S
D1÷D3	Mobilier și alte dotări	P	----

P ⇒ efect principal **S** ⇒ efect secundar.

În cazul CNS sensibile la acțiunea seismică directă, interacțiunea structură/CNS datorată deformațiilor/deplasărilor reazemelor are o importanță redusă. CNS sensibile la acțiunea directă pot fi avariate prin lunecare, înclinare sau răsturnare (echipamentele mecanice/electrice sunt, de regulă, sensibile la acțiunea directă).

Intensitatea celor două efecte asupra CNS depinde și de amploarea incursiunilor structurii în domeniul post-elastic. Pentru structurile cu ductilitate mare (proiectate pentru valori mari ale factorului de comportare q) valoarea accelerației de nivel este mai mică decât cea corespunzătoare structurilor cu răspuns cvasielastice (orientativ cele proiectate pentru $q \leq 1,5 \div 2,0$) și, din acest motiv, CNS care sunt sensibile la acțiunea

"directă" a cutremurului sunt mai puțin solicitate. În schimb, în cazul structurilor proiectate cu valori mari ale coeficientului q , CNS care sunt sensibile la acțiunea "indirectă" a cutremurului trebuie să poată prelua deplasări relative mai mari ale punctelor de prindere.

C 10.2. Cerințe generale de performanță seismică specifice CNS

C10.2 (1) Identificarea principalelor categorii de avarii pe care cutremurele le produc sistemului CNS și cunoașterea mecanismului de avariere au ca scop fundamentarea măsurilor practice de proiectare seismică.

Riscurile cauzate de avarierea CNS se referă la:

- siguranța vieții;
- pierderea totală/parțială a funcționalității;
- pierderi economice de amploare (care pot cauza cheltuieli directe și /sau indirecte mari în raport cu valoarea de investiție).

În funcție de consecințele pe care le poate avea avarierea lor, CNS ale clădirilor se pot clasifica în patru mari categorii, după cum urmează:

- a) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate afecta siguranța vieții persoanelor din exteriorul clădirii, poate bloca accesul în clădire și/sau poate provoca pagube materiale clădirii și terților:
 - pereți exteriori nestructurali (fațade grele și ușoare/pereți cortină), inclusiv placajele/finisajele și decorațiile atașate acestora, copertinele de la intrări;
 - elemente de protecție termică de pe pereții structurali din beton armat;
 - elemente decorative sau atașate pe fațade: parapetei, jardiniere, firme, antene și similare;
 - elemente de construcție aflate la nivelul acoperișului: lucarne, cornișe, atice, coșuri de fum și de ventilație, piese ale învelitorilor ceramice;
 - garduri de incintă.
- b) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate afecta siguranța vieții persoanelor din interiorul clădirii, poate împiedica accesul echipelor de intervenție sau evacuarea în siguranță a clădirii:
 - pereți interiori de compartimentare, în special cei de pe căile de acces și/sau de evacuare;
 - tavane suspendate, inclusiv corpurile de iluminat;
 - instalații sau echipamente a căror avariere poate provoca accidente: boilere, cazane sub presiune, transformatoare electrice, etc.
- c) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate conduce la scoaterea din funcțiune a unor clădiri cu funcțiuni esențiale (de exemplu, în cazul spitalelor, centrelor de comunicații, etc.). Componentele nestructurale din această categorie (aparatura specifică, rețelele de alimentare, mobilierul tehnologic) trebuie să fie identificate, în fiecare clădire în parte, de către specialiștii utilizatori.
- d) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate provoca numai pagube materiale legate de înlocuirea/repararea lor și/sau de întreruperea activității în clădire pe durate diferite de timp.

Inventarierea avariilor specifice, pentru principalele categorii de CNS, este prezentată în cele ce urmează pe baza datelor din [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 356: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings*. (1998)] și a fost întocmită prin numeroase cercetări in-situ după cutremurele din trecut.

- Tavane suspendate: căderea panourilor, avarii pe contur, separarea nervurilor principale de cele transversale.
- Tavane din tencuială (ipsos): cădere parțială/totală, desfacere locală.
- Zidării de fațadă: căderea zidurilor, avarierea panourilor și a prinderilor, spargerea geamurilor, căderea placajelor.
- Decorații, ornamente: avarii care conduc până la riscul de cădere a unor piese masive, grele.
- Pereți tencuiți sau placați cu panouri de ipsos: fisurare, crăpături, dislocări.
- Pereți despărțitori amovibili: răsturnare, deplasare.
- Planșee înălțate (ridicate): cădere, separarea între module.
- Elemente înglobate în tavane suspendate (corpuri de iluminat, guri de ventilație, sprinklere): căderea din tavanul suspendat, ruperea capetelor sau conductelor de apă.
- Pereți de închidere și despărțitori din zidărie nearmată: desfacerea și căderea zidurilor și parapetilor, căderea molozului de la pereții despărțitori.
- Boilere: lunecarea, ruperea conductelor de gaz sau motorină, ruperea sau îndoirea țevilor de abur și a supapelor de avarie.
- Instalații de răcire: lunecarea, răsturnarea, ieșirea din funcțiune, pierderea lichidului de răcire.
- Generatoare electrice de urgență (de rezervă): avarierea izolatorilor de vibrații, ruperea legăturilor de alimentare (motorină, energie, linii de comandă), pierdere capacității de funcționare, ruperea liniilor de transmitere.
- Pompe pentru apa de incendiu: ruperea buloanelor de ancoraj, modificarea poziției pompei în raport cu motorul, ruperea conductelor.
- Rezervoare locale: avarierea vasului, ruperea conductelor/țevilor.
- Echipe de comunicații: alunecare, răsturnare, răsucire care produce ieșirea din funcțiune.
- Transformatori principali: alunecare, pierderea uleiului, ruperea/avarierea izolatorilor, ieșirea din funcțiune.
- Panouri electrice principale: alunecarea sau răsturnarea, spargerea sau avarierea țevilor sau barelor colectoare.
- Ascensoare (cu tracțiune): ieșirea contragreutății de pe șine, ieșirea cablurilor de pe scripete, dislocarea echipamentelor.
- Alte echipamente fixe: alunecare sau răsturnare, ieșirea din funcțiune, avarierea echipamentelor alăturate.
- Canalizări: rupere, separare, pierderi de lichid, pierderea aburilor.
- Tevi, conducte: rupere, pierderi de lichid.

C10.2 (2) O formulare mai concretă a cerințelor de performanță ale CNS este posibilă în cadrul concepției generale pe proiectare seismică pe baza conceptului de performanță (engl. **PBSD** ⇒ *Performance based seismic design*).

Gradul de avarie maxim probabil după producerea unui cutremur definește nivelul de performanță seismică al clădirii.

Gradul de avariere se referă la atât la elementele structurii (**ES**) cât și la componentele nestructurale (CNS) și se definește prin natura, amploarea și consecințele avariilor (pierderilor).

Astfel în SUA, în conformitate cu prevederile stabilite de [SEAOC Performance –Based Seismic Engineering. Vision 2000 Committee, Sacramento. 1995] și cu recomandările [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 450: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings*. (2003)] se definesc patru niveluri de performanță, primele două fiind legate de starea limită de serviciu (SLS) și celelalte legate de starea limită ultimă (ULS).

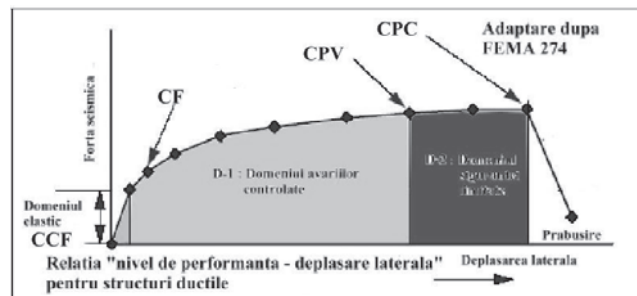
Cerințele de performanță legate de (SLS) sunt definite după cum urmează :

1. **Clădire complet funcțională (CCF)** : clădire cu avarii neglijabile, care continuă să funcționeze normal, inclusiv instalațiile, echipamentele și dotările.
2. **Clădire funcțională (CF)**: clădire cu avarii minore și întreruperi de scurtă durată ale serviciilor/utilităților neesențiale, dar care poate fi folosită normal.

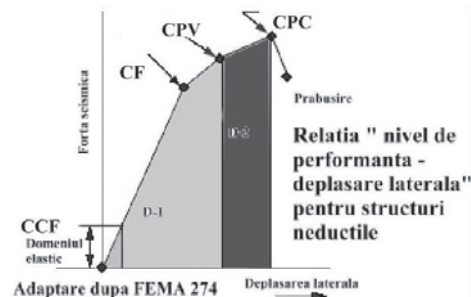
Deoarece elementele subsistemului CNS asigură funcționalitatea clădirii, este evident că realizarea acestor două niveluri de performanță depinde, în primul rând, de comportarea subsistemului CNS sub acțiunea cutremurului.

În cazul CNS care sunt sensibile la acțiunea indirectă a cutremurului, performanța seismică a acestora depinde, evident, și de performanța seismică a structurii. Nivelul de performanță *clădire complet funcțională* este asociat solicitărilor pentru care incursiunile dincolo de limita domeniului elastic de comportare a materialelor sunt întâmplătoare. În cazul structurilor ductile, după depășirea limitei de *clădire funcțională* (CF) există un interval lung de deformare, între CF și CPV, în care avariile sunt apreciate ca fiind controlabile (în consecință și avarierea CNS nu este excesivă). [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 274: *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, october 1997]

În cazul structurilor cu comportare neductilă (proiectate cu factori de comportare relativ mici) domeniul în care se poate afirma că avarierea CNS nu este excesivă (între CF și CPV) este mult mai restrâns.



(a)



(b)

Figura C 10.4. Domeniul avariilor controlate la structuri ductile (a) și neductile (b)

Descrierea comportării generale a subsansamblului CNS, pentru fiecare dintre cele patru niveluri de performanță seismică (NPS) ale clădirii, a fost formulată în documentul [SEAO Performance -Based Seismic Engineering.Vision 2000 Committee, Sacramento. 1995] după cum urmează:

- I. Complet funcțional /operațional: Se produc numai avarii minore ale CNS care continuă să funcționeze, iar clădirea este disponibilă pentru utilizarea normală. Reparațiile cu caracter local și izolat, dacă sunt necesare, pot fi executate oricând dorește beneficiarul. Satisfacerea acestui nivel depinde și de caracteristicile echipamentelor (*calificarea seismică*) și de calitatea montajului. Uneori este necesară existența/funcționarea alimentării de rezervă cu energie electrică.

- II. Funcțional: CNS se află în siguranță și, dacă sursele de alimentare respective sunt disponibile, cele mai multe dintre acestea pot funcționa. Sistemele vitale (*Life Safety Systems*) sunt operaționale.
Se produc avarii ușoare la unele CNS, câteva geamuri sparte, unele echipamente pot ieși din funcțiune. Căile de acces și echipamentele pentru siguranța vieții rămân în general disponibile și funcționale (dacă alimentarea cu energie funcționează). Reparațiile, uneori mai numeroase, pot fi însă, începute oricând dorește beneficiarul.

Riscul de rănire/pierdere a vieții datorit avariilor CNS este foarte scăzut. Dacă structura nu are avarii grave, ocupanții pot rămâne în siguranță în clădire dar, uneori, în condiții de confort redus.

- III. Protecția vieții: Se produc avarii semnificative ale CNS. Acestea sunt în siguranță din punct de vedere al stabilității și al rezistenței, dar este posibil ca, în cele mai multe cazuri, instalațiile și echipamentele să nu funcționeze.
Se produc avarii extinse și costisitoare ale CNS care necesită timp lung pentru refacere, dar nu se produc dislocări și căderi sistematice. Căile de acces pot fi parțial blocate de moloz sau de unele

elemente de construcție căzute. Se pot produce și alte degradări semnificative ale clădirii prin avarierea instalațiilor: inundarea, incendiul.

Pot fi persoane rănite prin căderea CNS dar riscul de pierdere a vieții este, în general, foarte scăzut, atât la interiorul clădirii cât și la exterior.

- IV. Precolaps: Este posibil ca multe CNS să fie dislocate sau să aibă prinderile rupte/avariate și din acest motiv să prezinte un risc major de prăbușire și deci, pericol pentru siguranța vieții.

În clădirile corect proiectate elementele grele/masive care reprezintă pericole grave în cazul în care se prăbușesc sunt asigurate și nu cad în zonele unde sunt posibile aglomerări de persoane. La acest nivel de avariere nu se poate asigura protejarea căilor de acces și nici a instalațiilor pentru siguranța vieții (instalațiile de stingere a incendiilor, de exemplu).

C10.2.(4) Proiectarea seismică conform acestui capitol se aplică în teritoriu, diferențiat în funcție de:

- severitatea hazardului seismic la amplasament (acelerația a_g);
- clasa de importanță a clădirii
- riscul care rezultă din avarierea unei anumite clase de CNS (în principal riscul pentru siguranța vieții)

C10.2.(5) Excepțiile menționate la acest punct au în vedere existența unui risc redus pentru siguranța vieții rezultat din coroborarea următoarelor considerente:

- nivelul de solicitare scăzut ;
- inexistența unui pericol public în cazul avarierii;
- clasa de importanță inferioară a clădirilor (pentru care nu se cere funcționarea continuă și care nu adăpostesc aglomerări de persoane);
- inexistența unor riscuri speciale (deversare de lichide sau aburi cu temperatură sau presiune ridicate sau a altor substanțe periculoase).

În plus pentru toate componentele **B+D** (cu excepția **B4**) pentru care $\gamma_{CNS} \leq 1$, s-a avut în vedere că, prin limitarea greutății și a înălțimii de montare, aceste elemente nu constituie pericol pentru siguranța vieții în cazul în care se răstoarnă sau se deplasează din poziția în care sunt montate.

C 10.3. Bazele calculului seismic al componentelor nestructurale

Actuala ediție a P 100-1 are la bază valori mai ridicate cu 25% ale accelerațiilor seismice de proiectare față de cele din P 100-1/2006, pentru toate locațiile care se află sub incidența cutremurelor intermediare din Vrancea și a cutremurelor superficiale din Banat. Pentru aceste zone accelerația seismică de proiectare este $a_g=0,20g \div 0,40g$ ceea ce mărește, direct proporțional, valoarea forței seismice pentru care trebuie proiectate CNS. Aceste valori corespund unui interval mediu de recurență de circa 225 de ani și servesc pentru calculul CNS la starea limită ultimă de stabilitate și de rezistență. Pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS) se folosește o fracțiune (ν) din valoarea a_g corespunzătoare amplasamentului, diferențiată în raport de riscul potențial care decurge din avarierea diferitelor categorii de componente nestructurale.

Creșterea forței seismice proporțional cu creșterea accelerației de proiectare a fost compensată parțial prin reducerea coeficienților de siguranță pentru unele materiale având vedere faptul că intervalul mediu de recurență al cutremurului de proiectare a crescut de la 100 de ani la 225 de ani (probabilitatea de producere în cursul existenței construcției a cutremurului de proiectare a scăzut). Au fost însă introduse prevederi mai severe pentru protecția componentelor esențiale din clădirile din clasa I de importanță și pentru toate componentele care prezintă risc pentru siguranța vieții. Prevederile sunt mai severe pentru zonele cu valori ridicate ale accelerațiilor ($a_g \geq 0,30g$) pentru care experiența națională și internațională este mai redusă. În orice caz, sporirea accelerației seismice de proiectare va conduce, în multe situații, la creșterea dimensiunilor unor elemente (sporirea grosimii pereților nestructurali) și la creșterea dimensiunilor prinderilor și la necesitatea unor măsuri constructive mai stricte atât pentru elementele de construcție cât și pentru instalații și echipamente.

Totodată va rezulta și un efort suplimentar din partea proiectaților pentru calcule și detalieri.

C 10.3.1. Principii și metode de evaluare a forței seismice de proiectare pentru CNS

C10.3.1(2) Calculul mai exact al CNS la acțiunea seismică se poate face folosind diferite procedee de analiză dinamică directă, bazate pe principiile dinamicii structurilor elastice. Calculul are ca scop determinarea accelerației seismice a CNS amplasate într-o construcție în vederea evaluării forțelor seismice de proiectare.

Complexitatea acestor procedee/metode variază în limite largi în funcție de modelul de calcul și de procedeul analitic folosit.

Calculul bazat pe un model complet al sistemelor "structură +CNS", efectuat prin analiză modală sau prin integrarea directă a ecuațiilor de mișcare, prezintă dificultăți deosebite care îl fac, practic, inaplicabil în proiectarea curentă. În plus, așa cum este menționat și în literatura de specialitate, datorită numărului mare de grade de libertate ale sistemului compus și a diferențelor mari între masa structurii și masa CNS, rezultatele obținute printr-un astfel de procedeu nu au întotdeauna un grad de încredere satisfăcător.

O posibilitate de eliminare a dificultăților și a incertitudinilor semnalate este decuplarea celor două sisteme dinamice – structura și CNS - adică determinarea separată a răspunsului structurii principale și folosirea acestuia ca acțiune exterioară pentru calculul CNS. Un astfel de procedeu presupune determinarea variației în timp a accelerației seismice la nivelul de rezemare / prindere al CNS (*accelerograma de etaj*) și utilizarea acesteia pentru calculul accelerației seismice a CNS considerată ca sistem dinamic independent. Aplicarea acestui procedeu nu evită însă integrarea directă a ecuațiilor de mișcare pentru structură și CNS dar elimină dificultățile și incertitudinile semnalate în cazul modelului complet.

Notă. *Accelerograma de etaj* poate fi obținută direct la clădirile instrumentate seismic, dar numai la nivelurile la care este montată aparatura.

Argumentele de mai sus justifică și explică utilizarea extrem de limitată în practica curentă a celor două procedee menționate în acest aliniat.

C 10.3.1.1. Metoda spectrelor de etaj

Grupul de procedee cunoscut în literatură sub denumirea de "metoda spectrelor de răspuns de etaj" permite simplificări ale calculului pentru stabilirea accelerației CNS cu grad de precizie acceptabil în limite largi.

Calculul spectrelor de răspuns de etaj implică parcurgerea următoarelor etape:

1. Determinarea variației în timp a accelerației seismice la nivelul planșeului pe care este fixată CNS (*accelerograma de etaj*) prin integrarea directă a ecuației de mișcare a structurii sub acțiunea unei accelerograme înregistrate sau a unei accelerograme artificiale compatibile cu spectrul de răspuns al accelerației terenului la amplasament.
2. Determinarea spectrului de răspuns de etaj prin metodologia obișnuită folosind ca acțiune accelerograma de etaj.
3. Determinarea spectrului de răspuns al CNS pe baza caracteristicilor dinamice ale acesteia folosind spectrul de răspuns de etaj.

În cazul în care se urmărește numai determinarea răspunsului CNS la o singură mișcare seismică, aplicarea procedurii descris mai sus este relativ simplă și rapidă. Dacă însă se dorește să se țină seama de incertitudinile legate de manifestarea acțiunii seismice și de proprietățile dinamice ale structurii aplicarea metodei devine de

asemenea laborioasă. În acest caz este necesar ca determinarea spectrului de răspuns de etaj să fie realizată prin prelucrarea statistică a rezultatelor obținute cu un număr suficient de mare de accelerograme de etaj, generate, la rândul lor, folosind un pachet de accelerograme artificiale, și ținând seama de variabilitatea statistică a proprietăților dinamice ale structurii (perioadele proprii de vibrație și amortizarea structurală). În felul acesta se obține un spectru de etaj *netezit*, cu valori medii și abateri standard cunoscute.

Acest demers este însă de asemenea greoi și consumă mult timp pentru analizele dinamice și practic nu este folosit nici în cazul unor construcții excepționale (cum sunt centralele nucleare).

Pentru eliminarea, cel puțin parțială, a dificultăților semnalate, au fost căutate variante ale acestei metode care să evite integrarea directă a ecuațiilor de mișcare ale clădirii.

Aceste metode permit – cu anumite simplificări - determinarea directă a spectrului de răspuns de etaj, pornind de la un spectru dat al mișcării terenului, numai pe baza proprietăților dinamice ale structurii principale. Evident, este rațional ca spectrul mișcării terenului să fie, la rândul său, determinat ca spectru *netezit* bazat pe un număr suficient de mare de accelerograme artificiale.

Pentru proiectarea curentă, în locul spectrului *netezit* al mișcării terenului, obținut prin integrare directă a unui pachet de accelerograme, se poate folosi *spectrul de răspuns elastic* pentru amplasamentul respectiv stabilit prin reglementările tehnice specifice (*spectrul elastic de Cod*).

Calculul mai exact al forțelor seismice care se exercită asupra componentelor nestructurale este recomandat în special în cazul clădirilor înalte pentru care trebuie avut în vedere și fenomenul de "cvasi rezonanță al frecvențelor proprii al CNS și ale unor perioade de vibrație de ordin superior ale clădirii [Petrovici, R., *Calculul seismic al componentelor nestructurale din clădiri înalte* - Conferința Națională AICPS 2008]. Din punct de vedere al facilității de aplicare și chiar al preciziei rezultate, avantajele metodelor care folosesc spectrul de etaj determinat din spectrul elastic de cod sunt însă suficiente pentru a justifica folosirea lor în practica de proiectare.

C 10.3.1.2. Metoda forțelor statice echivalente

C10.3.1.2.(2) În marea majoritate a reglementărilor contemporane valoarea forței static echivalentă acțiunii seismice este exprimată în funcție de cinci parametri sub forma:

$$F_{CNS} = \frac{C_1 C_2 C_3 C_4}{C_5} G_{CNS} = c_{CNS} G_{CNS}$$

unde c_{CNS} este un coeficient seismic global pentru componenta respectivă.

În formula de mai sus semnificația coeficienților $C_1 \div C_5$ este următoarea (în paranteze sunt date notațiile din acest Cod):

C_1 - coeficient care reprezintă acțiunea seismică la amplasament (a_g);

C_2 - coeficient de amplificare a accelerației terenului la nivelul de prindere al CNS (K_z);

C_3 - coeficient de amplificare dinamică al CNS (β_{CNS});

C_4 - coeficient de importanță al CNS (γ_{CNS});

C_5 - coeficient de modificare (reducere) a efectului forței seismice pentru CNS (q_{CNS}).

După cum se vede, relația (10.1) din Cod acoperă integral structura formulei generale pentru calculul F_{CNS} . În standardul SR EN 1998-1 forța seismică static echivalentă pentru CNS este dată de o formulă în care se regăsesc toți parametrii exprimați prin coeficienții $C_1 \div C_5$ dar fără a fi explicitați ca atare.

$$F_{CNS} = \frac{S_{CNS} W_{CNS} \gamma_{CNS}}{q_{CNS}}$$

unde notațiile sunt următoarele:

S_{CNS} - coeficient seismic pentru CNS

W_{CNS} - greutatea CNS

γ_{CNS} - coeficientul de importanță al CNS

q_{CNS} - coeficientul de comportare al CNS

Coeficientul S_{CNS} are expresia:

$$S_{CNS} = \alpha S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_{CNS}}{T_0} \right)^2} - 0.5 \right] = \alpha S C_{2+3}$$

Așa cum se poate constata, coeficientul notat C_{2+3} ține seama simultan de amplificarea accelerației terenului pe înălțimea clădirii - coeficientul C_2 din (C10.2) - și de amplificarea dinamică dată de raportul între perioada proprie a CNS și perioada modului fundamental de vibrație al structurii - coeficientul C_3 din (C10.2).

În formula S_{CNS} notațiile sunt:

α - raportul dintre accelerația seismică de proiectare și accelerația gravitației (analog coeficientului K_s din P100-92);

S - coeficient care ține seama de natura terenului ($S=1.0$ în actuala ediție P 100-1);

T_{CNS} - perioada proprie a CNS;

T_0 - perioada modului fundamental de vibrație al structurii.

În relația (10.1) din P 100-1, coeficientul K_z ia în considerare faptul că accelerația terenului se amplifică pe înălțimea clădirii ca urmare a mișcării oscilatorii a acesteia. În consecință, componentele nestructurale aflate la înălțimi diferite în raport cu baza clădirii vor avea accelerații diferite, care cresc de la bază spre vârf.

În cazul în care se face un calcul dinamic complet al clădirii, valoarea accelerației fiecărui planșeu poate fi determinată exact pentru a servi ca bază pentru calculul forței care solicită CNS de la fiecare nivel.

Deoarece efectuarea calculului dinamic nu este justificată pentru toate categoriile de construcții (a se vedea Comentariul C10.3.1(2)), reglementările tehnice prevăd relații simplificate pentru evaluarea accelerației seismice la diferite niveluri pe înălțimea construcției.

Toate aceste relații se bazează pe ipoteza simplificatoare conform căreia creșterea accelerației pe înălțimea clădirii este proporțională cu cota (z) peste secțiunea de încastrare. Această secțiune este considerată la fața superioară a fundațiilor sau, în cazul clădirilor cu subsol rigid, la nivelul superior al plăcii peste subsol.

În felul acesta variația accelerației seismice pe înălțimea clădirii (K_z) are o formă trapezoidală exprimată prin relația :

$$K_z = 1 + m \frac{z}{H}$$

Relația din SR EN 1998-1 se poate reduce de asemenea, la limită la aceeași formă deoarece în cazurile curente, componentele nestructurale sunt mult mai rigide decât structura (cu excepția unor conducte sau elemente similare) și, ca atare, avem $T_{CNS} \ll T_0$. Prin urmare, în acest caz, se poate accepta că raportul T_{CNS}/T_0 tinde către zero și, prin urmare, rezultă cu suficientă precizie că valoarea coeficientului C_{2+3} este dată de aceeași ecuație cu $m=1.5$

$$C_{2+3} = 1.5 \left(1 + \frac{z}{H} \right) - 0.5 \equiv 1 + 1.5 \frac{z}{H}$$

ceea ce conduce la $C_{2,max} = 2.5$ pentru $z = H$.

Pentru alte reglementări de referință, relațiile care exprimă amplificarea pe înălțimea clădirii sunt:

- UBC 97 $\Rightarrow C_2 = 1 + 3 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,max} = 4.0$ pentru $z = H$
- IBC 2003 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,max} = 3.0$ pentru $z=H$
- Japan Standard 1992 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2.3 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{c,max} = 3.3$ pentru $z=H$
- NZS 4203:1992 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,max} = 3.0$ pentru $z = H$
- IS 1893 $\Rightarrow C_2 = \text{constant} \Rightarrow C_{2,max} = 1.0$ pentru $z = H$

Se menționează că valorile propuse în toate documentele FEMA sunt rezultate din prelucrarea statistică a unui număr foarte mare de înregistrări. Acumularea unui volum mare de date a fost posibilă deoarece montarea aparaturii de înregistrare este obligatorie în SUA pentru toate clădirile înalte.

La data ultimului cutremur semnificativ (mai 1990) în România exista numai un număr mic de clădiri instrumentate având fiecare câte un aparat la bază și unul la ultimul nivel (etaj complet sau etaj tehnic, parțial). Din nefericire, atât la cutremurul din 1986 cât și la cele două cutremure din 1990, aparatele au funcționat numai parțial.

Valorile amplificărilor la vârful clădirii, K_{zH} , înregistrate la clădirile instrumentate din România, sunt date în tabelul **C 10.2** alcătuit pe baza datelor din [Demetriu, S. *Identificarea parametrilor modali ai construcțiilor instrumentate seismic utilizând înregistrări la cutremurele vrâncene* A doua conferință națională de inginerie seismică, București, noiembrie 2001].

Tabelul C 10.2.

Valori K_{zH}	Cutremurul			Toate datele
	30.08.1986	30.05.1990	31.05.1990	
	8 înreg.	12 înreg.	10 înreg.	30 înreg.
max	4,43	4,98	2,76	4,98
min	1,51	1,64	1,44	1,44
medie	2,53	2,64	2,01	2,40
σ	0,89	1,11	0,47	0,90
v	0,35	0,42	0,23	0,38
medie + σ	3,42	3,75	2,48	3,30

După cum se poate constata, unele valori K_{zH} depășesc cu circa 35÷50% valoarea "medie+ σ " pentru ansamblul celor 30 de înregistrări dar aceasta ($K_{zH} = 3.30$) este superioară cu numai 10% celei date de recomandările americane ($K_{zH} = 3.00$) și din acest considerent a fost preluată în prezentul Cod (figura C 10.5) [Petrovici, R. *P 100-1 Prevederi specifice pentru componentele nestructurale ale onstrucțiilor. Alinierea la principiile și regulile de proiectare din FEMA 450 / IBC2003 (SUA). Asemănări și deosebiri față de Eurocode 8. Conferința Națională AICPS 2006*].

Rezultatele individuale, pe cele trei clădiri la care ambele aparate au funcționat la toate cele trei cutremure, prezintă de asemenea variații foarte mari de la un cutremur la altul (tabelul C 10.3). Cauzele acestei variații și ale valorilor deosebit de mari înregistrate în unele cazuri trebuie căutate, fără îndoială, în compozițiile spectrale ale celor trei cutremure – pe amplasamentele respective - corelate cu caracteristicile dinamice ale clădirilor pe care s-au făcut înregistrările.

Tabelul C 10.3

Clădirea	Înălțime	Direcția	Cutremurul		
			30.08.1986	30.05.1990	31.05.1990
Brăila Bloc Unirea	S+P+	L	2,40	2,30	1,51
		T	4,43	2,60	1,58
Galați Țiglina -Bloc II	S+P+	L	2,73	1,80	2,76
		T	1,82	1,88	1,81
Ploiești -Vest Bloc 149 C	S+P+	L	2,68	4,65	2,48
		T	2,03	4,98	2,50

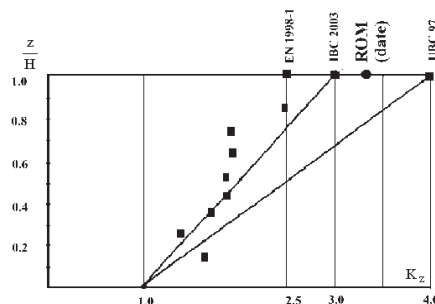


Figura C 10.5. Variația accelerației seismice pe înălțimea clădirii

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 450: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings.* (2003)]

Rezultă în mod evident, că pentru clarificarea acestei probleme este necesară obținerea unui număr cât mai mare de înregistrări și pentru aceasta se impune intensificarea eforturilor pentru echiparea cât mai multor clădiri cu cel puțin două aparate de înregistrare. În acest scop această ediție a P 100-1 prevede obligativitatea echipării cu aparate de înregistrare a clădirilor mai înalte de 50m situate în zone seismice cu accelerația de proiectare $a_g \geq 0,25g$. Necesitatea continuării acumulării datelor asupra variației accelerației pe înălțimea clădirii este evidentă deoarece unele măsurători contrazic flagrant ipoteza variației liniare așa cum rezultă din figura C 10.6.

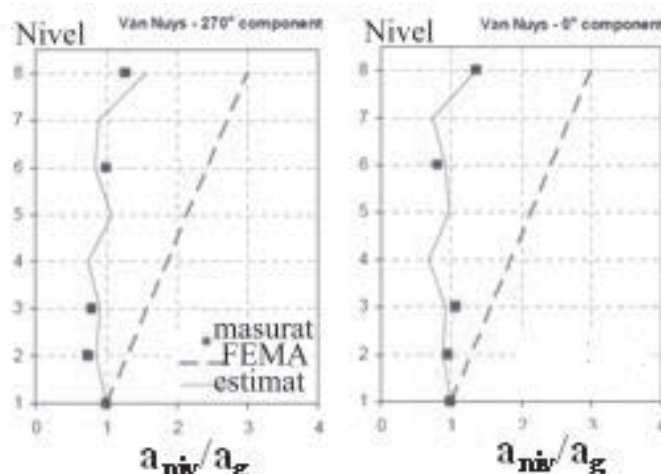


Figura C 10.6. Variația accelerației pe înălțimea clădirii înregistrată la clădirea Van Nuys

C10.3.1.2.(3) În cazul componentelor rezemate în consolă, în formula pentru calculul valorii K_z se introduce valoarea cotei de rezemare (z_{inf})

C10.3.1.2.(4) Limitarea superioară / inferioară a valorii forței seismice echivalente este necesară pentru evitarea subdimensionării/ supradimensionării CNS și a prinderilor acestora de structura principală a clădirii.

1° Limita superioară - relația (10.2) - a fost stabilită pentru a se evita obținerea din relația (10.1) a unor forțe nejustificat de mari, pentru unele componente aflate la partea superioară a clădirii.

Din coroborarea relațiilor (10.1) și (10.2) rezultă limitarea

$$\frac{\beta_{CNS}}{q_{CNS}} K_z \leq 4.0$$

Pentru pereții nestructurali interiori din zidărie simplă care nu sunt fixați de structura principală la partea superioară (de exemplu unii pereți de la grupurile sanitare), în tabelul 10.1 se dau valorile: $\beta_{CNS}=2,5$ și $q_{CNS}=1,5$ și forța seismică obținută din relația (10.1) are valoarea $F_{CNS}=1.66\gamma_{CNS}K_z a_g m_{CNS}$. Rezultă deci că forța maximă impusă de relația (10.2) este depășită pentru valorile $K_z \geq 2,4$ sau, altfel spus, pereții aflați la cote $z \geq 0,7H$ vor fi proiectați pentru valoarea maximă a forței dată de (10.2) și nu pentru forțele rezultate din aplicarea relației generale de calcul (10.1) - graficul 1 din figura C10.7.

2° Limita inferioară - relația (10.2) - a fost stabilită pentru a se asigura o forță minimă de calcul corespunzătoare practicii curente, în special pentru unele componente situate la nivelurile inferioare ale clădirii.

De exemplu, în cazul elementelor anvelopei, pentru care tabelul 10.1 stabilește $\beta_{CNS}=1,0$ și $q_{CNS}=2,5$ forța seismică obținută din aplicarea relației (10.1) are valoarea $F_{CNS}=0,4\gamma_{CNS}K_z a_g m_{CNS}$. Rezultă deci că forța minimă de proiectare impusă de (10.2) nu este atinsă pentru valori $K_z \leq 1,875$ adică pentru componentele fixate la cote $z \leq 0,45 H$ și ca atare elementele anvelopei situate sub acest nivel trebuie să fie calculate pentru forța seismică minimă din (10.3) și nu pentru valoarea mai mică a forței care rezultă din aplicarea relației generale (10.1) - graficul 2 din figura C10.7.

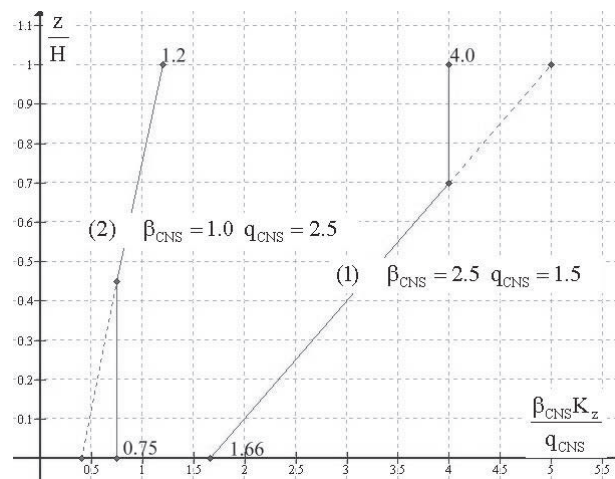


Figura C 10.7. Limitări ale forței seismice convenționale pentru CNS

[Petrovici, R. P 100-1 Prevederi specifice pentru componentele nestructurale ale construcțiilor Alinierea la principiile și regulile de proiectare din FEMA 450 / IBC2003 (SUA). Asemănări și deosebiri față de Eurocode 8. Conferința Națională AICPS 2006]

În SR EN 1998-1 nu sunt date limitări superioare/inferioare ale forței seismice echivalente care rezultă din formula (C10.3). Din acest motiv survin unele situații care vor necesita o analiză mai atentă:

- pentru cazurile în care $T_{CNS} \approx T_0$ amplificările sunt mari în raport cu cele din normele americane;
- pentru cazurile în care $T_{CNS} > 2T_0$ scăderea forței seismice echivalente este deosebit de importantă astfel încât multe CNS nu mai sunt proiectate la o forță semnificativă (în cazul clădirilor *rigide* cu $T_0 \approx 0,3 \div 0,5$ sec, componentele nestructurale cu perioade $T_{CNS} = 0,8 \div 1,20$ sec ar trebui să fie calculate la forțe convenționale uneori nesemnificative).

Pe baza argumentelor de mai sus, în P 100-1, s-au prevăzut limitări similare celor din recomandările FEMA.

C10.3.1.2.(6) Forța seismică echivalentă folosită pentru calculul eforturilor secționale de proiectare are aceeași distribuție ca și masa CNS considerată pentru determinarea ei.

Pentru elementele a căror masă este distribuită liniar (care pot fi modelate ca elemente de tip "bară") forța seismică va fi de asemenea considerată ca încărcare uniform distribuită (a se vedea *Exemplul de calcul E 10.8*). Idem, în cazul elementelor care pot fi modelate ca plăci.

În unele cazuri particulare, distribuția masei poate fi mai complexă, cum este, de exemplu, cazul unui perete nestructural cu masa uniform distribuită pe care este suspendat un obiect greu a cărui masă poate fi considerată concentrată într-un număr restrâns de puncte. În această situație forța seismică echivalentă se determină pentru fiecare masă în parte iar efectele secționale respective se însumează pentru obținerea celei mai defavorabile situații de solicitare (figura C 10.8.).

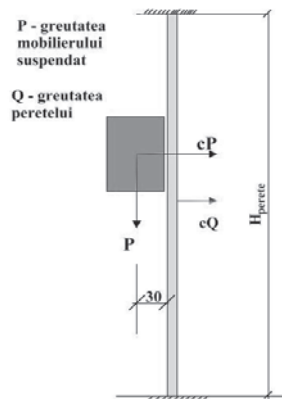


Figura C 10.8. Forțe seismice convenționale perpendiculare pe planul unui perete nestructural

Pentru verificarea siguranței, forța seismică echivalentă va fi considerată acționând pe direcția cea mai defavorabilă pentru componenta respectivă (de exemplu, perpendicular pe planul peretelui / aticului sau pe direcția de rezistență minimă în cazul unui coș de fum, etc). Pentru unele CNS sunt necesare și ipoteze mai complexe de aplicare a forței seismice, în care se iau în considerare atât componenta verticală cât și cea orizontală a forței seismice (a se vedea *E 10.8*).

C 10.3.1.3. Coeficienți de calcul

C 10.3.1.3.1 Factorul de importanță pentru CNS (γ_{CNS})

Factorul de importanță γ_{CNS} corectează valorile răspunsului seismic pentru a ține seama de:

- consecințele unei eventuale prăbușiri/avariei a CNS pentru viața oamenilor, pentru siguranța publică și pentru funcționarea anumitor clădiri în perioada imediat următoare unui cutremur ;
- urmările sociale și economice ale unui astfel de eveniment.

În SR EN 1998-1, valorile factorului de importanță (notate γ_a) sunt atribuite pe baza a două principii:

- γ_a 1.5, pentru cazurile în care avarierea are consecințe deosebit de grave (de exemplu, utilaje și echipamente necesare pentru sistemele vitale, rezervoare și recipiente care conțin substanțe toxice sau explozibile în cantități suficient de mari pentru a constitui un pericol pentru siguranța publică);
- $\gamma_a \equiv \gamma_{IE}$, pentru toate celelalte cazuri (unde γ_{IE} este factorul de importanță la solicitarea seismică al clădirii în care se află componenta respectivă);

În recomandarea americană FEMA 450, preluată în reglementarea IBC 2003, CNS sunt clasificate din punct de vedere al importanței (coeficient notat I_p) în numai două categorii:

- Componente cu importanță deosebită din punct de vedere al consecințelor prăbușirii/avarierii, pentru care $I_p=1, 5$:

- * CNS necesare pentru continuarea funcționării clădirilor din clasa de importanță I (cu nivelul cel mai ridicat de importanță);
 - * CNS vitale (care trebuie să funcționeze după cutremur), indiferent de clasa de importanță a clădirii,
 - * CNS care conțin substanțe toxice;
 - * rafturile de depozitare din clădirile accesibile publicului larg.
- Pentru toate celelalte categorii de CNS, $I_p=1,0$.

C 10.3.1.3.2. Factorul de amplificare dinamică al CNS (β_{CNS})

Factorul β_{CNS} exprimă fenomenul de amplificare dinamică a mișcării CNS sub efectul accelerației seismice de la nivelul de prindere. Acest efect depinde, în principal, de raportul dintre perioada proprie de vibrație a modului fundamental al CNS (T_{CNS}) și perioada proprie de vibrație a modului fundamental al clădirii (T_0).

Așa cum s-a arătat, în standardul SR EN 1998-1 acest factor este comasat cu factorul de amplificare pe înălțimea clădirii.

Utilizarea în practica curentă de proiectare a formulei propusă în SR EN 1998-1 implică, în marea majoritate a cazurilor, acceptarea unor aproximații, din care pot decurge abateri semnificative, în ambele sensuri, de la valoarea reală a răspunsului seismic al CNS.

Motivele care justifică această afirmație sunt în principal următoarele:

- la momentul alegerii/proiectării CNS perioada proprie de vibrație a clădirii nu este cunoscută cu exactitate deoarece, de regulă, proiectarea structurală nu este definitivată;
- folosirea modelelor și metodelor analitice pentru determinarea perioadei proprii a CNS nu este recomandabilă deoarece modelele structurale de calcul pentru componenta respectivă și/sau pentru prinderile acesteia de structura principală implică aproximații cu consecințe dificil de evaluat;
- chiar în cazurile cele mai simple determinarea perioadei proprii a unei CNS implică calcule suplimentare
- determinarea, cu suficientă precizie a perioadei proprii de vibrație a CNS nu este posibilă decât prin încercări dinamice pe platforme seismice.

Din considerente analoage celor de mai sus, în recomandarea americană FEMA 450 (dar și în edițiile anterioare ale acesteia) se folosesc pentru factorul de amplificare al CNS (notat a_p , echivalentul coeficientului β_{CNS}) valori forfetare stabilite, în principal, prin raționamente ingineresti, care iau în considerare comportarea rigidă sau flexibilă a componentei respective.

Sunt recomandate, în principal, două grupe de valori:

- $a_p = 2.5$ pentru elementele care au schema statică de tip consolă complet liberă sau ancorată sub nivelul centrului de greutate;
- $a_p = 1.0$ pentru toate celelalte categorii de componente (cu excepția elementelor de prindere ale pereților nestructurali exteriori pentru care, datorată riscului ridicat pentru siguranța vieții, se ia $a_p = 1.25$).

FEMA 450 acceptă folosirea unei determinări mai exacte în cazul în care valorile T_{CNS} și T_0 sunt cunoscute cu suficientă precizie.

Pe baza argumentelor de mai sus în această redactare a P 100-1 s-a optat pentru valori fixe ale factorului de amplificare dinamică al CNS - β_{CNS} - similare celor din recomandările FEMA.

În cazul clădirilor din clasa de importanță I și pentru toate sistemele de instalații care operează cu apă/abur la temperatură/presiune ridicată, sensibile la acțiunea directă a cutremurului și a căror rigiditate depinde de condițiile de prindere de structură, se recomandă verificarea condițiilor de rigiditate ($T_{CNS} > / < 0.06s$) în vederea alegerii mai exacte a factorului β_{CNS} (*Exemplul de calcul nr.8*).

C 10.3.1.3.3. Factorul de comportare al CNS (q_{CNS})

Reducerea forței seismice, prin împărțire cu factorul supraunitar q_{CNS} ține seama de capacitatea de absorbție de energie a structurii proprii a CNS și a prinderilor acesteia de structura principală a construcției. În general, se poate considera că această reducere este permisă ținând seama de suprarezistența materialelor (*overstrength*) și de deformabilitatea structurii proprii a CNS și a prinderilor acesteia. Deoarece nu există încă o fundamentare completă a contribuției fiecăruia dintre acești factori, prin raționamente ingineresti și pe baza experienței de la cutremurele trecute, s-au stabilit, atât în reglementările americane cât și în SR EN 1998-1, coeficienți unici.

În standardul european SR EN 1998-1, pentru acest factor- notat q_a și denumit "coeficient de comportare al CNS" -, se stabilesc două valori în funcție de condițiile de prindere/rezeme ale elementului respectiv:

- $q_a=1$ - pentru componentele a căror schemă statică este de tip "consolă";
- $q_a=2$ - pentru celelalte CNS (care au condiții mai favorabile de prindere / rezeme).

Tabelul C 10.4.

Tipul elementului nestructural	q_a
Parapeți sau ornamente în consolă Embleme sau panouri Coșuri, catarge sau rezervoare de apă lucrând ca o consola necontravântuită pe mai mult de jumătate din înălțimea totală	1,0
Pereți interiori și exteriori Compartimentări și fațade Coșuri, catarge și rezervoare de apă lucrând ca o consolă necontravântuită pe mai puțin de jumătate din înălțimea totală, legate sau suspendate de structură la nivelul sau deasupra centrului maselor Elemente de ancorare pentru dulapuri sau stelaje rezemate pe planșeu Elemente de ancorare pentru tavane false (suspendate) și plafoniere	2,0

Notă. Tabelul se referă la elementele de construcție (componente arhitecturale). Pentru instalații și echipamente în SR EN 1998-1 nu sunt date valori ale coeficientului de comportare.

ii. În recomandările americane, care sunt mult mai detaliate și mai analitice, valorile acestui factor sunt stabilite separat pentru "elemente de construcție" și pentru "elemente de instalații și echipamente".

Pentru ambele categorii de CNS, valorile factorului - notate R_p - sunt grupate, în funcție de **deformabilitatea** componentei, după cum urmează:

- $R_p=1,25$ pentru componente cu deformabilitate mică
- $R_p=2,50$ pentru componente cu deformabilitate limitată
- $R_p=3,50$ pentru componente cu deformabilitate mare

Noțiunea de **deformabilitate** (δ_0) este definită în [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 368: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings* (2001)] ca raportul între:

- Deformația ultimă (δ_u): deformația la care se produce ruperea; se consideră ca ruperea se produce dacă încărcarea capabilă se reduce cu mai mult de 20% din valoarea maximă

și

- Deformația limită (δ_l): dublul deformației inițiale (instantanee) care se produce la o fracțiune de 40% din rezistența maximă. Pentru materialele "fragile", care au comportare liniar-elastică până la rupere, deformația limită corespunde efortului $0.8 R_{max}$

Categoriile de deformabilitate ale CNS sunt definite după cum urmează:

- Componentă cu deformabilitate mare: componenta a cărei deformabilitate este 3,5 atunci când este supusă la patru cicluri complete alternante până la deformația limită.
- Componentă cu deformabilitate mică: componenta a cărei deformabilitate este $\leq 1,5$.
- Componentă cu deformabilitate limitată: componenta care nu se încadrează în categoriile de mai sus.

În detaliu, încadrarea diferitelor CNS în grupele menționate este următoarea:

A. Pentru elementele de construcție (liste parțiale) :

- $R_p = 1,25$ pentru:
 - * pereți interiori nestructurali din zidărie simplă;
 - * elemente atașate fațadelor și prinderile acestora care au deformabilitate redusă;
 - * calculul prinderilor/ancorajelor dacă acestea sunt realizate cu bolțuri împușcate, cu ancore superficiale fixate cu rășini sau dacă sunt neductile;
 - * calcul prinderilor în cazul CNS realizate din materiale fragile.
- $R_p = 2,50$ pentru:
 - * toate elementele care nu sunt cuprinse în celelalte două categorii.
- $R_p = 3,50$ pentru:
 - * construcțiile de mici dimensiuni situate peste nivelul acoperișului, cu excepția cazului în care structura acestora este în continuarea structurii construcției principale;
 - * alte componente rigide sau flexibile care au deformabilitate mare și care au piese de prindere cu deformabilitate mare.

B. Pentru elementele de instalații/echipamente:

- $R_p = 1,25$ pentru:
 - * sisteme de conducte cu elemente și prinderi cu deformabilitate mică;
 - * corpuri de iluminat;
 - * calculul prinderilor (în aceleași condiții ca și la elementele de construcție).
- $R_p = 2,50$ pentru:
 - * toate elementele care nu sunt cuprinse în celelalte două categorii.
- $R_p = 3,50$ pentru:
 - * sisteme de conducte cu elemente și prinderi cu deformabilitate mare;
 - * instalații electrice generale;
 - * sisteme de distribuție.

C 10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS

C 10.3.2.1. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită ultimă (ULS)

C10.3.2.1(1)-(3) Stabilirea condițiilor de proiectare în raport cu deformațiile structurii principale sunt esențiale pentru CNS care sunt sensibile la acțiunea indirectă a cutremurului (pentru identificarea acestora a se vedea tabelul **C10.1**).

Deplasările relative ale punctelor de prindere ale CNS pe structură se pot produce în două situații:

1. În cazul CNS care sunt prinse la niveluri diferite pe aceeași structură, din cauza deformației de ansamblu a clădirii (deplasările diferite pe orizontală și pe verticală ale punctelor de prindere);
2. În cazul CNS care sunt prinse de două structuri independente, din cauza cumulării - în sens defavorabil- a deplasărilor relative ale punctelor de prindere de pe cele două structuri.

Deoarece valorile deplasărilor relative ale punctelor de prindere pe structuri separate pot fi foarte mari se recomandă evitarea acestei rezolvări. O situație tipică de acest fel se produce în cazul conductelor care traversează rosturile între două tronsoane adiacente și care au puncte de prindere pe fiecare tronson.

În acest caz se recomandă:

- traversarea rostului să se facă la nivelurile inferioare unde valorile deplasărilor sunt mai mici (recomandabil la subsol);
- să se prevadă racorduri / prinderi flexibile capabile să preia deformațiile impuse fără eforturi suplimentare semnificative în material.

Un alt caz particular în care verificarea la efectele deplasărilor diferențiate are o importanță mare este cel al pieselor de legătură între două subansambluri/ piese componente ale unui sistem de instalații/ echipamente. În funcție de caracteristicile dinamice ale subansamblurilor / pieselor și /sau ale condițiilor respective de fixare există o probabilitate ridicată ca distanțele între punctele de prindere ale elementului de legătură (o conductă, de exemplu) să se modifice în timpul mișcării seismice. În consecință piesa respectivă poate fi supusă unor eforturi unitare mari care să ducă la deteriorarea sa.

Pentru a preveni această situație proiectantul trebuie să prevadă măsurile constructive adecvate pentru preluarea integrală a deplasărilor relative (suma deplasărilor absolute - în sensuri opuse- ale componentelor).

Trebuie să adăugăm și observația că răspunsul seismic al sistemelor de CNS depinde și de comportarea sub sarcină a materialelor respective. Astfel un sistem de conducte

din materiale ductile (oțel/cupru) poate prelua deplasări relative importante fără avariere semnificativă. În schimb, în cazul conductelor din materiale cu ductilitate mai mică/ fără ductilitate, preluarea deplasărilor relative ale punctelor de prindere (punctele fixe) nu se poate face decât prin prevederea unor elemente intermediare și / sau prinderi flexibile.

Limitarea deplasărilor relative ale punctelor de prindere/rezeme ale diferitelor categorii de CNS este necesară și pentru a se evita:

- căderea CNS de pe reazeme;
- ciocnirea acestora în timpul cutremurului.

În cazurile în care, din punct de vedere funcțional, distanțele între diferitele

componente ale unui sistem de CNS sunt mici, astfel încât există riscul de ciocnire între componentele respective, sunt necesare măsuri speciale de protecție în zonele vulnerabile (de exemplu, introducerea unui material care să atenueze efectul șocului).

Relațiile (10.4) și (10.5) se referă la limitarea deplasărilor elastice calculate considerând coeficientul de comportare al structurii $q=1,0$ acoperind în felul acest deplasarea inelastică maximă probabilă.

C 10.3.2.2. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS)

C10.3.2.2 (2) Coeficientul v pentru determinarea forței seismice de proiectare pentru care se calculează deplasările relative ale punctelor de prindere ale CNS se ia conform anexei E la P 100-1 pentru elementele structurii și este stabilit independent de materialul din care este executată structura principală a clădirii.

Prin excepție, pentru componentele nestructurale care prezintă risc deosebit pentru siguranța vieții se ia valoarea $v=0,7$ care ține seama de consecințele grave pe care le poate avea:

- prăbușirea într-un spațiu aglomerat a unor elemente componente ale fațadei sau atașate acesteia;
- întreruperea funcționării unui sistem de instalații / conducte din clădirile din clasa de importanță II și, mai ales, a celor din clasa de importanță I.

Limitarea superioară a deplasărilor relative ale punctelor de prindere ale CNS, în funcție de limitele deplasărilor relative de nivel admise pentru structura principală, este justificată de faptul că în multe cazuri elementele nestructurale și detaliile de prindere ale acestora sunt proiectate și uneori chiar comandate înainte de definitivarea calculului structurii principale. În ori ce caz această limitare este asiguratorie.

C 10.4 Condiții generale pentru proiectarea seismică a componentelor nestructurale

C 10.4.1. Legăturile CNS

C 10.4.1.1.Principii generale de proiectare a legăturilor CNS

C10.4.1.1(1) Proiectarea prinderilor va urmări, în primul rând, realizarea unui traseu cât mai direct al forțelor de legătură de la CNS la structura principală.

Componentele nestructurale cu masă și rigiditate mari vor fi prinse direct de un element al structurii principale în timp ce componentele de dimensiuni mai mici pot fi

ancorate de o altă CNS, care, la rândul ei trebuie să fie direct legată de structura principală. Este, de exemplu, cazul firmelor/reclamelor care pot fi prinse de alte CNS - parapete, atice- dar numai dacă acestea sunt prinse direct de structura principală.

Toate prinderile CNS vor fi alcătuite astfel încât să poată prelua efectele acțiunii seismice în ambele sensuri. Mecanismul de transfer al forțelor de legătură dintr-o prindere poate fi însă diferit în funcție de natura solicitării (transmiterea prin contact direct a compresiunii și transmiterea întinderii prin ancore metalice).

C10.4.1.1(2) În cazul în care sunt fixate de structura principală în mai multe puncte, componentele care au o masă importantă, care pot fi avariate, sau care prin cădere pot avaria alte elemente, trebuie să poată prelua deplasările relative determinate conform **10.9.3**.

În particular, pentru anumite categorii de CNS, cum sunt fațadele cortină, sistemul structural propriu poate căpăta eforturi suplimentare datorită blocării posibilităților de deformare liberă sub efectul variațiilor de temperatură. Mărimea acestor eforturi depinde de concepția de alcătuire de ansamblu a fațadei și de detaliile specifice și trebuie luată în considerare atunci când este semnificativă în raport cu eforturile provenite din acțiunea seismică. Similar, în cazul clădirilor înalte deformațiile stâlpilor de fațadă datorate variațiilor de temperatură sezoniere pot impune deformații ale pereților nestructurali care se suprapun deformațiilor produse de mișcarea seismică.

Acest grup de CNS cuprinde suprafețele vitrate, pereții despărțitori, placajele, etc.

În funcție de materialul din care sunt realizate măsurile de protecție sunt diferențiate.

Astfel în cazul placajelor din aluminiu sau din materiale plastice a căror masă proprie este redusă și care au deformabilitate semnificativă, preluarea deplasărilor relative nu pune în general probleme speciale.

C10.4.1.1(3) Independent de celelalte condiții de dimensionare și de detaliere se recomandă ca, ori de câte ori este posibil, la fiecare prindere care asigură rezistența și stabilitatea unei CNS, să se prevadă cel puțin două piese de ancorare ca măsură asiguratorie.

C10.4.1.1(4) Proiectarea prinderilor ductile trebuie să aibă în vedere următoarele obiective:

- să asigure redistribuția eforturilor între ancorele din același grup;
- să permită preluarea unor încărcări suplimentare fără rupere prematură.

În ceea ce privește disiparea energiei seismice în ancore, deoarece în cazurile curente, nu se pot asigura condițiile necesare pentru o comportare histeretică stabilă, se recomandă ca dimensionarea prinderilor să se facă fără a ține seama de aceasta. De asemenea nu se poate conta pe energia consumată de ancoră prin deformația proprie deoarece aceasta transmite eforturile unui material cu ductilitate scăzută (beton sau zidărie).

C10.4.1.1(5) Procedeele de prindere vor corespunde reglementărilor specifice valabile în țară privitoare la dimensionare și detaliere sau vor face obiectul unui acord tehnic întocmit și aprobat conform legislației din România. Alegerea procedurii de prindere și a materialelor utilizate va ține seama și de măsurile necesare pentru asigurarea durabilității prinderii în condițiile de mediu/ expunere specifice.

C10.4.1.1(6) Neglijarea contribuției forței de frecare la preluarea forței seismice de calcul are la bază două considerente:

- în multe cazuri deplasarea CNS sub efectul forței seismice se produce printr-o mișcare de basculare (deplasare "în salturi/în pași") ceea ce face ca forța de frecare între CNS și suportul acesteia să nu se dezvolte integral în timpul deplasării;
- componenta verticală ascensională a accelerației seismice reduce efectul forței de frecare (reduce forța de apăsare pe suprafața suport).

C10.4.1.1(7) Prevederile P100-1 au în vedere ca eforturile rezultate din transmiterea forțelor seismice aferente unei CNS la structura principală să nu afecteze siguranța elementelor de care aceasta este prinsă (de exemplu, grinzile planșeelor și stâlpii de care este prins un panou nestructural de fațadă). De regulă, este suficientă numai verificarea elementelor adiacente CNS (de care aceasta este prinsă direct) și a prinderilor acestora pentru eforturile secționale (**N, M, V**) provenite din acțiunea simultană a încărcărilor verticale și seismice asupra structurii la care se adaugă eforturile secționale datorate forțelor de legătură între CNS și structură. În unele cazuri, pentru clădiri aflate în zone cu accelerație seismică de calcul mare - orientativ $a_g \geq 0,25g$ - și pentru CNS cu masă și rigiditate mari, verificarea menționată mai sus trebuie extinsă pe traseul forțelor până la elementele pentru care efectul forțelor de legătură nu mai influențează dimensionarea. Verificările menționate mai sus sunt necesare și în toate cazurile în care dimensionarea elementelor structurii s-a făcut fără cunoașterea exactă a caracteristicilor constructive ale CNS și a modului de prindere a acesteia de structura principală.

C 10.4.1.2. Calculul și alcătuirea legăturilor între CNS și elementele de rezemare

C10.4.1.2(1) Prevederea are în vedere faptul că mărimea forțelor de legătură rezultate din acțiunea seismică asupra CNS poate fi afectată de numeroase incertitudini legate în primul rând de:

- intensitatea acțiunii seismice;
- modelul de calcul pentru determinarea forțelor de legătură;
- imperfecțiunile de realizare la șantier a detaliilor din proiect.

Efectele economice ale sporului de forță în prinderi sunt neglijabile în timp ce efectul acestui spor asupra siguranței construcției poate fi foarte important ținând seama de condițiile menționate mai sus.

C10.4.1.2(2) Capacitatea ancorelor, specificată, de regulă, în cataloagele firmelor producătoare numai pentru încărcări statice, nu va fi sporită pentru a se ține seama de caracterul dinamic al încărcărilor date de cutremur. Invers, acolo unde condițiile particulare de solicitare ale prinderii sunt defavorabile se recomandă să se ia în considerare o reducere a capacității nominale a ancorei.

Calculul ancorelor trebuie să țină seama și de toleranțele de montaj specifice (pe toate direcțiile) și chiar de o depășire rezonabilă a acestora mai ales în ceea ce privește poziția (din această cauză pot rezulta unele excentricități de aplicare a forțelor și, implicit, eforturi suplimentare în ancore).

Pentru prinderile care nu au un mecanism clar și sigur de transmitere a forței de compresiune, proiectarea sistemului de ancore pentru preluarea momentului de răsturnare trebuie să țină seama și de deformabilitatea echipamentului și/sau a plăcii de bază a acestuia. O situație specială de acest fel se întâlnește în cazul prinderilor unor utilaje sau echipamente electro-mecanice la care este prevăzută susținerea provizorie pe ancore (cu piulițe de reglaj) și apoi umplerea spațiului de sub placa de bază cu mortar. Deși unele lucrări subliniază contribuția mortarului la preluarea eforturilor de

compresiune este prudent ca ancorele să fie dimensionate, pentru toate solicitările, neglijând aportul mortarului care poate fi practic anulat prin contracție și/sau fisurare.

C10.4.1.2(3) În cazul ancorelor fixate în beton sau în zidărie, dimensionarea acestora pentru eforturi mai mari decât eforturile capabile ale CNS are ca scop reducerea probabilității de cedare a prinderii înaintea cedării componentei respective. Prin aceasta se are în vedere și faptul că, de multe ori, cedarea prinderii poate căpăta caracter neductil, din cauza variabilității mari a proprietăților mecanice ale betonului și mai ales ale zidăriei. În același timp, prin dimensionarea prinderilor pentru forțe sporite se compensează, într-o anumită măsură, scăderea capacității ancorei ca urmare a fisurării betonului sau zidăriei sub acțiunea solicitărilor seismice.

C10.4.1.2(4) Prevederea ține seama de faptul că ancorele scurte nu îndeplinesc întotdeauna condițiile necesare unei comportări ductile. Datorită neomogenității betonului și/sau unor condiții specifice ale îmbinării (distanțe mici față de marginea piesei sau între ancorele din grup, etc) există o probabilitate ridicată ca ancora să cedeze neductil (prin beton). Comportarea neductilă are o probabilitate și mai ridicată de a se produce în cazul ancorelor solicitate la forță tăietoare, ceea ce este cazul pentru majoritatea CNS din clădirile curente, mai ales dacă acestea sunt blocate de un element rigid la una din fețele rostului.

În aceste condiții, adoptarea unei valori mai mici a coeficientului de comportare a CNS are scopul de a evita cedarea neductilă a prinderilor de acest tip.

C10.4.1.2(5) Experimental, s-a constatat o mare variabilitate a capacității de rezistență a bolțurilor fixate prin împușcare. Împrăștierea rezultatelor este mult superioară celei constatate la ancorele montate în găuri forate și este datorată, în primul rând, neomogenității inerente a straturilor superficiale de beton.

Această neomogenitate, din care rezultă incertitudine privind siguranța prinderilor respective, justifică limitarea folosirii acestui tip de ancore la construcții situate în zone cu seismicitate redusă.

C 10.4.2. Interacțiunile CNS

C 10.4.2.1. Interacțiuni cu elementele/subsistemele structurale

C10.4.2.1(1) Modelul de calcul folosit pentru proiectarea seismică a structurilor nu include, în general, efectul CNS.

În realitate, CNS din clădire, și mai ales pereții de închidere și cei despărțitori, pot avea, în unele situații efecte favorabile asupra siguranței clădirii dar, de cele mai multe ori, în cazul în care efectele acestora nu sunt evaluate corect, pot conduce la manifestarea unor efecte generale sau, mai ales, locale, defavorabile pentru integritatea structurii.

- efecte favorabile: contribuie la preluarea forței tăietoare; limitează, într-o oarecare măsură deplasările laterale ale clădirii;
- efecte nefavorabile:
 - prin sporirea rigidității și implicit reducerea perioadei proprii a modului fundamental măresc accelerația orizontală (deplasarea spre palierul spectrului de răspuns pentru clădirile cu $T_0 \geq T_C$);
 - modificarea poziției centrului de rigiditate și a momentului de inerție de torsiune ceea ce poate conduce la creșterea forței

tăietoare în unele subansambluri structurale situate pe perimetrul clădirii;

- modificarea forței axiale în stâlpii alăturați simultan cu sporirea momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare în zonele de contact;
- producerea unor mecanisme de prăbușire neconvenționale, altele decât mecanismul optim, datorită concentrărilor de eforturi care se produc.

De regulă, se poate admite că prezența CNS nu influențează criteriile de regularitate definite la 4.4.3. dacă:

- pereții exteriori și interiori nu prezintă rigiditate semnificativ mai mare decât cea a elementelor structurale;
- dispunerea în plan a acestora este relativ uniformă și nu diferă semnificativ de distribuția elementelor structurii;
- rigiditatea pereților și poziția lor în plan nu se modifică semnificativ de la un nivel la altul.

În cazurile în care condițiile de mai sus nu sunt satisfăcute, calculul structural devine mai complex :

- este necesară includerea pereților în modelul de calcul al structurii ca bare sau ca plăci (în modelul/domeniul elastic) și examinarea condițiilor de intrare în lucru a acestor elemente:
 - imediat (dacă există certitudinea unui contact direct cu structura);
 - după ce s-a atins un anumit nivel de deplasare laterală de ansamblu (dacă între pereți și structură există un spațiu liber)
- pentru cazul în care se examinează influența pereților asupra răspunsului clădirii în domeniul postelastice este necesară adoptarea unui model de comportare cât mai realist pentru încărcările ciclice alternante (se recomandă folosirea unui model cât mai simplu și acoperitor);
- sunt necesare măsuri speciale de alcătuire /detaliere constructivă a zonele de contact cu grinzi/stâlpii alăturați.

C 10.4.2.2 Interacțiuni cu alte CNS

În numeroase cazuri, în proiecte se prevede asigurarea stabilității unor CNS prin rezemare sau rigidizare prin intermediul altor componente nestructurale. Adoptarea acestor rezolvări poate fi acceptată numai dacă se verifică:

- capacitatea elementului care constituie reazem/rigidizare de a prelua încărcările seismice și, după caz, cele gravitaționale, aferente componentei respective;
- compatibilitatea deformațiilor celor două elemente;
- existența unor măsuri constructive care să permită preluarea unor deformații superioare, în limite rezonabile, celor determinate prin calcul precum și a abaterilor de montaj.

În cazul instalațiilor și echipamentelor care constituie "sisteme" măsurile pentru reducerea riscului de avariere vor fi mai severe pentru acele componente care condiționează funcționarea întregului sistem. De exemplu, în cazul instalațiilor de rezervă dintr-un spital, asigurarea funcționării generatorului electric este necesară pentru funcționarea sistemelor de iluminat, de ventilație/condiționare, de alimentare cu apă potabilă și de încălzire. Ca atare, proiectarea prinderilor generatorului trebuie să se facă la un nivel de siguranță superior celui adoptat pentru alte componente ale sistemului. În același context trebuie examinat și nivelul de protecție al altor CNS a căror avariere poate afecta integritatea sau funcționalitatea CNS cu rol "vital". De exemplu, prăbușirea pereților despărțitori de la camera generatorului poate conduce de asemenea la consecințele menționate mai sus.

C 10.5. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale (A)

C 10.5.1. Condiții generale de proiectare seismică

C10.5.1(1) Obiectivele proiectării seismice a componentelor arhitecturale au fost prezentate la **C10.2**.

Măsurile de proiectare pentru satisfacerea acestor obiective trebuie să răspundă următoarelor cerințe:

- asigurarea stabilității și integrității fizice a CNS; în situațiile precizate prin tema investitorului, prin proiectare trebuie să se asigure și funcționalitatea CNS;
- evitarea unor interacțiuni defavorabile cu structura sau cu alte CNS;
- limitarea pierderilor materiale (avarii limitate și reparabile în cazul cutremurelor moderate).

C 10.5.1.1. Condiții pentru proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale din zidărie (Az)

C10.5.1.1.(1) Cu toate progresele realizate pe plan internațional privind introducerea materialelor și tehnologiilor noi pentru realizarea componentelor arhitecturale nestructurale, în România realizarea acestora se face aproape în exclusivitate din zidărie. În cele mai multe cazuri proiectarea acestor elemente ignoră încărcările minime pe care acestea ar trebui să le suport și din rațiuni zise "de economie" sunt executate cu materiale de calitate slabă sau modestă.

Prevederile date continuare au ca scop limitarea situațiilor de subdimensionare a componentelor nestructurale arhitecturale din zidărie.

C10.5.1.1.(3),(4),(5)și (6) Aceste paragrafe stabilesc caracteristicile minime ale materialelor pentru zidărie (elemente și mortare) care se folosesc pentru proiectarea seismică. Atragem atenția că limitele impuse se referă la caracteristicile necesare pentru asigurarea rezistenței seismice și sunt mai severe decât condițiile impuse materialelor folosite în zone neseismice.

C10.5.1.1.(7) Acest paragraf stabilește, odată în plus, răspunderea proiectantului pentru alegerea materialelor pentru zidărie în vederea asigurării satisfacerii cerinței de siguranță sub efectele acțiunii seismice de proiectare (după caz, pentru ULS și/sau pentru SLS).

C 10.5.2. Proiectarea seismică a elementelor de construcție atașate anvelopei

În concepția P 100-1, proiectarea seismică a elementelor anvelopei are o importanță deosebită ținând seama de consecințele extrem de grave care pot decurge din avarierea și prăbușirea acestora în spațiile din exteriorul clădirii. Măsurile de prevedere se referă mai întâi la elementele de închidere cu masă mare care sunt sensibile la acțiunea seismică directă, normală pe plan și, simultan, la deplasările în plan impuse de deformația de ansamblu a clădirii. În cazul pereților din zidărie riscul datorat acțiunii seismice perpendiculară pe planul peretelui este amplificat de rezistența scăzută a zidăriei la întindere din încovoiere și de caracterul fragil al ruperii. Mai multe studii experimentale arată că în acest caz efectele se suprapun și se amplifică reciproc. În cazul pereților nestructurali rezemați pe console sau grinzi cu deschideri mari deformațiile statice ale elementelor de reazem sunt fi amplificate și de efectul componentei verticale a mișcării seismice. Efectele acțiunii seismice în plan vertical amplifică, în acest caz, efectelor forțelor seismice orizontale care acționează în planul peretelui și perpendicular pe acesta [Newmark,N.M., Rosenblueth,E. *Fundamentals of Earthquake Engineering* Printice Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J. 1971] . Din acest motiv, pentru evitarea prăbușirii pereților în cazul unui cutremur puternic este necesară limitarea deformațiilor panoului de zidărie perpendicular pe planul său simultan cu limitarea deplasării relative de nivel a structurii. Cu toate aceste precauții, în absența unor măsuri constructive de ancorare corespunzătoare, prăbușirea pereților în cazul unui cutremur puternic nu poate fi evitată cu certitudine.



(a) rezemați pe console (b) înrâmați în cadre de beton armat

Figura C 10.9. Prăbușirea pereților de fațadă

C 10.5.2.1. Condiții pentru proiectare seismică a elementelor de construcție din zidărie atașate anvelopei (A1z)

C10.5.2.1 (3) Din analiza efectuată după cutremurul din 1940 de către A.A.Beleș - [Cutremurul și Construcțiile - Bucuresti 1941], pot fi citate, cât mai aproape de exprimarea originală a autorului, remarcile privind comportarea seismică a coșurilor și explicațiile, de cele mai multe ori evidente, ale situațiilor constatate :

Coșurile au suferit deasemeni foarte mult. În special coșurile înalte, și cele cu căciulă s-au prăbușit distrugând alocuri învelitorile și chiar planșeele. Distrugerea coșurilor chiar la cutremure de mai mică intensitate (de gradul VI, de exemplu) se explică și prin faptul că zidăria acestor coșuri sub acțiunea fumului, a variațiilor de temperatură , a ploii, a înghețului și dezghețului este în bună parte alterată. Chiar la coșuri joase care s-au prăbușit, în majoritatea cazurilor, zidăria se găsea complet dezagregată pe învelitoare.

C10.5.2.1. (4) Prevederea are în vedere evitarea/limitarea riscului prăbușirii calcanelor/frontoanelor înalte care nu au structură proprie sau nu sunt ancorate de elementele structurale. Prin cădere aceste elemente pot produce accidente în exteriorul clădirii sau pot avaria clădirile adiacente care au înălțime mai mică.



Figura C 10.10. Căderea calcanului a avariat clădirea vecină București, 1977

C10.5.2.1 (6) Pentru realizarea cornișelor și brâurilor prin zidire se recomandă ca avansarea în consolă la fiecare asiză să nu depășească $1/3$ din lățimea elementului sau $1/2$ din înălțimea acestuia. În cazul în care cornișa se execută peste nivelul ultimului planșeu (constitue atic al terasei) la partea superioară se va prevedea o centură de beton armat continuă pe toată lungimea cornișei. În funcție de valoarea eforturilor datorate acțiunii seismice perpendiculare pe planul cornișei în zidărie se vor prevedea stâlpișori de beton armat în continuarea celor de la nivelul inferior.



Figura C 10.11. Zidirea cornișelor și brâurilor

C10.5.3.1.1. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților de închidere (A2z) și de compartimentare (A3z) din zidărie înrămați în cadre de beton armat / oțel

Proiectare seismică a pereților de închidere și de compartimentare din zidărie înrămați în cadre a căpătat în ultima în ultima perioadă o preocupare deosebită din partea specialiștilor dar și a organismelor de reglementare naționale și internaționale. Deși anumite păreri, exprimate de persoane care nu au suficientă competență, minimizează efectele răspunsului seismic nefavorabil al panourilor de zidărie înrămate, comunitatea specialiștilor, prin Documentul CEN/TC250/SC8/N469 adoptat la reuniunea de la Lausanne din 15 martie 2013, trage un important semnal de alarmă:

....În plus cutremurele recente, în special cel de la l'Aquila (Italia), au arătat că în multe clădiri recente, ale căror structuri s-au comportat bine, s-au produs

avarii grave la panourile de zidărie....Acest fapt recomandă ca prevederile EN 1998-1 pentru cadre cu zidărie de umplură să fie extinse împreună cu cele privind și alte tipuri de închideri....

C10.5.3.1.1. (3) Proiectarea pentru acțiunea seismică a cadrelor de beton armat cu panouri de zidărie înrămate trebuie să aibă în vedere, în primul rând, controlul interacțiunilor de ansamblu și/sau locale ale pereților cu structura clădirii în toate fazele de solicitare care pot rezulta pentru diferite niveluri de severitate ale cutremurului.

Aceste interacțiuni pot avea două categorii de efecte:

- modificarea stării de eforturi și deformații în structură (efecte **globale**) sau numai în anumite elemente ale acesteia (efecte **locale**) cu consecințe negative asupra siguranței structurale;
- avarierea zidăriei pereților înrămați prin acțiunea seismică **directă** (perpendiculară pe planul panoului), prin acțiunea seismică **indirectă** (deformațiile impuse panoului prin deformarea de ansamblu a clădirii) sau prin efectul combinat al celor două categorii de acțiuni.

Prezența panourilor de zidărie înrămate modifică substanțial comportarea cadrelor de beton armat sau metalice la acțiunea forțelor laterale.

Modificările se referă atât la rezistența și la rigiditatea cadrelor cât și la capacitatea de disipare a energiei seismice și depind de un număr mare de factori geometrici, mecanici și tehnologici care pot varia în limite foarte largi.

Participarea panoului de zidărie împreună cu cadrul la preluarea forței seismice este posibilă numai în condițiile în care contactul între zidărie și cadru, dacă acesta a fost realizat inițial (la execuție), și integritatea zidăriei nu sunt afectate de deformațiile laterale impuse de deplasarea cadrului.

Referitor la importanța realizării inițiale, la execuție, a contactului nemijlocit între zidărie și elementele cadrului, se reamintește faptul că s-a demonstrat de mult timp că existența unor spații libere, chiar de dimensiuni mici, între cadru și panou, provoacă scăderea bruscă a rigidității inițiale a ansamblului [Smith, B.S., *Behaviour of Square Infilled Frames*, Proc. ASCE 92 (ST1), p.381-403, 1966]. Dar, așa cum este evident, contactul nemijlocit/direct între cadru și panou nu poate fi asigurat, în practică, pentru toate panourile unei clădiri ceea ce crează, de la început, o importantă sursă de incertitudine pentru cunoașterea răspunsului real al construcției.

În cazul producerii unui cutremur, menținerea contactului între panou și cadru este posibilă numai la niveluri relativ scăzute ale forței laterale. În [Paulay, T., and Priestley, M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992] se afirmă că separarea cadrului de beton armat de panoul de zidărie se produce la o forță de circa 50÷70% din rezistența la forfecare a panoului și că acest procent poate fi mai mic în cazul cadrelor din oțel.

Separarea panoului de zidărie de cadru se datorează particularităților de deformare laterală ale acestora:

- barele cadrelor care sunt dominate de eforturi de încovoiere se deformează cu curburi de semne contrarii și punct de inflexiune în zona centrală
- panoul de zidărie care este dominat de eforturi de forfecare are deformația unghiulară caracteristică acestei solicitări

Separarea între panou și cadrul în care acesta este înrămat se poate produce și din cauze *neseismice* cum sunt: deformațiile structurii din încărcări verticale, efectele contracției și ale curgerii lente, efectele variațiilor de temperatură (mai ales în panourile de închidere)

Având în vedere importanța existenței contactului între cadru și zidăria de umplutură, este necesar ca la proiectare să fie prevăzute măsurile constructive pentru a preîntâmpina separarea prematură, în condiții de exploatare normală, a acestora.

După separare, participarea zidăriei de umplutură la sporirea rezistenței și rigidității laterale a cadrelor de beton armat sau de oțel se realizează prin împănarea zidăriei în zona nodurilor de cadru adiacente diagonalei care se scurtează sub efectul deplasării laterale. Lungimile zonelor de contact între zidărie și cadru variază în funcție de caracteristicile geometrice și mecanice ale cadrului și ale panoului. Determinarea cât mai exactă a acestora a constituit obiectul a numeroase cercetări teoretice și experimentale. Orientativ, se poate considera [Pradhan, P L, *Composite Actions of Brick Infill Wall in RC Frame under In-Plane Lateral Load*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, IOE, Tribhuvan University, 2009] că se realizează contactul pe circa 1/3 din înălțimea stâlpului și pe circa 1/6 din lungimea grinzii alăturate. Valorile pot fi diferite dacă la execuție nu s-a realizat contactul nemijlocit între cadru și panou.

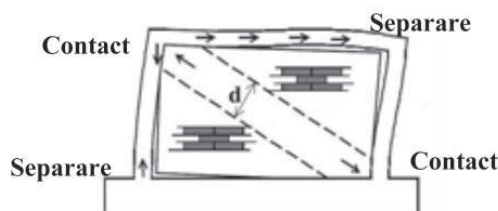


Figura C 10.12. Împănarea zidăriei în colțurile cadrului

În aceste condiții, mecanismul de preluare a forțelor laterale din cadrele "pure" (engl. *bare frames*) caracterizat prin eforturi secționale de încovoiere (M) dominante, se transformă într-un mecanism de grindă cu zăbrele în care domină eforturile axiale ($\pm N$). În consecință, momentele încovoietoare în grinzile și în stâlpii cadrului sunt mai mici decât în cadrul "pur", în timp ce forțele axiale cresc sau își modifică semnul (de exemplu, pot apare forțe axiale de întindere în grinzi).

În cazul clădirilor multietajate, deformația de ansamblu a cadrelor cu zidărie înrămată este similară cu cea a unei console verticale așa cum s-a observat mai de mult [Fintel, M, *Multistory Structures, Handbook of Concrete Engineering*, Chapter 10, CBS Publishers, (1986)].

Conlucrarea între cele două subansambluri este activă până la cedarea unuia dintre acestea, după unul din mecanismele care vor fi discutate în continuare.

⇒ Efecte structurale de ansamblu ale panourilor de zidărie

Efectele de ansamblu ale panourilor de zidărie înrămate asupra răspunsului seismic al clădirilor cu structura alcătuită din cadre se concretizează, în funcție de modul în care sunt amplasate panourile, prin sporirea rigidității locale a unui cadru, la un nivel sau la mai multe niveluri, sau prin sporirea rigidității de ansamblu a structurii.

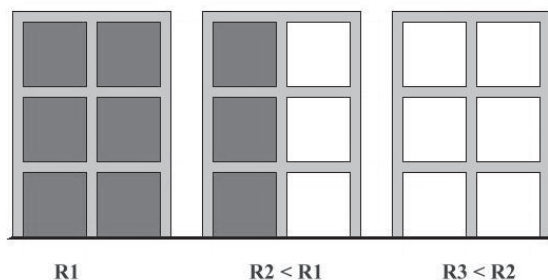
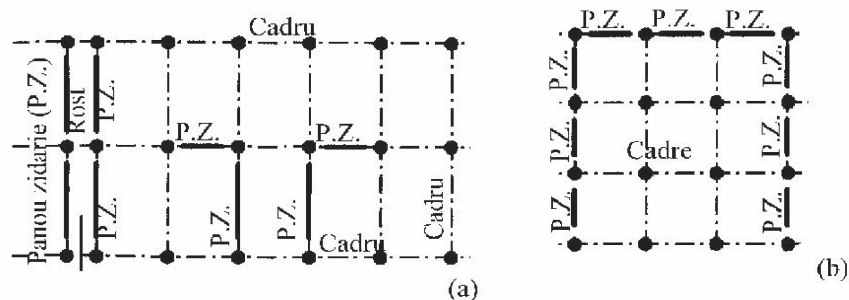


Figura C 10.13. Modificarea rigidității cadrelor (R_i) prin panouri de zidărie

Modificarea rigidității cadrelor prin dispunerea necontrolată a panourilor de înrămate afectează nefavorabil regularitatea structurală a clădirii în plan și în elevație prin deplasarea, de la un nivel la altul, a poziției centrului de rigiditate (**CR**) în raport cu centrul de greutate al planșeului (**CG**) ceea ce antrenează producerea/accentuarea răsucirii de ansamblu a clădirii. Aceasta situație este exemplificată cu clădirile prezentate în figura de mai jos care reprezintă situații concrete, des întâlnite în proiectarea curentă.



(a) Tronson de capăt la clădire tip "bară" (b) Clădire tip "plombă" – cu trei calcane

Figura C 10.14. Nesimetrie/neregularitate structurală în plan produsă de panourile de zidărie înrămate (PZ) la structuri alcătuite din cadre.

Dispunerea neregulată în elevație a panourilor de umplură modifică rigiditatea clădirii de la un etaj la altul și poate conduce la formarea etajelor "slabe". Această situație este întâlnită mai ales la clădirile cu funcțiuni multiple: garaje/magazine la parter și eventual la etajul 1 și locuințe la etajele superioare sau la hoteluri unde primele niveluri necesită spații largi în timp ce la etajele curente există pereți despărțitori la fiecare cameră.

Se reamintește că proiectarea clădirilor cu primul nivel pe stâlpi este unul dintre cele cinci principii arhitecturale ale lui Le Corbusier care, preluat fără discenământ, a generat numeroase avarii în țări seismice cum sunt Taiwan, Algeria, Italia, Turcia și chiar în SUA. [Li Wang, M., *Stylistic Dogma vs Seismic Resistance. The contribution of modernist tenets to an Algerian disaster. AIA Journal*, november 1981][Petrovici, R. *Unele considerații privind relația dintre concepția arhitecturală și răspunsul seismic al clădirilor. Simpozion Academia Română-UTCBC 1999*].

Ilustrarea acestui adevăr, evident și astăzi necontestat de adevărații specialiști, arată manifestări practic identice la clădiri situate la mii de kilometri distanță și cu un interval de zece ani între ele.

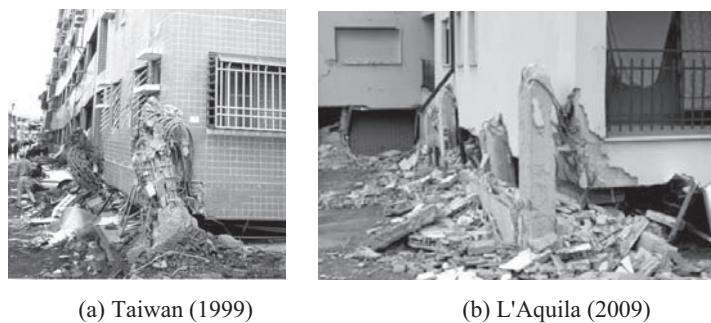


Figura C 10.15. Avarierea identică a clădirilor cu parter "slab"

La acest tip de structură cerința de ductilitate rotațională concentrată la nivelul stâlpilor parterului nu poate fi satisfăcută cu dimensiunile și armările care rezultă în condițiile proiectării specifice clădirilor cu puține niveluri astfel încât formarea mecanismului de etaj este practic inevitabilă.

În situații extreme, combinarea neregularităților nestructurale rezultate din dispunerea necontrolată a panourilor de zidărie, cu proiectarea superficială/neglijentă a structurii de beton armat poate conduce la distrugerea completă a unei clădiri.



Figura C 10.16. Distrugerea completă a unei clădiri etajate din cauza dispunerii necontrolate a panourilor de zidărie (cutremurul de la Bhuj)

Clădirea respectivă cu structura alcătuită din cadre de beton armat (înălțime P+4E) avea locuințe la toate nivelurile și pe jumătate din suprafața parterului. În aceste zone existau numeroase panouri de zidărie înrămate (pereți de închidere și de compartimentare). La parter, pe jumătate din suprafața nivelului, au fost amenajate garaje ceea ce condus la suprimarea pereților de zidărie de închidere (pentru a permite accesele) și a pereților de compartimentare (pentru a permite manevrarea mai simplă a autoturismelor). Ca urmare, distribuția puternic nesimetrică a rigidităților a condus la manifestarea brutală a efectului de răsucire de ansamblu care a generat o forță tăietoare care s-a dezvoltat pe toată înălțimea clădirii. Consecințele potențial distructive al acestui efect au fost ignorate de proiectant care nu a luat măsuri pentru sporirea armăturilor din elementele orizontale din planul vertical asociat discontinuității de rigiditate. Și cum niciodată o avarie atât de severă nu se produce fără circumstanțe agravante, toate armăturile longitudinale ale elementelor orizontale ale structurii, de la toate nivelurile, erau înădite în secțiunea critică!

Un alt tip de avariere gravă care, de regulă, se produce sub efectul combinat al acțiunii seismice perpendiculare pe planul peretelui și al celei în planul panourilor, este expulzarea completă a panourilor de zidărie. Acest fenomen a fost întâlnit la mai multe cutremure, chiar la clădiri care nu au suferit avarii structurale.



Figura C 10.17. Expulzarea fațadelor înrămate în cadre de beton armat

Expulzarea zidăriilor de fațadă este o avariere deosebit de periculoasă pentru siguranța vieții persoanelor din exteriorul clădirii și deosebit de costisitoare deoarece clădirile respective devin nelocuibile și necesită un volum mare de lucrări de reabilitare.

⇒ Efectele locale ale interacțiunilor necontrolate asupra cadrelor de beton armat

Așa cum am mai menționat, cutremurele din ultimele două decenii au arătat vulnerabilitatea foarte ridicată a clădirilor în cadre cu panouri de zidărie înrămate. Vulnerabilitatea menționată se manifestă în mod brutal și frecvent în cazul în care interacțiunea cadru/panou este neglijată sau subestimată în proiectul structurii de rezistență a clădirii. Câteva situații tipice de avariere sunt prezentate și explicate în continuare.

⇒ Avarierea nodurilor de cadru

În cazul zidăriilor cu rezistențe ridicate și/sau al cadrelor dimensionate necorespunzător, împănarea zidăriei în nodurile cadrului poate produce cedarea grinzii/stâlpului prin forță tăietoare sau deteriorarea nodului.

Fisurarea nodului, chiar în stadii incipiente, cu deschideri mici, sporește deformabilitatea cadrului și reduce aderența armăturilor din grindă și prin aceasta reduce și valoarea momentului capabil de la capătul grinzii. Procesul de fisurare a nodului de cadru nu contribuie la disiparea energiei seismice.

Avarierea nodurilor de cadru se poate produce chiar și în condițiile unor panouri de umplură relativ "slabe", cum sunt cele din elemente cu goluri mari și cu pereți subțiri, în condițiile în care armarea barelor cadrului și, mai ales, armarea nodului, sunt insuficiente cantitativ sau ca mod de dispunere (de exemplu, absența etrierilor din stâlp sau dispunerea lor la distanțe mari).

Totodată, trebuie reținut și faptul că remediarea avariilor nodurilor, cum sunt cele din figura C 10.18, este foarte complicată din punct de vedere tehnic, este costisitoare și, în unele cazuri, are implicații nefavorabile asupra funcționalității construcției și a aspectului acesteia (mai ales dacă se face o consolidare prin cămășuire/manșonare cu beton armat).



Figura C 10.18. Avarierea nodurilor de cadru provocată de panourile de zidărie (L'Aquila 2009)

⇒ Avarierea barelor cadrului

Principalul efect local ale panourilor de zidărie înrămate în cadre constă în modificarea schemei statice a cadrului cu consecințe, uneori grave, asupra stării de eforturi din bare. Neglijarea acestei modificări, din necunoaștere sau din superficialitate, conduce în cele mai multe cazuri la efecte care pot pune în pericol integritatea clădirii.

În timpul mișcării seismice se produce modificarea lungimii efective a barelor prin crearea unor contacte/reazeme suplimentare care, dacă nu sunt luate în considerare la proiectarea rezistenței cadrului prin armare adecvată, pot produce avarierea/distrugerea elementelor respective.

Fenomenul cel mai periculos este formarea stâlpilor scurți prin efectul panourilor de zidărie care se dezvoltă parțial pe înălțimea etajului.

În figura C 10.19 este reprezentat mecanismul prin care un parapet de zidărie executat incorect (împănât/fixat lateral la contactul cu stâlpii) conduce la avarierea structurii:

- Reduce lungimea stâlpului
- Modifică schema statică, zidăria diagonalei comprimate constituind "reazem" suplimentar pentru stâlp

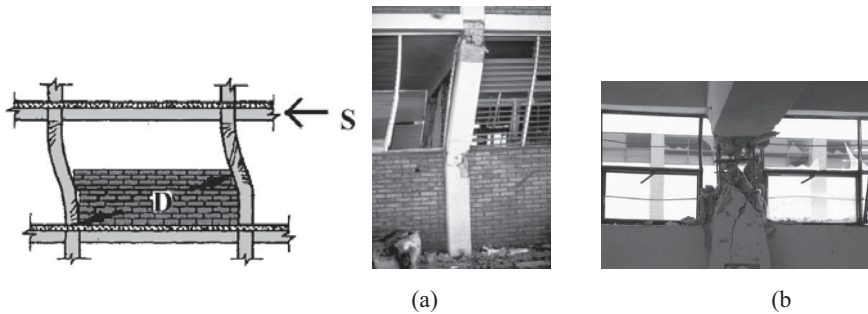


Figura C 10.19. Efectul panourilor de zidărie cu înălțime parțială-formarea stâlpilor scurți

Modul de rupere al stâlpului depinde de raportul între "lungimea" stâlpului scurtat și dimensiunea secțiunii transversale în planul cadrului.

În cazul din figura C 10.19.(a), în care raportul menționat este aproximativ cinci, stâlpul a cedat prin articularea plastică la ambele extremități ca urmare a capacității insuficiente de rezistență la compresiune excentrică.

În cazul din figura C 10.19.(b) lungimea stâlpului scurtat a devenit practic egală cu latura sa (stâlp *extrem de scurt*) ceea ce a generat o rupere explozivă prin forfecare, cu expulzarea betonului. Rapoartele echipelor de investigare post-seism conțin zeci de astfel de fotografii.

În mod similar se poate produce, cu aceleași efecte, scurtarea grinzilor prin panouri care se dezvoltă numai pe o parte din lungimea grinzii.

⇒ **Efectele interacțiunilor necontrolate asupra panourilor de zidărie.**

Avarierea panourilor de zidărie se manifestă, în cele mai multe cazuri, ca urmare a lipsei controlului mărimii deplasărilor impuse de cadru zidăriei înrămate. Absența în codurile de proiectare a prevederilor referitoare la limitarea deplasărilor relative de nivel, sau ignorarea lor atunci când acestea există, au drept consecință numeroase degradări ale pereților nestructurali de închidere și/sau de compartimentare .

În comunicarea [Li, B, Wang,Z.,Mosalam, K.M., and Xie, H *Wenchuan Earthquake Field Reconnaissance on Reinforced Concrete Framed Buildings With and Without Masonry Infill Walls*, 14thWCEE, Beijing,2008] este prezentată o gamă largă de avarii tipice la cadrele cu panouri de zidărie constatate la cutremurul de la Wenchuan (2008). Comunicarea atrage atenția asupra faptului că panourile din elemente cu goluri (a) și (b) au prezentat mai multe avarii, protejând mai puțin cadrele decât panourile din zidărie cu elemente pline (c).



(a) (b) Zidărie cu elemente cu goluri (c) Zidărie cu elemente pline

Figura C 10.20. Comportarea panourilor de zidărie la cutremurul de la Wenchuan (2008)

La cutremurul de la L'Aquila (2009) s-au înregistrat avarii moderate sau mai severe ale zidăriilor de umplură la 29% dintre clădirile investigate.

Panourile înrămate folosite la aceste clădiri au fost, în marea majoritate pereți dublu strat cu gol interior, din cărămizi cu goluri orizontale (sau dispuse orizontal) și fără armături în rosturi [Liel, A.B., Lynch, K P. *Vulnerability of reinforced concrete frame buildings and their occupants in the 2009 l'Aquila, Italy earthquake* Report Number 213 October 2009 Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering University of Colorado]

Cutremurul de la L'Aquila a pus în evidență comportarea nesatisfăcătoare a panourilor de umplură din zidărie cu elemente cu goluri și pereți subțiri (similare celor din grupa 2S). Sub efectul deplasărilor laterale ale cadrului, panourile s-au dezintegrat pur și simplu, elementele prezentând spargeri explozive ceea ce reprezintă o dovadă în plus pentru lipsa de **robustețe** a acestor elemente !.



Figura C 10.21. Avarierea panourilor de umplură din elemente cu goluri și pereți subțiri
[Fred Turner, L'Aquila]

O altă cauză sistematică a avariilor care s-au manifestat este folosirea, la exterior, a pereților dublu strat cu gol interior, dar fără legături între straturi sau cu legături insuficiente sau ancorate necorespunzător.



Figura C 10.22. Zidărie dublu strat fără legături între straturi (Turcia 1999)

În figura C 10.22. (b) este vizibil și modul specific de avariere a elementelor cu pereți subțiri prin cedarea explozivă cu expulzarea pereților exteriori ai elementului pentru zidărie .



Figura C 10.23. Zidărie dublu strat cu legături necorespunzătoare între straturi (L'Aquila 2009)

În figura C 10.23. se vede că legăturile între cele două straturi ale peretelui nu au fost realizate cu ancorele metalice prevăzute în standardul **SR EN 845** sau în reglementările similare din **SUA**. Legăturile între straturi prin elemente ceramice (cărămizi/blocuri) dispuse transversal, cu distanțe mari între ele și, probabil, insuficient țesute, nu s-au dovedit capabile să asigure nici stabilitatea stratului exterior și nici integritatea stratului interior.

Se reamintește că pereții dublu strat cu gol interior au fost folosiți pe scară largă în clădirile interbelice din România, de multe ori chiar și pentru pereți structurali (zidăia *americană*, după denumirea vremii).

C10.5.3.1.1. (6) Determinarea caracteristicilor geometrice și mecanice ale diagonalei comprimate - denumită și *diagonala echivalentă ca rezistență și rigiditate cu panoul de umplutură* - definită prin *lățimea de zidărie efectivă* reprezintă problema cheie pentru stabilirea modelului de calcul.

Datele existente în literatură pentru lățimea diagonalei echivalente variază în limite foarte largi. Această variație rezultă, în special, din nivelul de simplificare adoptat de autori. Relațiile cele mai complexe [Stafford-Smith, B., and Carter, C., *A method of analysis for Infilled Frames* Proc. ICE , v.44- 1969] [Mainstone, R. J., *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames* Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1971] au fost stabilite ținând seama de un număr mare de parametri (dimensiunile zonei de contact, distribuția eforturilor în zona de contact, raportul rigidităților cadrului / panoului, etc).

Mai recent, s-au propus relații mai simple, independente de proprietățile cadrului și ale panoului, care definesc lățimea echivalentă a diagonalei ca o fracțiune din lungimea diagonalei panoului (D) dar, care au de asemenea, variații importante, de la un cercetător la altul:

- $\alpha=0,25D$ [Paulay, T., and Priestley, M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992.]
- $\alpha=0,20D$ [Penelis, G. G., & Kappos, A. J., *Earthquake-resistant concrete structures*, E & FN Spon, London, 1997]
- $\alpha=0,10 D$ [*** Italia Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare 10 Aprile 1997, *Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 97, 28 Aprile 1997]

În Cod s-a adoptat valoarea $\alpha=0,10D$ apreciind că valorile date de celelalte propuneri conduc la forțe nerealist de mari în diagonala comprimată și prin urmare la dimensionări suplimentare excesive ale grinzilor și stâlpilor.

Pentru cadre metalice, cercetări mai vechi, au propus o lățime și mai mare a diagonalei: $\alpha=0,33D$ [Holmes, M., *Steel frames with brickwork and concrete infilling*", Proc. of the Institution of Civil Engineers, part 2, vol. 19, pp. 473-478, London, 1961]

Un calcul mai exact a fost propus în [Mainstone, R. J., *Supplementary note on the stiffness and strenght of infilled frames*, Current Paper CP13/74, BRE, London, 1974] pornind de la observația că lățimea diagonalei echivalente nu rămâne constantă ci depinde de starea de degradare a panoului. Valorile propuse în această lucrare au caracter empiric fiind bazate pe prelucrarea unor date experimentale.

- la inițierea fisurării

$$\frac{a}{D} \cong 0.56 \sin 2\theta (\lambda H_{et})^{3.78}$$

- în faza intermediară și, suficient de exact, până la rupere

$$\frac{a}{D} \cong 0.17 \sin 2\theta (\lambda H_{et})^{3.90}$$

Lucrarea [Ghassan Al-Chaar *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. US Army Corp of Engineers, Engineer Research and Development Center, January 2002] analizează și efectul interacțiunii între cele două categorii de solicitări: în planul panoului și perpendicular pe acesta. Experiența ultimelor cutremure a arătat că rezistența panourilor de umplutură la acțiunea seismică în planul peretelui poate fi drastic redusă în condițiile în care forța perpendiculară pe plan are valori importante. Pe baza unui calcul neliniar cu elemente finite s-a stabilit o relație de reducere a capacității de rezistență în planul panoului în funcție de intensitatea solicitării perpendiculară pe plan.

Relația propusă pentru evaluarea reducerii rezistenței datorită efectului suprapunerii celor două solicitări are forma:

$$F_{Rd}^{reduced}(zu) = k_{\perp} F_{Rd}(zu)$$

$$k_{\perp} = 1 + \frac{1}{4} \rho_{\perp} - \frac{5}{4} \rho_{\perp}^2$$

unde $\rho_{\perp} = \frac{F_E(\perp)}{F_R(\perp)}$

Notațiile folosite mai sus sunt:

$F_E(\perp)$ forța seismică uniform distribuită normală pe plan

$F_R(\perp)$ forța capabilă uniform distribuită normală pe plan

k_{\perp} coeficientul de reducere a capacității de rezistență în plan $F_{Rd}(zu)$ datorită acțiunii seismice perpendiculară pe plan

C 10.5.3.4. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților de compartimentare din alte materiale.

C10.5.3.4 (2) Unul dintre avantajele folosirii pereților despărțitori ușori (cu schelet din lemn/oțel și panouri de gips carton) este sensibilitatea mai redusă la deplasările relative de nivel ale ansamblului structurii. Prezentarea mai detaliată dată în cele ce urmează are ca scop încurajarea introducerii pe scară largă a acestor pereți în practica curentă din România. Utilizarea acestui tip de pereți în locul celor din zidărie aduce și avantaje în cazul reparării/înlocuirii după un cutremur sever.

În cazul peretilor ușori, valorile limită ale driftului (pentru calculul în planul peretelui) și ale săgeții maxime (pentru calculul perpendicular pe planul peretelui) depind în primul rând de modul de alcătuire al scheletului metalic sau din lemn.

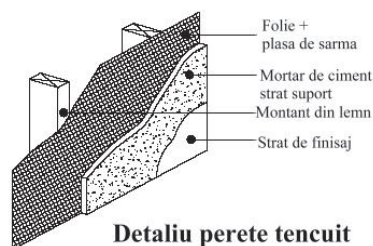


Figura C 10.24. Alcătuirea pereților ușori folosiți la încercările prezentate în

[Arnold,A.E. *Cyclic Behaviour and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls*, Report no. SSRP 2002/07, Univ. of California, San Diego]

Pentru verificarea la SLS, în vederea protejării finisajelor, săgeata perpendiculară pe plan trebuie să fie $\leq H_{et}/200$ - limită stabilită, de exemplu, în standardul NZS 4203:1992.

În ceea ce privește condițiile de verificare la SLS în raport cu acțiunea seismică în planul peretelui, unele date relevante rezultă din încercări recente asupra pereților despărțitori cu schelet din lemn și fețe din tencuială armată sau panouri de ipsos (tencuite sau acoperite cu tapet) [Arnold,A.E. *Cyclic Behaviour and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls* Report no. SSRP 2002/07, Univ. of California, San Diego].

Aceste încercări au permis stabilirea a trei domenii de deformare (deplasare relativă de nivel) care sunt relevante pentru SLS a pereților despărțitori:

- Domeniul 1 cu $\Delta_{max} = 2\%$ (clădire *complet funcțională* - CCF)
- Domeniul 2 cu $\Delta_{max} = 4\%$ (clădire *funcțională* -CF)
- Domeniul 3 cu $\Delta_{max} = 7\%$ (clădire care asigură *protecția vieții* - CPV)

Cu datele de mai sus se pot evalua, orientativ, deplasările relative de etaj, în funcție de nivelurile de performanță "țintă", dacă se urmărește protecția pereților despărțitori

- Pentru o clădire de birouri cu $h_{etaj} = 3.60$ m deplasările relative de nivel admisibile d_r sunt:
 - clădire complet funcțională: ID = 0.2%..... $d_r = 0.72$ cm
 - clădire funcțională: ID = 0.4%..... $d_r = 1.44$ cm
- Pentru o clădire de locuit cu $h_{etaj} = 3,00$ m deplasările relative de nivel admisibile d_r sunt:
 - clădire complet funcțională: ID = 0.2%..... $d_r = 0.60$ cm
 - clădire funcțională: ID = 0.4%..... $d_r = 1.20$ cm

Rezultatele încercărilor au arătat următoarele informații semnificative:

Panouri cu fețe tencuite (figura C 10.25a)

- Domeniul 1 Starea de fisurare a tencuiei și deschiderile fisurilor arată un grad de avariere foarte redus. Multe din fisuri sunt din categoria "fir de păr" pentru care deschiderea este $\leq 0,05$ mm.
- Domeniul 2 Este caracterizat prin creșterea continuă a lungimii și deschiderii fisurilor formate în domeniul 1 și prin apariția unor noi fisuri.
- Domeniul 3 Comportarea tencuiei pentru valori mai mari ale deplasării relative de nivel au arătat atât amplificarea procesului de fisurare cât și situații în care s-a produs desprinderea stratului de finisaj.

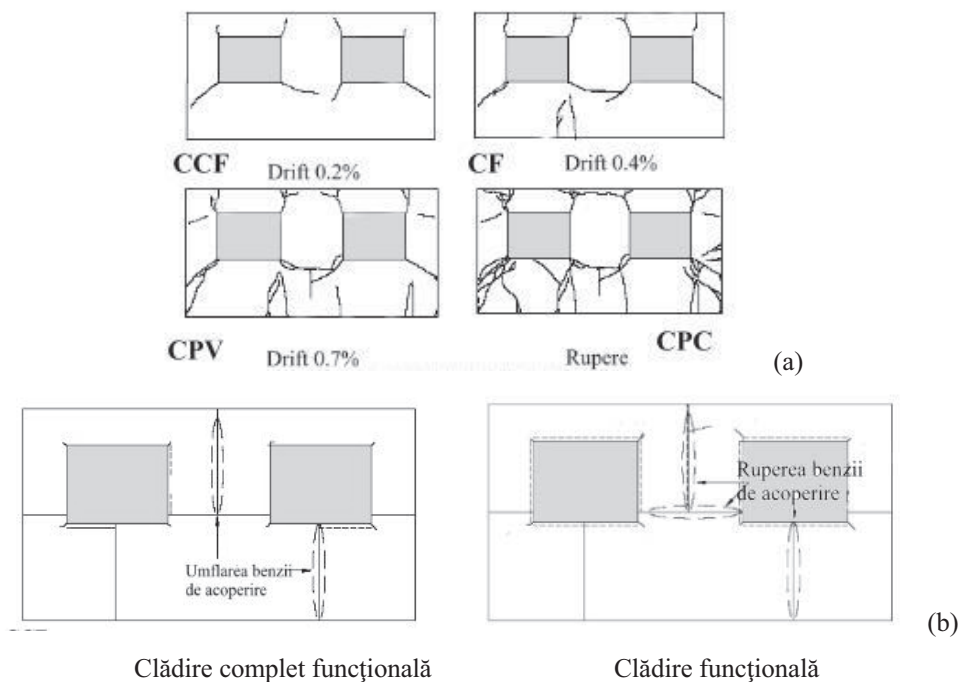


Figura C 10.25. Evoluția avariilor la pereții ușori cu fețe tencuite (a) și la pereții ușori cu fețe din panouri de ipsos (b)

Panouri cu fețe din plăci de ipsos (figura C 10.25b)

- Domeniul 1. S-au produs numai foarte puține fisuri, în majoritate de tip "fir de păr", cu lungimi scurte, începând de la colțurile golurilor.
- Domeniul 2. Fisurile s-au amplificat atât ca lungime cât și ca deschidere. S-a observat deformarea benzii de acoperire la rostul dintre plăci și izolat ieșirea cuielor din locașuri.
- Domeniul 3 Este caracterizat prin extinderea procesului de avariere: ruperea benzilor de acoperire de la rosturi și ieșirea unui număr mare de cuii din locașuri.

Prevederea armăturilor de legătură are ca scop îmbunătățirea condițiilor de contur și implicit o reducere a momentelor încovoietoare în câmpul peretelui precum și o creștere a rezistenței acestor secțiuni la lunecare verticală și la rupere din încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale.

C10.5.3.4.(3) Protecția pereților de compartimentare față de efectele deplasărilor laterale de nivel care induc eforturi în planul peretelui (în punctele de contact) se realizează eficient prin asigurarea spațiilor libere între perete și structură sau între perete și alte componente nestructurale.

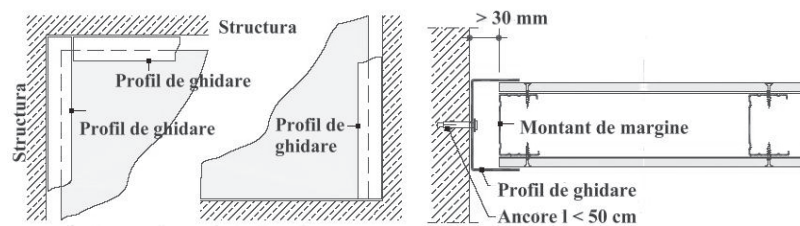


Figura C 10.26. Asigurarea spațiilor libere la montarea pereților de compartimentare cu schelet

Prevederile P 100-1 referitoare la posibilitatea de preluare a deplasărilor relative de nivel au implicații care necesită unele precizări:

- spațiile libere necesare pentru preluarea deplasărilor din temperatură sau din acțiunea seismică trebuie să fie tratate pentru a împiedica pătrunderea aerului și a umidității în interiorul clădirii; materialul folosit în acest scop trebuie să rămână permanent plastic (să nu blocheze deplasările relative) și în același timp să răspundă exigențelor legate de aspectul fațadei și să poată fi înlocuit dacă a fost deteriorat în timpul cutremurului;
- în multe cazuri, pentru preluarea deplasărilor relative de nivel prinderile sunt alcătuite astfel încât să formeze un sistem static determinat; lipsa de redundanță și imposibilitatea retransmiterii eforturilor în cazul cedării unei prinderi ar trebui compensată prin dimensionarea legăturilor pentru forțe de câteva ori mai mari decât cele care ar rezulta în cazul unor prinderi ductile astfel încât materialul respectiv să rămână în domeniul elastic de comportare în cazul cutremurului de proiectare;
- deplasările relative probabile ale clădirii pentru care se proiectează prinderile trebuie să țină seama de toleranțele de fabricație și de montaj ale prefabricatelor

C 10.5.3.1.2. Condiții pentru proiectarea seismică a pereților nestructurali de închidere care nu sunt înrâmați în cadre de beton armat/oțel

C10.5.3.1.2 (3) Rolul stâlpișorilor și al centurilor este de a fragmenta panoul de perete astfel încât solicitările perpendiculare pe planul acestuia să nu depășească rezistența zidăriei și de a asigura transmiterea forțelor seismice aferente acestuia la structura principală a clădirii prin elemente capabile să preia eforturile de întindere care rezultă. Amplasarea sistemului de stâlpișori și centuri nu trebuie să modifice schema statică a structurii principale. Elementele structurii trebuie să fie verificate pentru efectul local al forțelor transmise de stâlpișori și centuri.

C 10.5.3.1.3. Condiții de proiectare seismică a pereților de compartimentare din zidărie (A3z) care nu sunt înrâmați în cadre de beton armat/oțel

Prevederile se referă la asigurarea rezistenței pereților de compartimentare realizați din zidărie pentru acțiunea directă a cutremurului (perpendiculară pe planul peretelui).

În aceste condiții valoarea forței de calcul depinde de:

- poziția peretelui pe înălțimea clădirii;
- masa peretelui (care trebuie să includă și masa obiectelor care ar putea fi suspendate pe acesta).

Rezultă deci o forță perpendiculară uniform distribuită pe planul peretelui care se calculează cu valoarea medie a accelerației de nivel (produsul mediu pe etaj $a_g K_z$) și o forță seismică orizontală concentrată în centrul de greutate al masei suspendate (figura C 10.6). Valorile acestor forțe cresc de la parter către ultimul nivel al clădirii. În aceste condiții, dacă toate nivelurile au aceiași înălțime și dacă distribuția și dimensiunile pereților de compartimentare sunt identice la toate nivelurile clădirii este suficientă verificarea rezistenței pereților numai la ultimul nivel.

În absența unui calcul mai exact (cu elemente finite, de exemplu) pentru pereții plini, momentele încovoietoare în perete pot fi calculate cu formulele din teoria plăcilor elastice ținând seama de condițiile de fixare a peretelui pe contur.

În cazul pereților cu goluri de uși sau ferestre, conform prevederilor SR EN 1996-1 preluate în CR 6, calculul momentelor încovoietoare se poate face prin descompunerea peretelui în fragmente dreptunghiulare.

În funcție de legăturile cu structura sau cu ceilalți pereți structurali/nestructurali marginile unui perete de compartimentare pot fi:

- încastate: perete nestructural legat prin țesere cu un perete structural cu grosime cel puțin dublă;
- cu continuitate: perete nestructural intersectat de un alt perete perpendicular;
- cu simplă rezemare: în această situație se află marginea inferioară a peretelui (rezemată pe planseul inferior) și marginea superioară (fixată de planseul superior); de asemenea marginile verticale ale panourilor de zidărie de umplură alăturate stâlpilor / pereților de beton;
- laturi libere: marginea superioară a pereților parțial dezvoltată pe înălțime și marginile laterale lângă goluri (chiar dacă golul nu se dezvoltă pe toată înălțimea panoului).

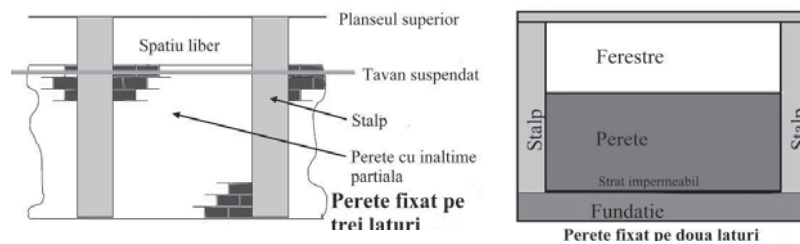


Figura C 10.27. Exemple de condiții particulare de rezemare pe contur

C10.5.3.1.3(5) Prevederea are ca obiect:

- asigurarea stabilității pereților care nu sunt fixați la partea superioară în planșeul superior;
- evitarea unor interacțiuni necontrolate între pereții de compartimentare - indiferent de materialul din care sunt realizați - și tavanul suspendat din care ar putea rezulta degradarea tavanului și a instalațiilor incluse în acesta.

După calcularea deplasării relative de nivel a structurii, mărimea spațiului dintre structură, pereții despărțitori și/sau alte elemente nestructurale care se pot afla în interacțiune poate fi stabilită prin adunarea celor mai defavorabile valori ale deformațiilor locale estimate și a toleranțelor de construcție. Pentru calculul eforturilor

C 10.5.4. Proiectare seismică a tavanelor suspendate (A4)

Analiza comportării tavanelor suspendate la cutremurele din ultimii ani a pus în evidență mai multe categorii de avarii. Cele mai importante se concentrează zonele de contact cu pereții de contur, la rosturile dintre tronsoane și la legăturile cu sistemele de sprinklere, deoarece, în absența sau datorită insuficienței sistemelor de contravântuire / blocare a deplasărilor laterale, se produce, de regulă, avarierea elementelor care pătrund prin tavan (sprinklere, guri de ventilatie, etc) și/sau a elementelor care vin în contact cu pereții încăperii. În timpul mișcării seismice, s-a constatat că panourile din tencuială sau cele ceramice au ieșit de pe reazeme (aripile profilului) și au căzut. De asemenea corpurile de iluminat înglobate în tavan s-au desprins și au căzut. Mișcările tavanului față de pereții despărțitori au avariat sistemele de agățare și pe măsură ce mișcarea seismică a continuat tavanul a început să oscileze și să se ciocnească de pereții înconjurători. În același timp s-a produs și căderea corpurilor de iluminat care erau prinse de tavan.

Avarierea masivă a tavanelor suspendate în special în școli, a fost considerată o sursă importantă de risc astfel încât una din recomandările specialiștilor care au examinat aceste clădiri au fost introducerea obligativității proiectării (calcul și detaliere constructiv) pentru toate elementele nestructurale care pot cădea în încăperea respectivă: tavane suspendate, corpuri de iluminat și accesoriile respective.

Notă. Din cercetarea literaturii de specialitate rezultă că primele prevederi tehnice pentru îmbunătățirea comportării la cutremur a tavanelor suspendate au fost formulate de asociația profesională "Ceiling and Interior System Contractors (CISCA)" în anul 1972.

Dacă, în mod obișnuit, tavanele ușoare nu reprezintă un pericol pentru viața persoanelor din interiorul clădirii, există situații în care se pot produce accidente mai mult sau mai puțin grave. Este, mai ales, cazul tavanelor de dimensiuni mari și al celor amplasate pe căile de evacuare/acces. Consecințele acestor avarii pot fi simțitor mai mari în cazul unor funcțiuni care adăpostesc persoane vulnerabile (de exemplu, creșe,

cămine pentru bătrâni sau pentru persoane cu handicap) și pot fi accentuate în mod deosebit în cazurile în care execuția este necorespunzătoare.

Un alt mod de avariere constatat este deplasarea/ieșirea panourilor de tavan din sistemul structurii proprii urmată de căderea acestora. Pericolul reprezentat de acest tip avarii depinde de greutatea panourilor respective, de înălțimea și de funcțiunile încăperilor pe care este montat tavanul. Căderea panourilor pe căile de acces poate întârzia/împiedica evacuarea clădirii sau accesul echipelor de intervenție. Prinderea cu cleme a panourilor de structura proprie a tavanului este o măsură de precauție care, în anumite limite, poate reduce probabilitatea de cădere a panourilor. S-a constatat că eficiența acestei prevederi depinde însă de mai mulți factori dintre care se menționează: tipul tavanului și al prinderilor acestuia, caracteristicile panourilor, alcătuirea și fixarea clemelor. Se subliniază că, în mare măsură, eficiența prinderilor depinde de corectitudinea execuției.

O altă situație în care se pot produce avarii se întâlnește dacă tavanul reprezintă reazem, la parte superioară pentru pereții despărțitori. Este cazul pereților despărțitori ușori care nu continuă până la planșeul superior (cel mai adesea din considerente de economie) care implică verificarea capacității acestor pereți de a prelua deplasările tavanului fără ca prin aceasta să se producă ruperea/căderea pereților.

Printre cele mai vulnerabile sisteme de tavane suspendate se numără cele realizate din șipci pe care se fixează tencuiala sau panouri de gips-carton. Aceste tavane au rigiditate semnificativă în plan orizontal și primesc forțe seismice importante care, de cele mai multe ori, depășesc capacitatea de rezistență a mortarului sau a panoului de gips carton. Din acest motiv se produce fisurarea tencuiei/panoului și de multe ori desprinderea acestora de șipci. La rândul lor, dacă nu sunt bine fixate, șipcile se pot desprinde de structura planșeului producând căderea unor zone mai mult sau mai puțin extinse ale tavanului.

Deplasările tavanului în timpul cutremurului pot produce și avarierea corpurilor de iluminat integrate în tavan care se pot desprinde și pot cădea din sistemul de susținere. Observațiile făcute după mai multe cutremure au arătat că pentru corpurile de iluminat care au avut un sistem de fixare propriu, independent de sistemul de fixare al tavanului, amploarea avariilor a fost mai mică.

În sfârșit, se semnalează faptul că, în cazul în care tavanul este continuu în zonele de rost între tronsoanele adiacente, se pot înregistra avarii importante datorită imposibilității acestuia de a prelua mișcările diferențiate (uneori în sensuri contrare) ale tronsoanelor respective. Acest tip de avarii nu este acceptabil pe căile de evacuare deoarece conduce, de cele mai multe ori la căderea unor panouri din tavan. Pentru tavanele din alte categorii de încăperi mișcarea diferențiată produce avarii locale care au doar consecințe materiale (costurile reparării/înlocuirii pieselor avariate).

Sistemele de suspendare a tavanului de structura principală a clădirii au două funcțiuni:

- preluarea încărcărilor verticale și orizontale aferente și transmiterea lor la structura principală a clădirii;
- limitarea deplasărilor orizontale și verticale ale tavanului.

Încărcările verticale din greutatea proprie a tavanului și a instalațiilor incluse în acesta, se transmit la structura principală a clădirii, direct, prin piesele metalice de suspendare, iar la margini prin rezemare directă pe elementul de contur care are și rolul de a asigura închiderea spațiului până la intradosul planșeului superior.

Elementul de contur este în mod obișnuit un cornier dar poate fi și un profil "U" sau un profil cu formă mai complicată.

Pentru preluarea forțelor orizontale și limitarea deplasărilor laterale ale tavanului, alcătuirea sistemelor de suspendare se poate face în una din următoarele două variante:

- cu fire înclinate flexibile (sârme, cabluri sau lanțuri), cu sau fără montanți verticali rigizi, (tavane cu contravântuiri);
- numai cu fire verticale flexibile și cu prinderi rigide (de regulă, cu șuruburi) de cornierul de contur (tavane suspendate direct- fără contravântuiri).

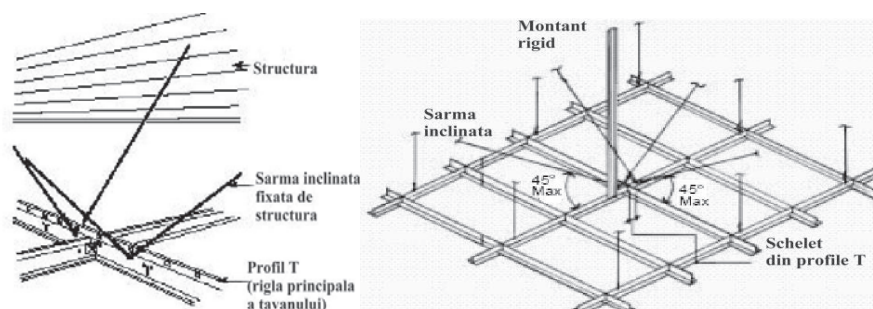


Figura C 10.28. Sisteme de prindere a tavelor suspendate

În cazul tavelor cu contravântuiri, firele flexibile înclinate preiau, prin întindere, forțele verticale și orizontale și limitează deplasările laterale iar montanții rigizi preiau eforturile de compresiune asociate întinderilor din fire și împiedică deplasarea pe verticală (în sus) a tavanului. În acest caz, firele înclinate se pot monta "întinse". La tavanele care nu au montanți rigizi firele înclinate trebuie să fie montate "slăbite" pentru a se evita deplanarea tavanului (ridicarea pe verticală sub efectul întinderii din fire).

Amplasarea punctelor de prindere, în câmpul curent al tavanului se face în funcție de tipul tavanului și de mărimea forțelor verticale și seismice. Poziția și alcătuirea prinderilor se aleg astfel încât să permită montarea instalațiilor (canale de ventilație, cabluri electrice, guri de ventilație, etc). Ca regulă generală, tavanele suspendate nu trebuie să fie agățate de sistemele de instalații (canale de ventilație, conducte); această rezolvare poate fi acceptată numai dacă, prin proiectare, aceste instalații au fost asigurate cu rezistența și rigiditatea necesare pentru a suporta încărcările respective. În cazul în care sistemele de instalații împiedică așezarea normală a pieselor de agățare ale tavanului, acestea din urmă trebuie să fie deplasate și/sau suplimentate (de regulă se montează de ambele părți ale instalațiilor respective).

Panourile de închidere ale tavelor suspendate pot fi executate din diferite materiale: ipsos, aluminiu, sticlă, lemn, materiale plastice.

Alcătuirea panourilor de închidere depinde de:

- cerințele acustice;
- cerința de comportare la foc;
- cerințele de durabilitate;
- cerințe de aspect (textură, grad de finisare, etc)

Comportarea la cutremur a panourilor de închidere depinde de proprietățile materialelor din care acestea sunt făcute și de modul de prindere a panourilor de structura proprie a tavanului.

O condiție importantă este ca panourile ușoare să poată suporta deformațiile structurii proprii a tavanului fără a fisura și/sau fără a se deplana.

Panourile din aluminiu, care sunt folosite pe o scară largă, se comportă satisfăcător dacă sunt prinse/montate corect (cu sârme și rezemări convenabile) și, mai ales, dacă prinderea de profilele purtătoare este suficient de rezistentă.

Sistemul de prindere al panourilor trebuie să permită o fixare sigură dar și posibilitatea unui acces facil atunci când se execută lucrări de întreținere sau de intervenție.

Pentru așezarea cât mai sigură a panourilor se recomandă ca profilele T din care este alcătuită rețeaua să aibă tălpile suficient de late pentru a evita căderea acestora din cauza deplasărilor laterale. În mod obișnuit panourile se prind cu agrafe de structura tavanului iar, mai recent, unele firme propun prinderea panourilor și prin lipire.

Pentru controlarea deplasărilor și deformațiilor clădirii provenite din variații de temperatură sau din acțiunea seismică precum și a eforturilor interioare din contracție sau dilatare, structura proprie a tavanului se fragmentează cu rosturi. În mod obișnuit rosturile se prevăd în dreptul rosturilor din structura principală și pe conturul tavanului (lângă elementele de construcție de pe conturul încăperii).

Sunt necesare rosturi în structura proprie a tavanului și în următoarele situații particulare:

- în zonele în care se modifică cota de nivel a tavanului;
- în încăperile cu forme complexe în plan ("L", "U", "T");
- pentru tavanele a căror suprafață depășește circa 250m^2 (cu rezemare pe contur) sau circa 100m^2 (fără rezemare pe contur);
- pentru tavanele al căror intrados continuu depășește circa 9,0m în fiecare direcție.

La rosturi, elementele principale ale structurii proprii a tavanului se dublează, fiecare având sistemul său propriu de suspendare.

Având în vedere problemele complexe legate de comportarea la cutremur a tavanelor suspendate, în mai multe țări s-au desfășurat cercetări experimentale pe modele reduse și la scară naturală.

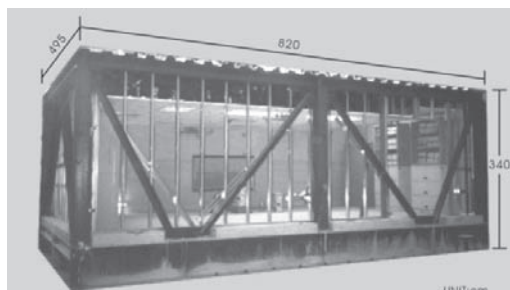


Figura C 10.29. Stand pentru încercarea tavanelor suspendate

[Yao,G.C. *Research and application on seismic safety of operational and functional components in buildings* Proc. Canada-Taiwan Natural Hazard Mitigation Workshop, 2002, Ottawa Canada]

Cercetările prezentate în [Yao,G.C. *Research and application on seismic safety of operational and functional components in buildings* Proc. Canada-Taiwan Natural Hazard Mitigation Workshop, 2002, Ottawa Canada] s-au realizat prin construirea unui model de încăpere cu dimensiunile în plan 8,2 x 4,95 m (circa 40 m²) și înălțimea de 3,40 m în care au fost montate tavane cu lungimea firelor de suspendare de 60 cm.

A fost încercate patru tipuri de alcătuire a tavanului folosind combinații ale celor trei mijloace de suspendare obișnuite și recomandate de normele americane:

- 1 - fixarea riglelor de elementele de margine;
- 2 - fire de suspendare la capetele riglelor;
- 3 - fire înclinate și montanți rigizi.

Alcătuirea de tip "A" corespunde prevederilor standardului american ASTM E580-96 [ASTM American Society for Testing and Materials - ASTM E580-96, *Standard Practice For Application of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panels in Areas Requiring Moderate Seismic Restrain* 1996] iar alcătuirea de tip "D" corespunde practicii curente în zone neseismice.

Ca excitație, la baza modelului s-au folosit patru tipuri de mișcări caracteristice pentru cutremurele din Taiwan (două mișcări cu bandă îngustă și două mișcări cu bandă lată de frecvențe). Accelerațiile mișcărilor au fost între 0,25 g și 1,5 g.

Notă. Valoarea maximă a accelerației folosite pentru încercări (1.5g) corespunde produsului următorilor parametri:

- accelerația terenului $a_t = 0,33g$ (valoare de calcul folosită în Taiwan)
- coeficientul de importanță $\gamma_{tav} = 1,5$
- coeficientul de amplificare a accelerației pe înălțimea clădirii $K_z = 3,0$

Valoarea accelerației seismice la care s-au făcut încercările este apropiată de cea care corespunde P 100-1 pentru zonele $a_g = 0,30g$ și $a_g = 0,35g$.

Așa cum se constată din rezultatele prezentate în tabelul de mai jos aplicarea măsurilor constructive date în standardul ASTM asigură preluarea unei accelerații de nivel de cel puțin 1.5g fără ca integritatea tavanului să fie afectată. Din același tabel rezultă, în că absența legăturilor înclinate, modificarea nivelului accelerației de avariere este puțin semnificativă pentru siguranța acestora.

Tabelul C 10.5

Tipul tavanului	Elemente de prindere			Accel.de avariere	Modul de rupere
	1	2	3		
A	da	da	da	> 1,5g	Practic nici o avarie
B	da	da	nu	1,5g	Riglele s-au desprins de elementele de margine;câteva panouri fisurate, și puține capete de rigle deformat datorită contactului cu peretele de capăt
C	da	nu	nu	0,8g	Riglele au început să se rupă și să cadă. Cele mai multe panouri au fisurat la 0,8g. La 1,5g s-a produs prăbușirea tavanului
D	nu	nu	nu	0,25g	Riglele s-au desprins de elementele de margine; riglele de margine au început să se rupă și să cadă la 0,4g

C 10.5.3.3. Condiții pentru proiectarea seismică a fațadelor vitrate

C10.5.3.3.(1) Prevederile acestui paragraf se referă la satisfacerea cerinței "rezistență și stabilitate" pentru următoarele componente ale fațadelor vitrate:

- structura proprie a peretelui cortină (elementele componente și îmbinările acestora), a ramelor vitrinelor și ferestrelor;
- panourile vitrate (din sticlă) sau opace;
- prinderile structurii proprii ale peretelui cortină și ale ramelor vitrinelor și ferestrelor de structura clădirii.

Pentru satisfacerea acestei cerințe se formulează cerințe și criterii de performanță generale și specifice după cum urmează:

i. Cerințe generale: Fațadele vitrate și, în mod special, pereții cortină, inclusiv prinderile acestora de structura principală, trebuie să fie proiectați și executați astfel încât, sub efectul acțiunilor susceptibile de a se exercita asupra lor în timpul execuției și exploatarei, să nu se producă nici unul dintre următoarele evenimente:

- prăbușirea totală sau prăbușirea parțială/locală;
- producerea unor avarii de tip "prăbușire progresivă";
- căderea sau spargerea panourilor de sticlă;
- avarierea sistemelor de etanșare, ca urmare a deformațiilor excesive ale elementelor structurale (structura principală a clădirii sau structura proprie a peretelui cortină, a vitrinei sau a ferestrelor);
- limitarea sau imposibilitatea manevrării părților mobile (ferestre, uși);
- producerea unor vibrații de intensitate inacceptabilă pentru exploatarea normală.

ii. Cerințe specifice: Cerințele specifice ale investitorilor/utilizatorilor privind comportarea fațadelor vitrate și, în mod special, a pereților cortină, sub efectul acțiunii cutremurului (aceleași ca și în cazul vântului puternic) sunt următoarele:

- Cerința de siguranță a vieții: reducerea riscului de punere în pericol a siguranței persoanelor prin căderea, în spațiile publice (în stradă, de exemplu) sau în spațiile în care se pot afla mai multe persoane (curțile interioare ale școlilor, atriumuri, etc.), a geamurilor.

În vederea satisfacerii acestei cerințe se impun măsuri pentru:

- prevenirea riscului de spargere a sticlei;
 - prevenirea căderii fragmentelor de sticlă, dacă s-a produs spargerea.
- Cerința de limitare a degradărilor: reducerea costurilor pentru repararea fațadelor vitrate avariate de cutremur precum și a pierderilor cauzate de întreruperea activității în clădire ca urmare a avarierii fațadei.

Nota 1: Cerința de siguranță a vieții este impusă și de autoritățile publice, în timp ce cerința de limitare a degradărilor aparține, de regulă, numai investitorilor.

Nota 2: Cerința de limitare a degradărilor corespunde cerințelor de "funcționalitate" și "reparabilitate" formulate în reglementările din unele țări (Japonia, de exemplu).

Satisfacerea cerințelor generale enunțate la (i) este condiționată și de :

- concepția generală și de detaliu a fațadei vitrate și în special a peretelui cortină, a componentelor acestora, a legăturilor între componente și a legăturilor fațadei cu structura principală a clădirii;
- proprietățile, performanțele, utilizarea și modul de punere în operă ale materialelor și produselor de construcție;
- calitatea execuției și realizarea lucrărilor de întreținere necesare.

În cazul pereților cortină, producerea unor avarii de tip "prăbușire progresivă" poate fi limitată sau evitată prin măsuri adecvate privind:

- determinarea riscului de apariție a unor astfel de evenimente;
- adoptarea unei configurații structurale care nu prezintă sensibilități la astfel de evenimente (configurație structurală *redundantă*);
- asigurarea elementelor structurii proprii și a prinderilor de structura principală cu ductilitate suficientă.

Criteriile de performanță specifice pe care trebuie să le îndeplinească sticla sub efectul acțiunii seismice, pentru satisfacerea cerințelor de la (ii), sunt următoarele:

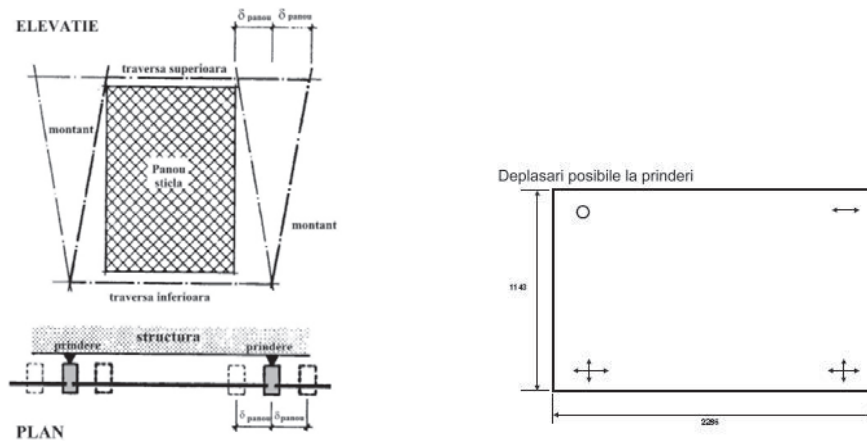
- Cerința de siguranță a vieții, pentru cutremurul de proiectare, cu perioada medie de revenire de 225 de ani, este satisfăcută atunci când:
 - sticla se sparge în bucăți dar rămâne în rame sau în ancoraje în condiții limită de stabilitate, putând însă cădea în orice moment;
 - sticla cade din rame sau din ancoraje în fragmente mici care nu pot pune în pericol viața oamenilor (modul de spargere depinde de tipul sticlei);

Cerința de siguranță a vieții nu poate fi totuși asigurată dacă:

- fragmentele de sticlă, chiar de mici dimensiuni (din geam securizat), cad de la înălțime mare sau foarte mare;
 - sticla se sparge în cioburi mari și/sau panourile cad în întregime din rame sau împreună cu ramele.
- Cerința de limitare a degradărilor sub efectul cutremurului "de serviciu", (cu perioada medie de revenire de circa 40 de ani) este satisfăcută atunci când:
 - sticla rămâne neafectată în rame sau în ancoraje;
 - sticla fisurează însă rămâne prinsă în rame sau în ancoraje și continuă să asigure funcțiunile de închidere față de exterior (protecția împotriva agenților atmosferici) și protecția împotriva intruziunii.

În aceste condiții se asigură, în același timp, atât cerința de siguranță a vieții cât și condițiile de utilizare imediată a clădirii (înlocuirea sticlei fisurate se poate face oricând dorește beneficiarul).

În majoritatea Codurilor existente nu se dau precizări privind comportarea seismică a diferitelor tipuri de sticlă și nici a diferitelor tipuri de rame.



(a) Panouri de sticlă în schelet metalic (b) Panouri de sticlă fixate în puncte izolate

Figura C 10.30. Deplasarea panourilor de sticlă ale fațadelor cortină

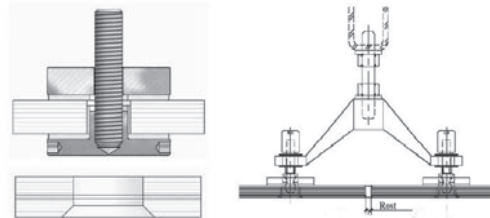


Figura C 10.31. Detalii de prindere a sticlei în puncte izolate

Încercări recente, au arătat însă că diferitele tipuri de sticlă prezintă mari diferențe între valorile driftului care provoacă fisurarea sau căderea sticlei din rame.

Astfel de încercări s-au efectuat pe mai multe tipuri de sticlă cu grosimea de 6 mm cu asamblări specifice vitrinelor obișnuite și unor pereți cortină pentru clădiri cu dimensiuni medii.

În cazul vitrinelor proiectate conform Codurilor în vigoare, s-a constatat că **SLS** (asociată cu avarierea colțurilor sticlei și degradarea garniturilor) a fost depășită pentru un cutremur moderat iar **ULS** (asociată cu fisurarea extinsă/generalizată și căderea bucaților de sticlă) a fost atinsă în cazul cutremurului sever.

Protecția panourilor de ferestre față de deplasările laterale ale structurii a fost uneori realizată prin montarea cadrelor de fereastră pe resoarte care le țin separate de elementele structurii. Cu o frecvență mai mare se întâlnește soluția de umplere a spațiului dintre ramă și elementele structurale adiacente cu masticuri sau chituri permanent plastice pentru a permite astfel deplasarea panourilor de fereastră. În ambele cazuri este necesar să se asigure stabilitatea și rezistența ferestrelor pentru forțele perpendiculare pe planul acestora datorate acțiunii vântului sau a cutremurului.

Cadrelor metalice ale ferestrelor legate de structură sau de alte elemente nestructurale se deformează și unele elemente își pot pierde stabilitatea atunci când sunt supuse unor deformații mari provocând căderea sticlei sau spargerea acesteia.

Aceste avarii se pot produce din mai multe cauze:

- sticla a fost tăiată prea mică pentru deschidere;

- sticla a fost tăiată prea mare pentru deschidere având o margine prea mică/fără margine care să preia deformațiile cadrului;
- sticla nu este deloc adaptată cadrului și astfel se mișcă independent în cadru și se poate sparge/cădea jos.

Datorită cauzelor de mai sus și faptului că în multe cazuri structura nu are rigiditate suficientă pentru a limita deformațiile laterale și distorsiunile unghiulare ale golurilor de fereastră, este de așteptat ca în cazul unui cutremur moderat sau intens un număr important de panouri de sticlă să fie avariate.

C10.5.3.3.(2) Condiția ca deplasarea relativă de nivel care produce spargerea și/sau căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină - d_{ra} (sticlă)- să fie limitată inferior a fost introdusă pentru prima dată Japonia în 1982 [SGAJ Sheet Glass Association of Japan *Earthquake Safety Design of Windows*] și este bazată pe o formulă pentru calculul deplasării relative de nivel care produce contactul între sticlă și rama panoului [Bouwkamp, J.G., Meehan, J.F. *Drift Limitations Imposed by Glass Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg. Tokyo and Kyoto, 1960*]. Această formulă presupune că rama dreptunghiulară se deformează iar spargerea devine posibilă dacă diagonala scurtă a ramei este egală cu diagonala panoului de sticlă.

Factorul 1,25 din relația (10.5) are ca scop acoperirea unor incertitudinilor care pot interveni la determinarea deplasărilor inelastice ale structurilor. Valoarea este adoptată și de IBC 2003 la recomandarea FEMA 450 pe baza unor cercetări mai vechi [Wright, P.D. *The Development of a Procedure and Rig for Testing the Racking Resistance of Curtain Wall Glazing Building Research of New Zealand (BRANZ), Study Report no.17, 1989*] care au arătat că deplasările inelastice ale structurilor pot fi subestimate în unele cazuri cu până la 30%

Formula (10.6) care stabilește spațiul necesar dintre panoul de fereastră și cadrul său derivă din relația propusă de [Bouwkamp, J.G., Meehan, J.F. *Drift Limitations Imposed by Glass Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg. Tokyo and Kyoto, 1960*].

$$\Delta y - \Phi H = 2c \left(1 + \frac{H}{B} \right)$$

pentru cazul în care spațiile libere, orizontal și vertical, nu sunt egale.

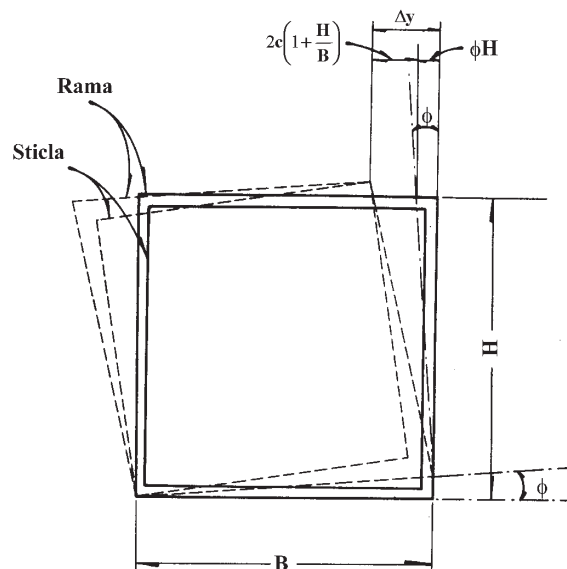


Figura C 10.32. Geometria deplasării ferestrelor datorită cutremurului

Expresia care stabilește spațiul liber necesar este obținută din considerente geometrice și nu ține seama de rigiditatea masticului/chitului și nici de imperfecțiunile de fabricare a cadrului ferestrei și/sau de tăierea sticlei. În cazul în care masticul nu este permanent plastic autorii au propus corectarea relației sub forma

$$\Delta y - \Phi H = 2c \left(1 + \frac{H}{B} \right) \left(0.36 - \frac{0.115B}{H} \right)$$

C10.5.3.3.(6) Cunoașterea valorii d_{ra} (sticlă) pentru fiecare tip de geam permite stabilirea driftului maxim pe care îl poate suporta panoul vitrat din acea sticlă în starea limită ultimă (asociată fisurării generale și căderii sticlei din rame).

C10.5.3.3.(7) Prevederea are ca scop evitarea căderii în stradă a unor fragmente de sticlă de dimensiuni mari care ar putea răni persoanele aflate în fața unor vitrine de mari dimensiuni (astfel de accidente au fost raportate după mai multe cutremure).



(a)

(b)

Figura C 10.33. (a) Spargerea sticlei vitrinelor

(b) Protecția sticlei prin aplicarea unei pelicule transparente

O soluție indicată și relativ simplă pentru evitarea căderii fragmentelor de sticlă, mai ales în cazul construcțiilor existente, este aplicarea pe geamuri a unei pelicule complet transparente care menține sticla în rame chiar la valori mari ale driftului, așa cum se vede în figura C 10.33b.

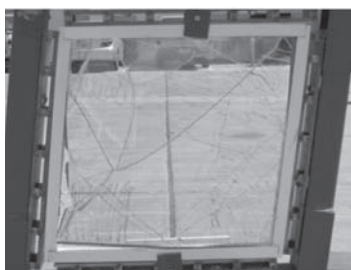


Figura C 10.34. Încercarea unei ferestre cu sticla protejată cu pelicula transparentă

[Chan, M. și colab. *Effects of Applied Plastic Film on Dispersion Characteristics of Glass Shards during In-Plane Racking* Final Report, San José State University, 2003]

C 10.5.5. Proiectarea seismică a pardoselilor înălțate (A5)

Pardoselile ridicate (*raised floors/ acces floors*) constituie un ansamblu nestructural de construcție (o componentă arhitecturală) alcătuit din panouri interschimbabile montate, de regulă, pe rigle orizontale rezemate pe suporturi verticale (picioare) cu înălțime reglabilă. Unele rezolvări folosesc panouri montate direct pe suportii verticali (fără rigle pe marginea panourilor).

Suportii sunt fixați (ancorați) de planșeul pe care reazemă și, în unele cazuri, sunt contravântuiți pentru a li se asigura stabilitatea sub efectul forțelor orizontale.

Pardoselile ridicate sunt folosite de regulă în birouri și, în special, în încăperile pentru calculatoare, pentru realizarea unui spațiu închis, peste nivelul planșeului curent al clădirii. Pot fi folosite și în aule (auditorii), săli de conferințe, centrale telefonice, coridoare, etc. Spațiul astfel obținut este utilizat pentru montarea instalațiilor electrice, de comunicații sau a unor echipamente mecanice.

În mod obișnuit pardoselile ridicate sunt produse de firme specializate în conformitate cu standarde de produs recunoscute. Din acest motiv între diferitele produse pot exista unele diferențe de alcătuire, dimensionare și detaliere constructivă.

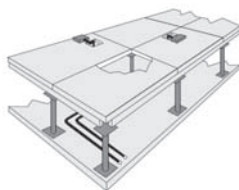


Figura C 10.35. Alcătuirea generală a pardoselilor ridicate

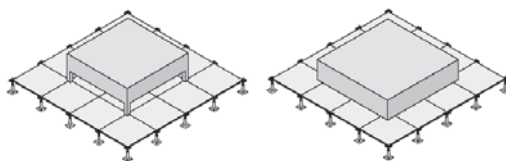
C 10.5.5.1. Condiții generale

C10.5.5.1. (1) Criteriile de proiectare a componentelor unei pardoseli ridicate pentru încărcările verticale se referă la capacitatea portantă pentru încărcările permanente și de exploatare precum și la deformațiile elastice și remanente sub efectul acestora.

Verificarea satisfacerii acestor condiții se face prin calcul sau, în SUA, prin încercări desfășurate conform prevederilor din Standardul Cisca

Încărcările verticale pentru care se verifică rezistența și deformațiile panourilor sunt:

- încărcări concentrate (figura C 10.36a), statice, mobile și de impact;
- încărcări uniform distribuite (figura C 10.36b)



(a) Încărcări concentrate (b) Încărcări distribuite

Figura C 10.36. Încărcări pe pardoseli înălțate

În funcție de tipul produsului, forța concentrată de calcul este, de regulă, între 2,50÷3,00 kN iar forța mobilă între 1,50÷2,00 kN.

Valorile de calcul ale încărcărilor uniform distribuite depind de condițiile concrete în care va fi exploatată pardoseala respectivă.

Condițiile de limitare a deformațiilor verticale în exploatare sunt deosebit de severe, în ambele situații de încărcare, deoarece, în cele mai multe cazuri, există exigențe deosebite de orizontalitate pentru montarea și exploatarea echipamentelor și instalațiilor (computere, instalații de laborator, etc.).

Astfel, conform cerințelor din specificațiile tehnice ale unor produse din SUA, deformația instantanee a panoului cu dimensiunile de 600x600 mm, sub efectul unei

forțe concentrate, nu trebuie să depășească 2 mm (1/300 din deschidere) iar deformația permanentă, după înlăturarea încărcării, trebuie să fie mai mică de 0.25 mm.

C 10.5.5.2. Condiții specifice pentru pardoseli înălțate speciale

Edițiile recente ale recomandărilor NEHRP definesc două tipuri de pardoseli ridicate:

- pardoseli ridicate speciale (special acces floor) – care se supun unor prevederi speciale de proiectare (de calcul și de detaliere constructivă);
- pardoseli ridicate curente (care nu satisfac integral cerințele pentru pardoselile ridicate speciale).

Diferențele între cele două categorii de pardoseli rezultă din condițiile de alcătuire.

Astfel, pardoselile *speciale* trebuie să satisfacă următoarele cerințe:

1. Prinderile care transmit forțele seismice la planșeul clădirii trebuie să fie realizate prin legături mecanice, ancore montate în beton, suduri pe piese înglobate. Sistemul de prindere trebuie să fie calculat conform prevederilor din Codul de proiectare în vigoare sau să fie verificat prin încercări recunoscute de autoritățile competente.
2. Pentru transmiterea forței seismice la planșeul clădirii nu se acceptă folosirea frecării pe suprafața de contact și nici a prinderilor cu bolțuri împușcate sau adezivi.
3. Sistemul de contravântuire a suporturilor este dimensionat luând în considerare numai elementele întinse (se ține seama de faptul că elementele comprimate ale panourilor de contravântuire pot flamba sub efectul forței orizontale)
4. Suportii și elementele de contravântuire trebuie să fie realizați din materiale conforme cu prevederile standardelor care specifică rezistențele minime ale materialului.
5. Riglele orizontale trebuie să aibă capacitatea de a transmite forța seismică orizontală la suportii și trebuie să fie legate rigid de aceștia.

C10.5.6. Proiectarea seismică a gardurilor de incintă (A6)

C 10.5.6(1). Experiența cutremurelor trecute (Miyagi-Ken-Oki, 1978 și Nothridge, 1994) a arătat că prăbușirea gardurilor de incintă poate reprezenta un risc important pentru siguranța vieții.

Cauzele principale care au produs prăbușirea gardurilor de incintă la cutremurele menționate au fost:

- lipsa fundațiilor sau adâncimea insuficientă de încastrare în teren a fundațiilor;
- executarea gardurilor din zidărie nearmată, cu blocuri de beton sau de piatră;
- armarea insuficientă a elementelor de confinare (dacă acestea au fost prevăzute).



Figura C 10.37. Prăbușirea gardurilor de incintă

Obligativitate proiectării seismice a gardurilor cu înălțime mai mare de 1,80 m este prevăzută în California unde înălțimea maximă admisă este de 2,40 m.

În cazul proiectării la stări limită, reglementările americane nu impun restricții dezveltețe (raport înălțime/grosime) dacă efortul axial de proiectare este limitat (circa $0,2f_k$) în condițiile în care raportul de zveltețe nu depășește 30. Peste aceste limite grosimea minimă a gardului trebuie să fie ≥ 15 cm.

C 10.5.7 Condiții de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din clădire

C10.5.7(1) Prevederile acestui paragraf au ca scop:

- asigurarea posibilităților de utilizare a circulațiilor din clădiri pentru:
 - * evacuarea persoanelor din clădire;
 - * accesul echipelor de intervenție (salvare, pompieri);
- evitarea accidentelor datorate panicii în clădirile care adăpostesc aglomerări de persoane.

Căile de evacuare din clădire pentru care se aplică prevederile acestui articol sunt definite după cum urmează:

- toate scările principale și secundare (ascensoarele nu constituie cale de acces sigură/recomandabilă după cutremur);
- toate coridoarele care conduc spre ieșirile curente sau de siguranță din clădire inclusiv holurile, vestibulurile și spațiile adiacente.

Accesibilitatea căilor de acces impune:

- reducerea riscului de cădere a copertinelor, a elementelor de fațadă și de blocare a ușilor de acces în clădire și a celor de pe traseul de evacuare;
- asigurarea integrității pereților nestructurali și a finisajelor grele și fragile (placaje, tavane suspendate, corpuri de iluminat, aparate de condiționare și, în general orice element care prin cădere poate periclita integritatea fizică a persoanelor sau poate bloca evacuarea clădirii);
- asigurarea stabilității mobilierului de pe coridoare;
- prevederea și asigurarea funcționării iluminatului de siguranță.



Figura C 10.38. Ruperea scării și/sau prăbușirea pereților de la casa scării împiedică folosirea căilor de evacuare/acces

Realizarea acestor obiective necesită măsuri speciale atât la nivelul concepției de ansamblu a clădirii cât și pentru rezolvarea detaliilor de construcție.

Deoarece experiența cutremurelor trecute a arătat mai multe cazuri de blocare a acceselor în clădiri cu funcțiuni vitale, măsurile privind valoarea majorată a driftului admisibil au în vedere o protecție suplimentară menită să acopere unele condiții defavorabile de solicitare și/sau de montaj pentru aceste construcții.

Câteva măsuri constructive pentru menținerea funcționării căilor de acces sunt date în continuare:

- pe căile de acces nu se folosesc placaje fragile (ceramice, din sticlă sau din piatră) aplicate direct pe pereții structurali sau pe panourile de umplutură; astfel de finisaje pot fi prevăzute numai dacă sunt aplicate pe un suport special, separat de structura clădirii;
- finisajele grele de tipul placajelor de marmură nu vor fi prevăzute în holurile principale de acces/evacuare din clădire; aplicarea acestora nu se va face decât cu măsuri adecvate de asigurare împotriva desprinderii de stratul suport;
- ușile principale vor fi prevăzute cu spații libere suficient de mari în raport cu structura principală astfel încât deplasarea structurii să nu deformeze cadrul ușii împiedicând deschiderea; ușile rezemate pe role vor fi detaliate astfel încât să se evite deplasarea lor de pe calea de rulare;
- pardoselile vor fi proiectate pentru a prelua mișcările construcției; măsuri speciale vor fi prevăzute la rosturi (se recomandă folosirea pieselor speciale pentru rosturile în pardoseală);
- corpurile de iluminat de pe căile de acces vor fi fixate pe perete sau vor fi montate în spații special create în perete; folosirea corpurilor de iluminat atârinate (care pot oscila) nu este permisă;
- obiectele de mobilier sau vitrinele amplasate pe căile de acces vor avea sticlă securizată.

C 10.6. Proiectarea seismică a instalațiilor (B)

C10.6.1. Gruparea instalațiilor în categorii seismice

Ierarhizarea instalațiilor din punct de vedere al importanței (determinată prin rolul funcțional și prin consecințele avarierii) are ca scop stabilirea unei ordini de prioritate în ceea ce privește nivelul de protecție seismică.

Clasificarea are în vedere obiectivele generale ale P 100-1 date la cap.2, diferențiate în raport cu clasa de importanță a construcției definită la cap.4.4.5.

O primă ierarhizare a nivelului de protecție se referă la clasa de importanță a clădirii definită prin rolul său după producerea unui cutremur sever. Nivelul de protecție pentru sistemele de instalații din clădirile din clasa de importanță I este evident cel mai ridicat.

În ceea ce privește rolul funcțional într-o clădire, analog noțiunii de *ierarhizare a capacității de rezistență*, folosită în cazul structurilor, pentru cazul sistemelor de instalații se poate vorbi de o *ierarhizare a aptitudinii de funcționare* în cadrul lanțului de condiționări specific fiecărui sistem.

În mod logic, nivelul de protecție (probabilitatea de ieșire din lucru) într-un sistem de instalații trebuie asigurat, în mod diferențiat, componentelor a căror ieșire din lucru afectează în ordine:

- mai multe sisteme de instalații (de exemplu, avarierea transformatorului electric sau a generatorului de rezervă prin care sunt blocate toate sistemele acționate electric);
- numai sistemul căruia aparține componenta (de exemplu, avarierea hidroforului din sistemul de alimentare cu apă);
- numai o parte a unui sistem (ruperea unui racord de apă).

Un caz particular îl reprezintă cerința de protecție sporită pentru instalațiile și utilajele a căror avariere poate periclita siguranța vieții prin degajări de substanțe toxice sau prin pierderi de apă sau de abur la temperaturi ridicate.

În ceea ce privește instalațiile curente, a căror avariere este considerată a avea numai consecințe economice, la evaluarea pierderilor probabile trebuie să se țină seama de întreg lanțul de urmări posibile.

Astfel ruperea, în timpul cutremurului, a unui capăt de conductă din sistemul de protecție împotriva incendiului (sprinklere), poate provoca scurgeri de apă care să afecteze finisajele pe unul sau mai multe etaje.

C 10.6.2. Condiții generale de proiectare pentru sistemele de instalații

C10.6.2(1) Prevederea are ca scop reducerea riscului pentru siguranța vieții care se poate produce în cazul pierderii stabilității sau integrității unui sistem instalații. Satisfacerea condițiilor prevăzute în Cod poate spori nivelul siguranței sistemului dar nu poate constitui, în toate cazurile, o garanție a continuității funcționării acestuia.

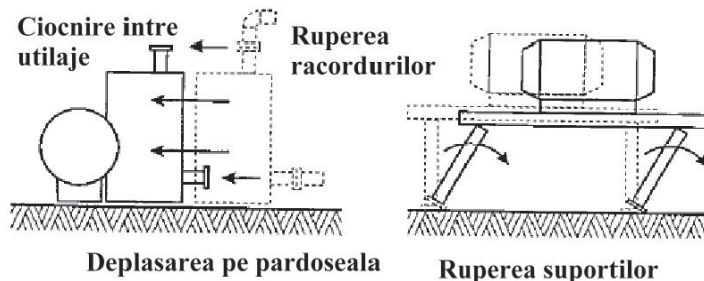


Figura C 10.39. Scheme posibile de avariere a utilajelor

C10.6.2(2) Valorile încărcărilor de proiectare stabilite conform 10.5.2. și ale deplasărilor relative determinate conform 10.5.3. vor fi majorate, după caz, în conformitate cu prevederile specifice fiecărui tip de instalații date în cele ce urmează.

C10.6.2(3) În cazul clădirilor din clasa I de importanță se recomandă ca datele din cataloagele furnizorului privind capacitatea de rezistență la cutremur a utilajelor și

echipamentelor să fie confirmate printr-un procedeu de *calificare seismică* (analize prin calcul cu niveluri diferite de complexitate, date experimentale sau date certe/confirmate privind comportarea la cutremure similare cutremurului de proiectare). În SUA procedeele de *calificare seismică* sunt standardizate pentru realizarea unei siguranțe uniforme pe întreg teritoriul [AC 156 *Acceptance Criteria for Seismic Qualification Testing of Nonstructural Components*].

Cunoașterea caracteristicilor mecanice de rezistență și deformabilitate ale prinderilor furnizate de fabricantul utilajului este necesară pentru stabilirea factorului de comportare q_{CNS} pentru utilajul respectiv.

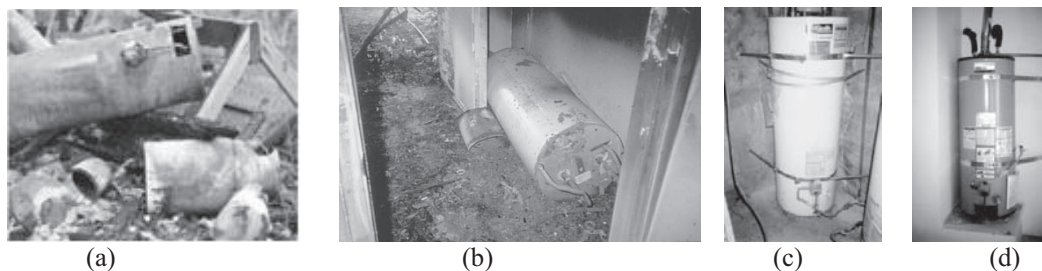


Figura C 10.40. Boilere avariate/arse (a) și (b). Dispozitive de fixare pentru boilere livrate de furnizor (c) și (d).

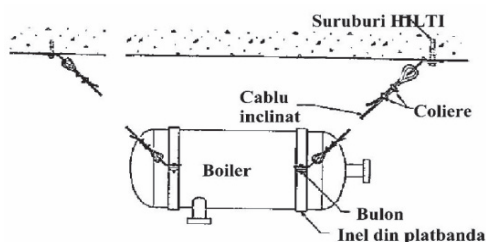


Figura C 10.41. Fixarea boilerelor suspendate

[Travaux publics et services gouvernementaux Canada *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*.1995]

C10.6.2(4&5) Prevederile au ca scop evitarea ieșirii complete din funcțiune a instalațiilor prin avariarea/ruperea legăturilor cu rețelele exterioare de alimentare sau ieșirea parțială din funcțiune a unor instalații ale căror componente (în special, conducte) traversează rostul între două tronsoane adiacente.

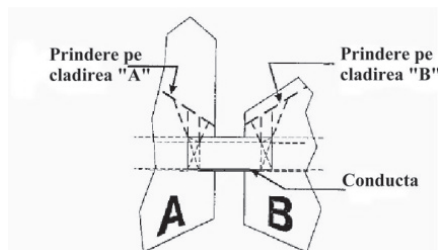


Figura C 10.42. Solicitarea conductelor la rostul între tronsoanele adiacente

În cazul conductelor de gaz natural ruperea acestora conduce, aproape în toate cazurile, la declanșarea unor incendii. Din acest motiv se recomandă ca rețeaua de alimentare cu gaz să fie prevăzută cu valvă pentru întreruperea automată a furnizării gazului în clădire (observațiile făcute după cutremurele de la Northridge și Loma Prieta au arătat însă că aceste valve nu au funcționat în toate cazurile).



Figura C 10.43. Dispozitiv automat (valvă) pentru oprirea alimentării cu gaz natural

[Eguchi, R. *FEMA 139 "Seismic Risk To Natural Gas and Oil Sytem"*, Abatement of Seismic Hazard to Lifelines, Washington D.C. July 1987]

Pentru evitarea acestor situații golurile de trecere prin pereții structurali/nestructurali trebuie să aibă dimensiuni suficient de mari pentru a prelua mișcările relative probabile iar spațiile din jurul conductelor vor fi umplute cu materiale ușor deformabile.

C10.6.2(6) Măsurile suplimentare indicate în acest paragraf pentru sistemele cu nivel ridicat de importanță țin seama de posibilitatea producerii unor interacțiuni necontrolate între componente care, în anumite condiții defavorabile (mai ales pentru componentele realizate din materiale fragile, sensibile la forțe de impact importante), pot provoca avarierea altor componente sau chiar ieșirea din lucru a sistemului.

C10.6.2(7) Utilajele/echipamentele din categoriile menționate sunt fabricate, de regulă, conform unor reglementări specifice. Prevederile din Cod au ca scop fixarea unor condiții minime care trebuie specificate atunci când se comandă un astfel de utilaj/echipament sau când se eliberează un agrement de folosire.

C10.6.2(8) Măsurile preconizate în acest alineat au ca scop favorizarea preluării deplasărilor impuse conductelor de mișcarea seismică. Prinderile improvizate de structură și/sau îmbinările necorespunzătoare între tronsoane favorizează ruperea conductelor chiar în cazul cutremurelor moderate.

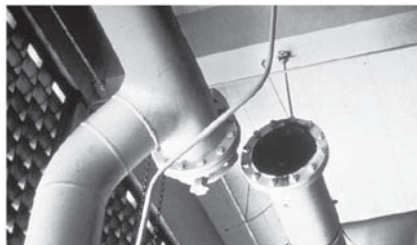


Figura C 10.44. Ruperea îmbinării între tronsoanele unei conducte [BSSC. Federal Emergency

Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage- A Practical Guide* - septembrie 1994]

Componentele de tip *conductă* ale sistemelor de instalații vor fi prinse de structura clădirii (direct sau prin intermediul unor dispozitive / construcții speciale) astfel încât eforturile secționale și deformațiile/deplasările datorate acțiunii seismice să rămână în limitele admisibile. Distanțele între prinderi, în lungul conductei, se stabilesc prin calcul (a se vedea și exemplul nr. E 10.8).

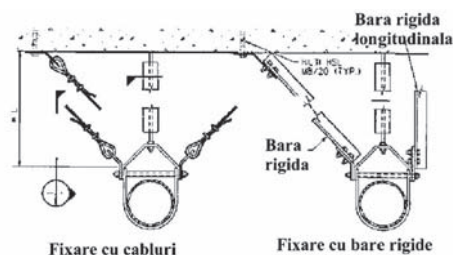


Figura C 10.45. Fixarea conductelor suspendate [Travaux publics et services gouvernementaux Canada *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*.1995]

C10.6.2(9) Prevederea are ca scop evitarea/eliminarea situațiilor constatate de numeroase ori la cutemurele trecute când utilajele/echipamentele montate pe izolatori de vibrații au suferit deplasări mari care au dus la ruperea izolatorilor dar, mai ales la deteriorarea legăturilor cu celelalte componente ale sistemului (conducte/canale de legătură).

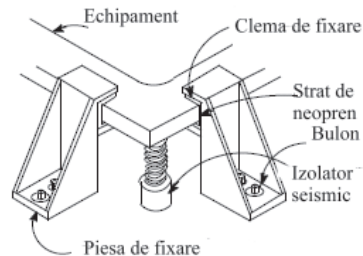


Figura C 10.46. Fixarea laterală a echipamentelor montate pe izolatori de vibrații
[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage- A Practical Guide* - september 1994]

C 10.6.3. Condiții de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente și/sau subansambluri de instalații

C 10.6.3.1. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor sanitare (B1)

C10.6.3.1(2). Preluarea deplasărilor relative ale conductelor între punctele de prindere pe structură sau între echipamentele la care sunt conectate se realizează prin legături flexibile.

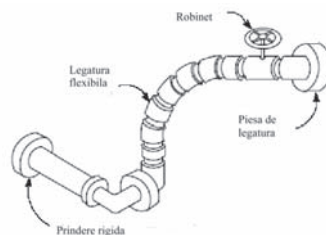


Figura C 10.47. Legătura flexibilă între conducte.[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage A Practical Guide* - september 1994]

C10.6.3.1(3) Excepțiile permise la acest aliniat de la obligativitatea prevederii unor legături laterale, țin seama de riscul redus care decurge din avariile care s-ar putea produce la aceste conducte.

Ele se bazează pe următoarele caracteristici ale acestor conducte:

- deformabilitate mare;
- dimensiuni mici, corelate cu gradul de importanță și cu accelerația seismică de proiectare;
- rigiditatea satisfăcătoare a prinderilor scurte;
- lichidele transportate nu sunt, în mod obișnuit, periculoase.

Evident, proiectantul poate aprecia dacă va prevedea totuși prinderile laterale ținând seama de consecințele posibile ale avarierii (deteriorarea unor finisaje scumpe, de exemplu).

C 10.6.3.2. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor electrice și de iluminat (B2)

Experiența cutremurelor trecute a arătat că, de regulă, cele mai multe echipamente electrice sunt suficient de rigide și de rezistente pentru a suporta solicitările seismice

cu condiția de a fi prinse corespunzător de structura principală sau de alte CNS suficient de rezistențe pentru a prelua forțele de legătură care se pot dezvolta în acest caz.

Siguranța în funcționare a sistemelor electrice poate fi sporită dacă:

- componentele sistemelor sunt prinse de structură, sau de o altă CNS, astfel încât subansamblurile și legăturile între acestea (care realizează contactele electrice) să poată prelua deplasările relative și/sau ciocnirile reciproce între componentele sistemului;
- sunt identificate și evaluate din punct de vedere al rezistenței toate componentele neductile care se află pe traseul forțelor seismice către punctele de prindere;
- toate echipamentele, panourile/dulapurile de conexiuni sunt ancorate astfel încât nu își pot pierde stabilitatea și nu se pot deplasa din poziția inițială.

Realizarea prinderilor sistemelor de instalații electrice și de iluminat cu legături din materiale ductile contribuie la satisfacerea acestor cerințe.

Se va ține seama de riscul pentru siguranța vieții care poate fi constituit de căderea unor componente grele (tablouri/dulapuri electrice) în încăperi și mai ales pe căile de acces.

C 10.6.3.3. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor de condiționare, de încălzire și de ventilație (B3)

C10.6.3.3(1) Prevederile P 100-1 au la bază datele existente privind comportarea sistemelor de instalații de condiționare, de încălzire și de ventilație la cutremurele trecute. Informațiile din SUA au arătat că aceste instalații s-au comportat în general bine în special în cazurile în care rigidizarea lor s-a făcut conform prevederilor din reglementările specifice [SMACNA Sheet Metal and Air Conditioning Contractors National Association *Guidelines for the Seismic Restraint of Mechanical Systems*]. Avariile au avut ca efect numai ieșirea din funcțiune a sistemelor dar nu s-au semnalat cazuri de afectare a siguranței vieții persoanelor din clădiri. Din examinarea modului de comportare la cutremur s-a constatat că avariile dominante s-au concentrat la rosturile între tronsoanele de canale (desfacerea îmbinărilor) și la legăturile de suspendare care au avut ruperi fragile datorită incursiunilor avansate în domeniul postelastice (ca urmare a oscilațiilor cu amplitudini mari).

S-au identificat, de asemenea, avarii în zonele de traversare a rosturilor între tronsoanele de clădire adiacente (ca urmare a cumulării deplasărilor de sens contrar) și, în multe cazuri, la legăturile cu echipamente montate pe izolatori de vibrații (aparate de condiționat de putere mare, umidificatoare, schimbătoare de căldură). Din aceste motive în Cod s-au prevăzut măsuri asigurătorii privind majorarea deplasărilor de calcul și recomandarea ca echipamentele izolate împotriva vibrațiilor să fie fixate separat pentru limitarea deplasărilor (deplasările importante ale acestor utilaje pot provoca avaria și sistemele de canale de aer de care sunt legate). De asemenea, se recomandă ca toate dispozitivele care sunt amplasate pe conducte să fie fixate cu ancore mecanice pentru a se preveni căderea/răsturnarea lor în timpul cutremurului.



Figura C 10.48. Avarii ale aparatelor de condiționare

C10.6.3.3(2) Criteriile pentru acceptarea excepțiilor de la obligativitatea prevederii legăturilor pentru blocarea deplasărilor laterale sunt similare cu cele date la **C10.6.3.1(3)**

C10.6.3.3(3) Prin această prevedere se urmărește ca forțele seismice corespunzătoare maselor acestor utilaje să nu fie transferate direct la conducte și/sau canale care nu au, întotdeauna, capacitatea de a le prelua fără să se deterioreze. Rezemările și legăturile laterale vor fi dimensionate pentru a prelua în siguranță aceste forțe.

C 10.6.3.4. Condiții pentru proiectarea seismică a instalațiilor speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii) (B4)

C10.6.3.4(1) În unele țări, construcția utilajelor care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate se face pe baza unor reglementări specializate, de exemplu [ASME Boiler and Pressure Vessel Code - ASME BPV] care au în vedere o rezervă de siguranță suficientă față de nivelurile avansate de avariere susceptibile de a conduce la pierderea etanșității și la scurgeri ale conținutului care ar putea pune în pericol viețile operatorilor.

P 100-1 are în vedere ca, în absența unor reglementări speciale, măsurile luate la proiectarea acestor echipamente pentru limitarea eforturilor și deplasărilor să fie mai severe decât cele pentru alte categorii de instalații și echipamente, impunând niveluri de siguranță mai ridicate. De asemenea aceste condiții trebuie să stea la baza agrementelor tehnice pentru importurile provenite din țări neseismice.

C10.6.3.4(3) Prevederile acestui paragraf au în vedere crearea unor rezerve de rezistență pentru utilajele respective și pentru întreg sistemul care le include ținând seama de consecințele grave care decurg din avarierea lor și pierderea conținutului.

C 10.7. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice (C)

C 10.7.1. Condiții generale de proiectare seismică

C10.7.1(1) Principalele echipamente electromecanice care se găsesc în clădirile care fac obiectul prezentului Cod sunt ascensoarele și scările rulante.

Utilizarea intensivă și creșterea numărului ascensoarelor este legată de creșterea înălțimii clădirilor curente iar extinderea folosirii scărilor rulante și a trotuarelor rulante este urmarea multiplicării clădirilor în care au acces un număr mare de persoane care trebuie să se deplaseze repede, pe distanțe relativ lungi, pe verticală și pe orizontală.

C 10.7.1.1 Condiții pentru proiectarea seismică a ascensoarelor (C1)

Preocupările privind protecția seismică a ascensoarelor din clădiri s-au declanșat practic după cutremurul de la San Fernando (1971) când au fost observate numeroase cazuri de avariere a instalațiilor de ascensoare manifestate în principal prin deraierea contragreutății și ciocnirea acesteia cu cabina [Benuska, K.L. și colab. *Elevator Earthquake Safety Control Proc 6th WCEE, New Delhi, 1977*].

Metodele de protecție au fost orientate în două direcții:

- protecția pasivă care a avut în vedere numai consolidarea lifturilor;
- protecția activă, care, în afara măsurilor de consolidare, prevede:
 - intervenții periodice de tip întreținere/ reparație;
 - introducerea unui dispozitiv special cu declanșare la cutremur.

Acest dispozitiv intră în lucru pentru o accelerație minimă stabilită de proiectant (la prototip aceasta a fost de 0.05g și pentru frecvențe cuprinse între 1-10 Hz).

Sistemul de protecție al ascensorului este constituit dintr-o serie de relee, puse în lucru de dispozitivul cu declanșare la cutremur, care urmăresc:

- împiedicarea mersului în gol al liftului;
- deschiderea ușilor în timpul mersului;
- micșorarea vitezei liftului;
- oprirea la etajul următor în sensul de mers și deschiderea automată a ușilor pentru a da posibilitatea pasagerilor să iasă din cabină.

În alte variante, dispozitivul poate realiza mai multe operații cum ar fi identificarea posibilităților unui lift avariat de a-și continua funcționarea cu viteză mai mică (utilizarea liftului poate fi necesară pentru accesul la etajele superioare pentru diferite echipe de intervenție, stingerea incendiilor, de exemplu) sau poate folosi pentru evacuarea ocupanților.

În SUA s-au făcut eforturi pentru a se implementa astfel de dispozitive, în principal, în școli și în spitale.

Deși la cutremurele următoare s-au mai înregistrat avarii ale instalațiilor de ascensor nu au existat cazuri de accidente umane.

În conformitate cu legislația din California pentru spitale [California Code of Regulations, Title 8, Section 3137 *Seismic Requirements For Elevators, Escalators and Moving Walks*], senzorii seismici trebuie să fie activați pentru accelerații (verticale/orizontale) $\leq 0.5g$ iar senzorii și dispozitivele de protecție trebuie să fie verificați, din punct de vedere al funcționalității, cel puțin odată pe an.

C10.7.1.1(3) Printre alte considerente, această prevedere are în vedere faptul că în spațiile aglomerate (stații de metrou, mari centre comerciale, etc) sunt necesare prevederi mai stricte deoarece:

- există o probabilitate foarte ridicată că încărcarea maximă cu persoane să fie realizată pe perioade lungi de timp;
- sunt necesare măsuri de precauție pentru evitarea panicii.

C 10.7.1.2. Conditii pentru proiectarea seismică a scărilor rulante (C2)

Pentru scările/trotuarele rulante, în unele reglementări [California Code of Regulations, Title 8, Section 3137 *Seismic Requirements For Elevators, Escalators and Moving Walks*] se prevăd și alte măsuri:

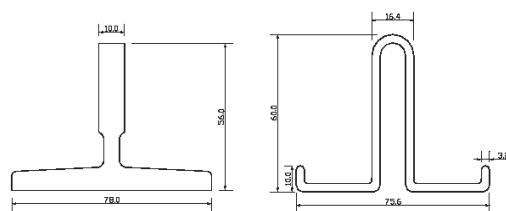
- prinderile care leagă scara rulantă / trotuarul rulant de clădire sunt proiectate pentru forța seismică corespunzătoare accelerației de 0.5g, în ambele direcții principale orizontale;
- prinderile sunt proiectate pentru a asigura valoarea driftului maxim de etaj corespunzător forței de proiectare;
- în cazurile în care legăturile/prinderile sunt prevăzute numai la una din extremități se va ține seama, la proiectare, de torsiunea care se produce; toate celelalte rezeme trebuie să fie libere să se deplaseze în direcție longitudinală;
- dacă legăturile cu structura sunt prevăzute la ambele extremități și acestea permit un anumit grad de mișcare longitudinală/transversală se vor lua măsuri suplimentare pentru a preveni căderea de pe reazem a extremităților superioare ale grinzii suport; toate celelalte rezeme trebuie să fie libere să se deplaseze suficient de mult în direcție longitudinală pentru a putea prelua restul deplasării de nivel corespunzătoare forței seismice de proiectare;
- la capetele unde este permisă deplasarea, lățimea rezemărilor pe structură trebuie să fie suficient de mare pentru a prelua în ambele sensuri, fără avariare, cel puțin dublul valorii deplasării relative de nivel admisibile.

Tot reglementările californiene prevăd că în fiecare clădire în care este instalată o scară rulantă sau un trotuar rulant trebuie să existe cel puțin un întrerupător cu senzor seismic (*seismic switch*) care să fie activat, la un anumit nivel al accelerației seismice, conform specificațiilor producătorului și ale unui inginer de specialitate. Activarea senzorului seismic trebuie să oprească alimentarea electrică a scării/trotuarului și să acționeze frâna.

C10.7.1.2(4&5) Ultimele cutremure au arătat că, deși s-au făcut unele progrese, problema siguranței ascensoarelor rămâne insuficient rezolvată.

Astfel la cutremurul Chi-Chi din Taiwan (1999), numai în zona epicentrală, au fost constatate 579 cazuri de deraiere a contragreutății și 341 cazuri de deraiere a cabinei. Aceste accidente, fără a fi provocat pierderi de vieți omenești, au condus la întârzierea importantă a evacuării locatarilor și la deplasarea echipelor de intervenție la etajele superioare și la costuri importante pentru remediere. Analizele ingineresti au arătat că aceste avarii s-au produs din cauza utilizării unor șine din profile formate la rece, cu dimensiuni insuficiente, în locul profilelor clasice laminate la cald. Acest lucru a fost posibil datorită insuficienței cunoștințelor de specialitate ale constructorilor dar și ale investitorilor. [Yao, G.C. *Seismic Performance of Passengers Elevator in Taiwan Earthquake Engineering and Engineering Seismology* vol.3 no.2, 2003]

Pentru corectarea situației s-au efectuat teste pe platforme seismice pentru ascensoare de mare capacitate (8 și 15 persoane) care au confirmat cauzele principale ale accidentelor constatate și, în special, rezistența și rigiditatea insuficiente ale șinelor din profile formate la rece; pe baza acestor încercări s-a hotărât modificarea P 100-1 de proiectare pentru instalațiile noi și adoptarea unor măsuri de consolidare pentru ascensoarele existente.



(a) Profile laminat (b) Profile din tablă îndoită

Figura C 10.49. Glisieră pentru ascensoare (Taiwan)

C 10.8. Măsurile specifice pentru protecția seismică a mobilierului din clădiri (D)

C 10.8.1. Categoriile de clădiri și de mobilier/aparatură care necesită protecția la efectele acțiunii seismice

C10.8.1(1) Protecția mobilierului profesional din clădirile din clasa de importanță I reprezintă o condiție a asigurării funcționării neîntrerupte a acestora.

În clădirile administrației centrale sau locale, protejarea bazelor de date este absolut necesară pentru asigurarea continuității exercitării actului de conducere, cu precădere în situațiile create după producerea unui cutremur sever.



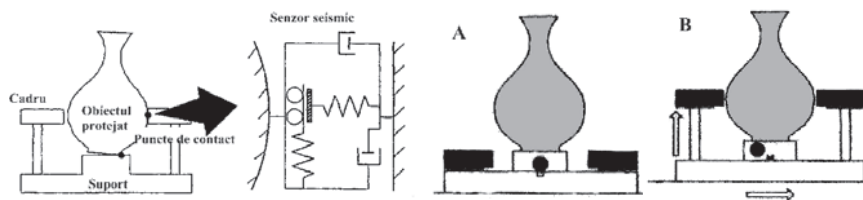
Figura C 10.50. Testarea stabilității și prinderilor pentru calculatoarele personale

Rafturile din biblioteci reprezintă un mobilier care, de regulă, suportă încărcări gravitaționale (greutăți) mari. Din acest motiv ele pot constitui un risc important pentru integritatea corporală a persoanelor aflate în imediata lor apropiere, așa cum acest lucru a fost observat în numeroase cazuri la cutremurele recente și a fost consemnat în rapoartele de cercetare post-seism. Avarierea rafturilor din biblioteci și deteriorarea cărților (uneori cu valoare bibliofilă) și închiderea temporară a bibliotecilor din acest motiv, s-a petrecut chiar și în cazul unor cutremure moderate care nu au produs practic nici un fel de avarii structurale.

În mobilierul laboratoarelor din unele institute de cercetare și din instituții productive se pot afla surse de risc (bacterii, viruși, substanțe toxice și/sau radioactive, etc.) deosebit de periculoase pentru cazul în care s-ar produce eliberarea lor necontrolată ca urmare a răsturnării / spargerii recipientilor în care se află.

Protecția mobilierului și obiectelor din muzee are în vedere protejarea patrimoniului cultural, artistic și istoric. Pierderile care ar putea fi înregistrate în acest domeniu sunt practic irecuperabile și nu pot fi cuantificate ca valori materiale.

Pentru obiectele cu valoare artistică deosebită se adoptă măsuri de protecție speciale : suporturi împotriva răsturnării acționate de senzori seismici.



A. Poziția suportului în condiții normale B. Poziția suportului în timpul cutremurului

Figura C 10.51. Dispozitiv automat pentru protecția exponatelor din muzee

C 10.8.2. Condiții generale de proiectare seismică

C10.8.2(1) În marea majoritate a cazurilor, dimensionarea ancorelor care asigură stabilitatea mobilierului la cutremur are ca scop numai blocarea tendinței de răsturnare (momentul de răsturnare) și nu depinde de efectele încărcărilor permanente (gravitaționale) care se transmit prin rezemare directă.

În cazul mobilierului suspendat majorarea menționată ține seama și de unele efecte secundare (uneori greu de estimat) cum ar fi, de exemplu, fisurarea prematură a peretelui în care acesta este fixat.

În aceste condiții prevederea din Cod are caracter asigurator.

C10.8.2(2) Prevederea se încadrează în condițiile generale de verificare a capacității de rezistență pe întreg traseul forțelor de legătură induse de acțiunea seismică în elementele structurale sau în CNS care asigură stabilitatea mobilierului. În plus se va ține seama de toate considerentele enunțate la **C10.4.1**.

C 10.8.3. Condiții pentru proiectarea seismică rafturilor de depozitare din spații accesibile publicului

C10.8.3. (1) Protecția rafturilor din marile depozite accesibile publicului are în vedere riscul ridicat de afectare a integrității fizice a unui număr mare de persoane și crearea panicii.



Figura C 10.52. Avarii ale rafturilor etajate în depozite

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 460: *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accesible to the Public* september, 2005]

Reglementările specifice referitoare la rafturile de depozitare din spațiile accesibile publicului, montate la cota $\pm 0,00$ sau sub aceasta, recomandă folosirea forțelor static echivalente cu unele modificări față de prevederile referitoare la clădiri.

Aceste modificări sunt necesare pentru a se ține seama de diferențele între cele două tipuri de structuri în ceea ce privește comportarea post elastică și caracterul spațial al răspunsului seismic (efectul de diafragmă rigidă în plan orizontal nu există în cazul rafturilor). În aceste condiții se recomandă ca evaluarea siguranței rafturilor să se

bazeze pe analiza comportării post-elastice specifice care este determinată, în primul rând de capacitatea de rotire a îmbinărilor grindă/montant care este de câteva ori mai mare decât cea a nodurilor tipice dintr-o clădire cu structura metalică.

Cele două ipoteze privind valoarea masei supusă la acțiunea seismică au în vedere diversitatea situațiilor de încărcare posibile în condițiile în care mărfurile depozitate sunt manevrate de multe ori pe parcursului unei zile.

FEMA 450 preia din standardul de specialitate [ANSI MH-16.1-04 *Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks RMI*] valoarea $q_{CNS}=4,0$ pentru rafturile contravântuite cu diagonale concurente în noduri. În cazul rafturilor alcătuite din cadre cu noduri rigide FEMA 450 recomandă $q_{CNS}=6,0$. Aceste valori se adoptă pentru direcția respectivă dacă sistemele structurale sunt diferite în lungul raftului și perpendicular pe acesta. Calculele de dimensionare trebuie să țină seama de tipul elementelor folosite la scheletul raftului, cu precauții speciale în cazul profilelor formate la rece (stabilitate).

Factorul de importanță prevăzut ($\gamma_{CNS}=1,5$) are în vedere riscul ridicat pentru integritatea corporală a publicului care poate fi periclitată atât prin răsturnarea / avarierea raftului cât și prin căderea mărfurilor depozitate. Un element agravant trebuie considerat și spațiul deosebit de îngust între două șiruri de rafturi și lungimea traseului până la capătul șirului de rafturi, condiții care pot favoriza / amplifica panica publicului. [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 460: *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accesible to the Public* september, 2005]

C 10.9. Verificarea siguranței CNS la efectele acțiunii seismice

C 10.9.2. Încărcări de proiectare

C10.9.2.(1) Combinarea efectelor verticale și orizontale ale accelerației seismice este necesară în cazurile în care sunt posibile oscilații cu amplitudini de valori apropiate pe cele două direcții (scări rulante cu lungime mare, luminatoare de mare deschidere, sisteme de conducte, unele echipamente montate pe izolatori de vibrații, etc).

Rezistența locală a CNS trebuie verificată în zonele de prindere de structura principală ținând seama de modul concret în care este realizată prinderea și de rezistența prinderii și a componentei. Această verificare are o importanță deosebită pentru siguranța CNS alcătuite din materiale fragile (parapeți din sticlă fixați în puncte - fără ramă, de exemplu).

C10.9.2.(5) Măsura are un caracter asigurător și are în vedere variabilitatea posibilă a încărcărilor verticale. O astfel de prevedere este utilizată în toate situațiile în care nerealizarea integrală a încărcărilor gravitaționale poate conduce la reducerea nivelului de siguranță (în special siguranța în raport cu stabilitatea echilibrului)

C10.9.2.(6) Prevederea are în vedere asigurarea elementelor de pe fațade, pentru solicitările cele mai defavorabile, în cazul amplasamentelor pentru care forțele seismice de proiectare sunt de același ordin de mărime cu cele date de acțiunea de vânt a vântului. Evident, în cazul forțelor din vânt, nu se ține seama de reducerea efectelor acestora având în vedere comportarea inelastică a elementelor de fațadă și a prinderilor acestora (factorul de comportare q_{CNS}). Dimensionarea elementelor de fațadă și a prinderilor acestora pentru forțele din vânt se face în domeniul elastic de comportare.

C 10.9.3. Deplasări de calcul

Prevederile din acest paragraf se referă la identificarea diferitelor surse de solicitare pentru CNS sensibile la acțiunea indirectă a cutremurului (deformații / deplasări impuse).

Mărimea deplasărilor relative ale punctelor de prindere ale CNS de structura principală, în cazul în care acestea sunt situate la cote diferite, depinde de rigiditatea structurii și de amploarea deformațiilor inelastice ale acesteia (care rezultă din coeficientul de comportare folosit la proiectare).

Deplasările relative ale CNS în timpul cutremurului, mai ales dacă sunt de sensuri contrare, pot avaria legăturile între acestea (situație care intervine adesea în cazul sistemelor de instalații - ruperea conductelor între două utilaje care se mișcă în sensuri opuse, de exemplu) sau pot produce ciocnirea CNS alăturate.

La proiectare trebuie să se țină seama și de faptul că deformațiile/deplasările produse de mișcarea seismică se suprapun, în multe cazuri, unor deformații/deplasări produse din cauze neseismice (variații de temperatură, tasări diferențiate ale terenului, etc). Din acest motiv, la proiectare trebuie să țină seama de faptul că posibilitățile de deplasare prevăzute pentru preluarea deformațiilor seismice pot fi deja parțial consumate înainte de producerea cutremurului.

C 10.9.4. Rezistența de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre

C10.9.4.(1) Interacțiunea dintre cadru și panoul de zidărie înrămat în timpul cutremurului are ca efect o stare de eforturi complexă, neuniformă, cu concentrări locale, atât în cadru, în grinzi, în stâlpi și în noduri, cât și în panou, unde neuniformitatea este amplificată prin prezența golurilor.

Comportarea în diferite stadii de solicitare a ansamblului "cadru+panou de zidărie " depinde de proprietățile intrinseci ale celor două componente și se poate caracteriza printr-una sau mai multe dintre categoriile următoare de afectare/avariere:

- Afectarea/avarierea zidăriei de umplutură:
 - fisurarea/ruperea prin eforturi de întindere, perpendicular pe diagonala comprimată
 - zdrobirea prin eforturi de compresiune, la colțul cadrului sau în centru (pe diagonală)
 - lunecarea prin eforturi de forfecare în rost orizontal.

În detaliu, ruperea zidăriei înrămate se poate manifesta în diferite moduri:

- zdrobirea elementelor din compresiune;
- ruperea elementelor din întindere;
- ruperea rosturilor de mortar;
- ruperea prin întindere sau forfecarea la interfața elemente/mortar.
- Afectarea/avarierea cadrului:
 - formarea articulațiilor plastice în elementele cadrului;
 - avarierea nodurilor cadrului;
 - avarierea la forță tăietoare a grinzilor sau stâlpilor;

- avarierea/ruperea legăturilor între panoul de zidărie și cadru (dacă acestea există).

În literatură există numeroase lucrări de cercetare, teoretice și experimentale, care au ca obiect stabilirea rezistenței cadrelor cu panouri de zidărie înrămate în raport cu mecanismele de cedare posibile.

Pentru evaluarea rezistenței cadrelor și a panourilor de zidărie este necesară, în primul rând, determinarea cât mai exactă a stării de eforturi induse de acțiunea seismică.

Teoretic, realizarea acestui obiectiv implică folosirea unor metode avansate de tip element finit și considerarea comportării neliniare a materialelor (zidărie, beton și oțel).

Totodată aceste metode trebuie să țină seama de un număr important de parametri:

- proprietățile geometrice și mecanice ale cadrului;
- proprietățile geometrice și mecanice ale panoului de umplură (inclusiv efectul golurilor în panou);
- efectele deteriorării rezistenței și rigidității inițiale a cadrului/panoului ca urmare a incursiunilor repetate în domeniul postelastice.

Având în vedere complexitatea procedurilor de calcul "exacte" care ar implica includerea tuturor acestor variabile și imposibilitatea practică a utilizării acestora în proiectarea curentă, în majoritatea reglementărilor se folosesc relații simplificate, semi-empirice, cu coeficienți calibrați experimental.

Relațiile de calcul trebuie să permită identificarea modului de cedare a ansamblului "cadru+panou" astfel încât să fie posibilă găsirea unei rezolvări constructive care să evite depășirea stării limită ultime în elementele cadrului și/sau în panoul de zidărie.

În ceea ce privește panoul înrămat, relațiile de calcul urmăresc să cuantifice forțele laterale care declanșează unul dintre următoarele mecanisme de cedare:

1. Rupere prin lunecare în rostul orizontal
2. Rupere prin compresiune a diagonalei comprimate
3. Fisurarea diagonală.
4. Rupere prin întindere din încovoiere

C10.9.4.(2) Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin lunecare din forță tăietoare în rosturile orizontale se determină cu relația:

$$F_{Rd1}(zic) = f_{vd0} A_{pan} k_{1,pan}$$

Rezistența panoului la lunecare în rost orizontal s-a calculat din ecuația:

$$H_{d1}^2 - 2 \alpha L_d H_{d1} - L_d^2 = 0$$

în care notațiile sunt

$$\alpha = 0.066 \left(4 \frac{h_p}{l_p} - 1 \right) = 0.066(4\lambda - 1)$$

$$L_d = f_{vd0} \times l_p \times t_p = f_{vd0} \times A_{pan}$$

Valorile $\cos \theta$ se exprimă, ca și factorul α tot în funcție de factorul de formă al panoului (λ) prin relația

$$\cos \theta = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$$

Rezultă

$$F_{Rd1} = \frac{H_{D1}}{\cos \theta} = L_d \times k_{1,pan}$$

unde $k_{1,pan}$ are expresia

$$k_{1,pan} = \frac{\alpha + \sqrt{1 + \alpha^2}}{\cos \theta}$$

sau în funcție de α și λ

$$k_{1,pan} = (\alpha + \sqrt{1 + \alpha^2}) \times \sqrt{1 + \lambda^2}$$

C10.9.4.(3) Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată în lungul diagonalei comprimate se determină cu relația:

$$F_{Rd2}(zic) = f_{vd0} A_{pan} k_{2,pan}$$

Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată în lungul diagonalei comprimate se determină din condiția

$$H_{d2} = \frac{L_d}{0.6}$$

și rezultă

$$F_{Rd2} = \frac{H_{d2}}{\cos \theta} = L_d \times k_{2,pan}$$

în care

$$k_{2,pan} = \frac{1}{0.6 \cos \theta} = \frac{\sqrt{1 + \lambda^2}}{0.6}$$

C10.9.4(4) Având în vedere constatările la cutremurele recente privind zdrobirea zidărilor la colțurile panoului înrămat, mai ales în cazul utilizării elementelor cu goluri și pereți subțiri (similare celor din grupa 2S) precum și cercetările care propun modele de calcul în care diagonala comprimată este excentrică față de nodul cadrului și se află în contact direct cu stâlpul - a se vedea figura C 10.53. - s-a introdus o condiție suplimentară de verificare a rezistenței panoului ($F_{Rd,32}$).

Condiția se referă la limitarea efortului unitar de compresiune dat de componenta orizontală (H) a forței de compresiune în diagonală (D).

Dacă se notează cu d_c lungimea de contact între diagonala rotită (excentrică) și stâlp, rezistența de proiectare H_d se obține din condiția

$$H_d = 0.85 f_{dh} \times d_c \times t_p$$

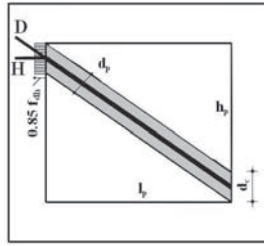


Figura C 10.53. Model de calcul cu diagonală excentrică

iar rezistența de proiectare a panoului (care se compară cu efortul de proiectare în diagonală comprimată) este

$$F_{Rd,32}(zic) = \frac{H_d}{\cos\theta_0} = f_{dh} \times A_{pan} \times k_{4,pan}$$

în care θ_0 este unghiul diagonalei rotite (excentrice). Admițând poziția excentrică a diagonalei ($\theta_0 < \theta$) valoarea componentei orizontale a forței axiale din diagonală comprimată crește față de cazul în care diagonală este centrată în nod.

Unghiul diagonalei rotite în raport cu orizontala (θ_0) se determină cu relația geometrică simplă:

$$\cos\theta_0 = \frac{1 + 0.1\lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$$

Verificarea rezistenței zidăriei la contactul cu grinda, nu este necesară deoarece folosirea elementelor pentru zidărie cu goluri orizontale/sau dispuse orizontal nu este permisă de CR 6.

Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin strivirea diagonalei comprimate este cea mai mică dintre valorile:

$$F_{Rd,31}(zic) = f_d b_{st,ech} t_p k_{3,pan} k_{5,pan}$$

$$F_{Rd,32}(zic) = f_{dh} A_{pan} k_{4,pan}$$

unde

- $b_{st,echiv}$ este latura stâlpului cadrului echivalent calculată cu relația

$$b_{st,ech} = \sqrt[4]{6(I_1 + I_2)}$$

- I_1 și I_2 sunt momentele de inerție în planul cadrului ale stâlpilor

Factorii $k_{3,pan} \div k_{5,pan}$ s-au calculat cu relațiile

$$k_{3,pan} = 0.8 \cos\theta = \frac{0.8}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$$

$$k_{4,pan} = 0.085 \frac{1 + \lambda^2}{(1 + 0.1\lambda)^2}$$

$$k_{5,pan} = \sqrt{\frac{1}{12} \times \frac{E_b}{E_z} \times \frac{h_p}{t_p}}$$

C 10.9.5. Reguli generale pentru verificarea siguranței CNS la acțiunea seismică

C10.9.5.(1) Starea limită ultimă de stabilitate (la răsturnare sau deplasare) poate fi atinsă de componentele care nu sunt fixate de structură, dacă prinderile CNS de structura principală (sau de o altă CNS) nu au capacitatea necesară pentru a împiedica deplasarea CNS din poziția inițială sau dacă elementele de care sunt fixate CNS nu au capacitatea de a prelua forțele de legătură. Pierderea stabilității se produce atunci când legăturile capătă deformații excesive (care pot antrena și efecte de ordinul II) sau, când acestea cedează brusc ca urmare a depășirii capacității de rezistență (în cazul prinderilor fragile).

Starea limită ultimă de rezistență este atinsă când eforturile interioare din CNS depășesc rezistențele materialului respectiv. Eforturile interioare care cauzează ruperea materialului se pot datora fie forțelor de inerție fie deformațiilor impuse elementului. Aceast tip de cedare se produce numai atunci când prinderile CNS de structură au capacitate suficientă pentru a împiedica pierderea stabilității prin răsturnare sau deplasare.

C10.9.5.(3) Verificarea siguranței în raport cu SLS trebuie făcută pentru CNS din clădirile care au ca obiectiv de performanță *funcționarea completă* în timpul cutremurului și imediat după acesta precum și pentru acele CNS care condiționează realizarea obiectivului de performanță *ocupare imediată* (chiar dacă *funcționarea completă* nu este asigurată).

Următoarele categorii de deformații trebuie să fie controlate (verificate):

- deformații provenite din acțiunea directă a cutremurului:
 - deformațiile proprii ale CNS sau ale ansamblului din care aceasta face parte;
 - deformațiile îmbinărilor / prinderilor componentei sau ale ansamblului din care aceasta face parte;
- deformații provenite din acțiunea indirectă a cutremurului:
 - deformațiile proprii ale CNS sau ale ansamblului din care face parte sub efectul mișcării/deplasării structurii
 - deformațiile îmbinărilor / prinderilor componentei sau ale ansamblului din care face parte sub efectul mișcării/deplasării structurii.

C10.9.5.(4) Criteriile de verificare a siguranței în raport cu SLS sunt, de regulă, legate de controlul stării de fisurare (pentru elementele de construcție) și de controlul integrității legăturilor reciproce sau cu sursele de alimentare (pentru instalații și echipamente).

Nivelurile de performanță referitoare la controlul stării de fisurare se exprimă prin mărimea deformației elastice a elementului. Valorile limită depind de natura materialului din care este realizată componenta și de finisajul acesteia.

În cazul verificării la SLS, criteriul de acceptare pentru evitarea fisurării extinse este limitarea valorii săgeții peretelui sub efectul încărcărilor de proiectare.

În SR EN 1998-1 și în P 100-1 nu sunt stabilite astfel de valori limită. Orientativ se poate ține seama de următoarele valori:

- BIA (Brick Institute of America) : $f_{adm} = L_{calc}/600$ pentru placaje fragile la sarcini de exploatare
- IBC (International Building Code) 2003: $f_{adm} = L_{calc}/350$ pentru finisaje fragile la pereți exteriori (pentru încărcarea de calcul din vânt)
- NZS 4203:1992 (Standard Noua Zeelandă) : $f_{adm} = H_{etaj}/400$

C 10.9.6. Modele de calcul

Prevederea precizează principalii parametri care afectează răspunsul seismic al unei CNS și care trebuie avuți în vedere atunci când se determină condițiile de siguranță pentru componenta respectivă.

Zveltețea unui panou de compartimentare din zidărie coroborată cu condițiile de pe contur determină valorile momentelor încovoietoare pentru acțiunea seismică perpendiculară pe plan și, implicit modul de rupere probabil al peretelui. Aprecierea corectă a condițiilor reale de rezemare pe contur a peretelui este de asemenea o condiție pentru evaluarea corectă a solicitărilor. În cazul sistemelor de conducte este necesar să se examineze condițiile efective de prindere deoarece, de multe ori, prinderile sunt concepute pentru a permite deplasările produse de variațiile de temperatură. De această situație trebuie ținut seama atunci când se verifică perioada proprie a conductei pentru a se stabili mai exact coeficientul de amplificare β_{CNS} .

C 10.9.7. Verificarea condițiilor de stabilitate, de rezistență și de rigiditate

C10.9.7(3) Condiția mai severă impusă capacității de rezistență a prinderilor componentelor menționate ține seama de consecințele posibile ale cedării unei astfel de prinderi. Eforturile majorate trebuie luate în calcul și pentru verificarea locală/ de ansamblu a elementului structural pe care este prinsă componenta.

C 10.10. Asigurarea calității la proiectare și în execuție

C10.10.(1) Realizarea condițiilor de funcționalitate și/sau de siguranță pentru CNS în conformitate cu prevederile din acest capitol depinde, în primul rând de respectarea condițiilor de dimensionare și de detaliere.

Evaluarea corectă a forțelor/deplasărilor impuse de acțiunea seismică este condiția principală pentru:

- dimensionarea componentei astfel încât să fie satisfăcute cerințele de rezistență și de rigiditate corespunzătoare obiectivelor de performanță ale clădirii;
- dimensionarea prinderilor și verificarea capacității de rezistență a elementelor structurii.

Detalierea constructivă în planurile de ansamblu și de detaliu a componentei (mai ales în cazul componentelor cu masă și rigiditate mari sau a componentelor din materiale fragile) și a legăturilor acestora cu structura sunt condiții pentru:

- evitarea interacțiunilor necontrolate cu structura și a eventualelor consecințe defavorabile ale acestora;

- compatibilitatea eventualelor interacțiuni între CNS adiacente;
- aprecierea posibilităților de realizare practică a îmbinărilor în condițiile toleranțelor impuse.

Lipsa detaliilor de montaj / prindere a CNS sau prezentarea lor incompletă conduce, de regulă, la improvizații care pot avea consecințe grave.

C10.10.(2) Prevederea se încadrează în spiritul Legii privind calitatea în construcții (Legea nr.10/1995, cu modificările ulterioare) ținând seama de gravitatea consecințelor care pot rezulta din avarierea CNS, în primul rând în ceea ce privește siguranța vieții și funcționalitatea unor clădiri esențiale pentru intervențiile post seism.

C10.10.(3) Prevederea are ca scop eliminarea riscurilor care s-ar putea produce în cazurile în care anumite utilaje/echipamente nu sunt proiectate pentru a prelua și încărcările seismice. Prevederea se referă în special la utilajele / echipamentele din clădirile pentru care obiectivele de performanță sunt *clădire complet funcțională* sau *cu ocupare imediată*.

Aceiași condiție se va impune și pentru sistemele de prindere/fixare dacă acestea sunt livrate de producător împreună cu utilajul/echipamentul respectiv

C10.10.(4) În programul de verificare a ancorajelor se recomandă a fi incluse pentru verificare cu prioritate următoarele categorii de CNS:

- elementele anvelopei și cele atașate acesteia;
- pereții despărțitori din zidărie;
- suprafețele vitrate de mari dimensiuni de la fațade dar și cele interioare (luminatoare la atriumuri, de exemplu);
- scările rulante de mari dimensiuni;
- mobilierul profesional și aparatura din clădirile din clasele de importanță I și II;
- echipamentele electrice inclusiv cele de urgență și de rezervă;
- prinderile conductelor / recipientilor care lucrează cu apă/abur la temperaturi ridicate și ale recipientilor care conțin substanțe toxice sau inflamabile.

C D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

C D.1. Conceptul procedeeului

Procedeul prezentat în anexa D reprezintă o metodă simplificată pentru determinarea directă a răspunsului neliniar al unei structuri la încărcarea cu deplasări aplicate monoton crescător până la rupere (Figura C D.1.).

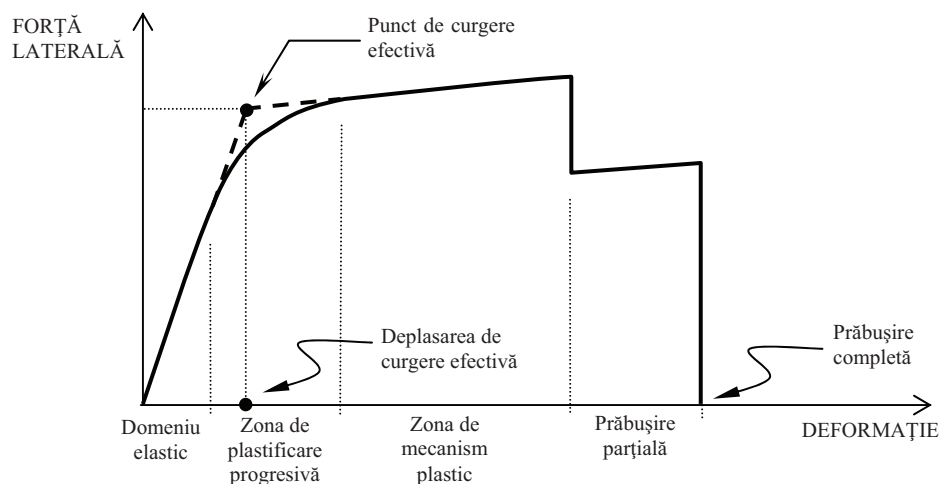


Figura C D.1. Relație forță laterală – deplasare tipică pentru un cadru de beton armat (FEMA 2003)

Metoda prezentată urmărește în general metoda N2, propusă de Fajfar (Fajfar & Fischinger 1989, Fajfar 2000) și inclusă în Anexa B a EN 1998-1.

C D.2. Evaluarea proprietăților de rezistență și de deformație a elementelor structurale

Deoarece nu există modele teoretice generale, capabile să reproducă cu suficientă precizie relația forță – deplasare în regim de solicitare ciclic pentru elemente de beton armat, în literatură sunt propuse diverse modele empirice (bazate pe prelucrarea statistică a datelor experimentale) sau semi – empirice (deduse pe considerente teoretice, dar calibrată cu coeficienți empirici). O sinteză recentă a acestor modele este dată de Fardis în cap. 6 din raportul FIB nr. 25 (FIB 2003). Valori orientative pentru parametrii relațiilor $M-\varphi$ ce pot fi utilizate în calculul static neliniar sunt date și în documentele FEMA (FEMA 1997a). Codul face trimitere la P 100-3 pentru procedeele de evaluare a caracteristicilor de deformație ale elementelor structurale.

C D.3. Construirea curbei forță laterală – deplasarea la vârful construcției

Încărcările se aplică în 2 etape:

- În prima etapă se aplică încărcările gravitaționale, corespunzătoare combinației seismice. De obicei sub aceste încărcări nu trebuie să apară plastificări în structură și se poate face un calcul liniar.
- În a doua etapă, pe structura preîncărcată (se păstrează starea de deformații și eforturi din prima etapă), se aplică incremental forțele laterale

corespunzătoare acțiunii seismice. Acestea au o distribuție fixată, dar mărimea lor variază la fiecare pas de încărcare în funcție de un parametru.

Pentru a modela comportarea dinamică structurii, configurația (distribuția) încărcărilor laterale ar trebui să fie proporțională cu configurația instantanee a forțelor de inerție. Aceasta depinde de caracteristicile modale instantanee ale structurii, care se schimbă datorită deformațiilor inelastice din anumite elemente. O asemenea analiză ar necesita un efort comparabil cu o analiză dinamică neliniară (time-history). De aceea se preferă păstrarea unei configurații fixe pe toată durata calculului static neliniar. În mod obișnuit se consideră:

- (a) o distribuție “modală”, în care forțele de inerție sunt proporționale cu deplasările modale din modul 1 de vibrație, și
- (b) o distribuție “uniformă”, în care forțele de inerție sunt proporționale cu masele de etaj (de exemplu, dacă masele de etaj sunt egale la toate nivelurile, rezultă forțe egale la toate nivelurile).

Prima ipoteză furnizează valoarea maximă a momentului de răsturnare, cea de-a doua, valoarea maximă a forței tăietoare pentru o capacitate de încovoiere dată a structurii.

C D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF

Pentru a putea compara deplasarea capabilă a structurii cu cerința de deplasare, care este dată de spectrele inelastice de deplasare construite pentru sisteme cu 1 GLD, structura reală trebuie transformată într-o structură cu 1 GLD echivalentă. Transformarea urmează relațiile cunoscute din dinamica structurilor, echivalând deplasarea maximă a structurii la vârful construcției cu deplasarea în modul 1.

C D.5. Evaluarea cerințelor de deplasare

În condițiile stării limită de serviciu structura prezintă un răspuns seismic elastic sau cu incursiuni mici în domeniul plastic, astfel încât se pot folosi direct deplasările determinate din calculul liniar al structurii pe baza regulii “deplasări egale”.

În cazul stării limită ultime trebuie folosite spectre inelastice de deplasare, care se pot construi fie direct, pe baza accelerogramelor specifice amplasamentului, fie indirect, pe baza spectrelor elastice și a unor ipoteze privind relația între răspunsul elastic și cel inelastic (de exemplu, ipoteza “egalității deplasărilor” pentru $T > T_c$ și ipoteza “egalității energiilor” pentru $T < T_c$, propuse de Newmark și Hall). Se recomandă relația din Anexa E a prezentului Cod P 100-1.

C D.6. Controlul deplasărilor structurale

Cerința de deplasare a fost determinată la paragraful D5, pentru perioada T^* a sistemului cu 1 GLD echivalent, din spectrul inelastic de deplasări. O reprezentare sugestivă este cea din Figura C D.2, dată în formatul “ADRS” (spectru de răspuns accelerații - deplasări, obținut din spectrele de răspuns de accelerații și deplasări prin eliminarea parametrului T).

Punctul de intersecție între curba de capacitate și spectrul de deplasare inelastic, corespunzând ductilității μ a sistemului, reprezintă cerința de deplasare pentru sistemul cu 1 GLD. Această cerință de deplasare a sistemului cu 1 GLD se transformă în cerința de deplasare a sistemului real cu relația (D10), care este inversa transformării inițiale (D4).

Valoarea calculată reprezintă o valoare medie și există o dispersie mare a valorilor, motiv pentru care se recomandă “împingerea” structurii până la 150% din valoarea cerinței de deplasare calculate (FEMA 1997a).

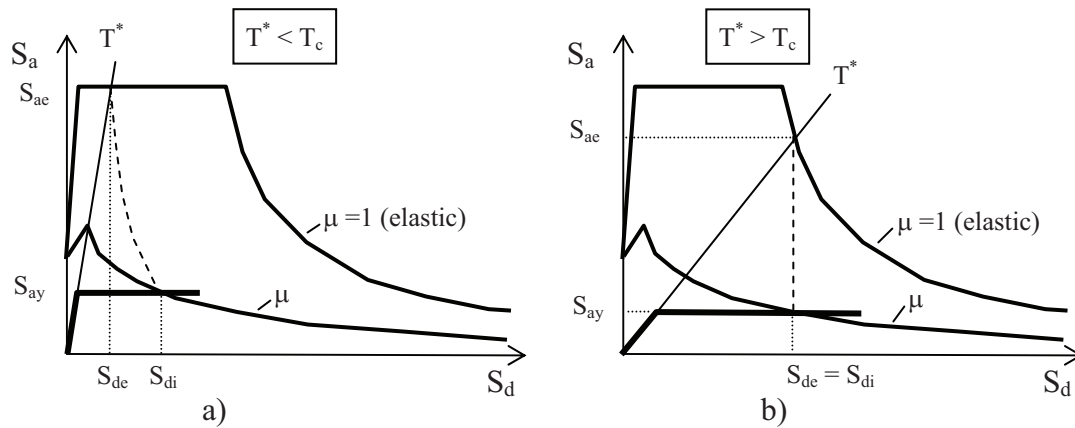


Figura C D.2. Determinarea deplasării țintă în cazul a) $T^* < T_c$ și b) $T^* > T_c$

Referințe

ACI (2005). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and comentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, 432 pp.

CEN (2004). *EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance/ Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Bruxelles, 250 pp.

Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). *N2 – A method for non-linear seismic analysis of RC buildings*, Proc. of the 9th WCEE, Tokyo, vol. V, p. 111-116.

FEMA (1997a). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 273. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA (1997b). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 274. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FIB (2003). *Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings*, Bulletin 25, Lausanne, Elveția, 192 pp.

Ministerul Dezvoltării Regionale și Locuinței (2008), „Cod de proiectare seismică — Partea a III-a — Prevederipentru evaluarea seismică a clădirilor existente, indicativ P 100-3/2008”

Newmark, N. M. and Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.

Postelnicu, T. and Zamfirescu, D. (1999). *Comparison between displacement methods used for assessment of RC structures. Performance of RC frame structures designed according present Romanian codes*. Proc. 1st Romanian-American Workshop, Iasi, Romania.

Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement*. Earthq. Eng. and Struct. Dynamics, vol. 16, p. 502-521.

C E. PROCEDU DE VERIFICARE A DEPLASĂRII LATERALE A STRUCTURILOR

C E.1. Considerații generale

În actuala ediție a P100-1 se aplică într-o măsură mai mare decât precedentele ediții ale Codului principiile și metodele proiectării bazate pe performanța seismică la cutremure cu diferite perioade de revenire.

Parametrul considerat în prezent ca fiind cel mai semnificativ pentru calitatea răspunsului seismic al construcțiilor este deplasarea laterală, pentru că de aceasta depind direct degradările structurale și nestructurale ale clădirilor.

Din acest motiv, limitarea deplasărilor laterale prin proiectare are o importanță deosebită. Problema este cu deosebire importantă pentru zona Câmpiei Române unde cutremurele vrâncene se manifestă cu deosebire agresivitate din punctul de vedere al deformațiilor impuse.

Pagubele înregistrate la multe clădiri în intervalul 1977-1990, când s-au produs 4 cutremure de intensitate medie și mare, au făcut ca măsurile legate de limitarea deplasărilor laterale luate în P 100/92 să fie foarte severe. Un studiu comparativ în care s-au analizat prevederile a 6 coduri de proiectare (UBC, B52, NZS, CEB 1987, SR EN 1998-1 și P 100/92) a evidențiat faptul că prevederile de dimensionare a rigidității laterale a construcțiilor din P 100/92 erau de departe cele mai severe. Aceste prevederi au exclus practic folosirea sistemului structural în cadre de beton armat la realizarea construcțiilor cu multe niveluri în perioada dinainte de 1990. După această dată, dezvoltarea domeniului construcțiilor de birouri și a clădirilor de locuit cu confort superior a făcut necesar, din nou, să se reconsidere acest tip de structuri. Cunoștințele noi înregistrate de ingineria seismică au permis să se abordeze mai nuanțat, și pe o bază mai adecvată comportării reale a construcției, problema limitării deplasărilor laterale la acțiuni seismice.

Față de versiunea din 1992, Codul P100-1 aduce o serie de elemente de noutate importante:

(a) O procedură mult mai riguroasă de calcul al valorilor de proiectare ale deplasărilor laterale.

Pentru domeniul de frecvențe $T > T_c$, T_c fiind perioada de calcul a spectrului răspunsului seismic elastic, calculul se face în conformitate cu regula „deplasării egale” stabilite pe baza constatării statistice [Newmark și Hall, 1982], potrivit căreia, în acest interval, deplasările sistemelor inelastice pot fi approximate acoperitor prin deplasările sistemelor elastice. Pentru majoritatea zonelor seismice pe plan mondial, majoritatea construcțiilor se încadrează în intervalul de perioade $T > T_c$.

Aproximația nu este însă acceptabilă pentru construcții cu $T < T_c$, care evidențiază deplasări seismice (în domeniul nelinier) considerabil mai mari decât cele date de regula „deplasării egale”. În cazul unor amplasamente caracterizate de valori T_c înalte, cum este Câmpia Română unde $T_c \approx 1,6$ sec., majoritatea structurilor curente aparțin acestui domeniu.

P 100-1:2006 a introdus un coeficient de corecție (amplificare) a deplasărilor elastice în acest domeniu, calibrat în cadul unor studii efectuate la Departamentul Construcții de Beton Armat din Universitatea Tehnică de Construcții București.

(b) Procedee mai riguroase pentru evaluarea rigidităților pentru evaluarea deplasărilor laterale de proiectare.

Aceste reguli privesc elementele de beton armat pentru care se prevăd valori care variază cu gradul de fisurare a betonului, funcție de nivelul de solicitare (starea limită) și de natura legăturilor între structura și componentele structurale.

C E.2. Verificarea la starea limita de serviciu (SLS)

P100-1 menține forma generală din versiunea precedentă a Codului a relației de verificare a rigidității laterale pentru SLS.

Evaluarea deplasărilor de proiectare are un caracter convențional și aproximativ pentru că se bazează pe un raport prestabilit între deplasările la ULS și SLS, și nu printr-un calcul la acțiunea seismică de proiectare asociată acestei stări limită. Soluția este, fără îndoială, simplă, dar nu întodeauna și acoperitoare.

S-a renunțat la diferențiere factorilor de reducere ν , funcție de clasa de importanță a construcțiilor, preluate din SR EN 1998-1 în versiunea anterioară a Codului. Această intervenție urmărește obținerea unor performanțe superioare pentru construcțiile importante și în ceea ce privește comportarea la acțiuni seismice moderate.

O chestiune cu implicații importante se referă la modul de calcul al deplasării relative d_r . Pentru scopul urmărit de relația de verificare (E.1), nu diferența deplasărilor orizontale de la două niveluri ale clădirii prezintă interes, ci acea componentă care modifică forma inițială de dreptunghi a panourilor (nestructurale) de compartimentare și de închidere, pentru că de aceasta depinde degradarea acestora (componenta care modifică diagonala panoului).

Pentru exemplificare, în Figura C E.1 se prezintă cazul structurii unei fațade alcătuite din pereți conectați cu grinzi. Se constată diferențe foarte mari între valorile deplasărilor relative de nivel (de calcul) înregistrate în dreptul pereților și, respectiv, în deschiderea între cei doi pereți. În timp ce zidăria de placare a pereților nu este afectată de deformația laterală a structurii, elementele situate între pereți sunt supuse unor distorsiuni foarte importante.

Programele de calcul structural pot fi completate pentru ca acestea să furnizeze direct valorile ce trebuie introduse în relația (E.1).

O mențiune specială privește fațadele cortină. Având în vedere dificultatea extremă a reparațiilor postseism la asemenea fațade, valoarea d_{rc} stabilită prin calcul la acțiunea seismică de proiectare se sporește cu 30%. Cerințele de deplasare trebuie să fie cuprinse în tema adresată producătorului fațadei, care trebuie să garanteze deformabilitatea necesară a acesteia.

Prevederile anexei referitoare la modul de calcul al deplasărilor laterale și cele referitoare la valorile admisibile ale deplasărilor laterale sunt valabile pentru toate tipurile de structuri.

În cazul construcțiilor de beton armat este necesar să fie precizat modul de evaluare a rigidității, având în vedere că elementele de beton armat lucrează cu fisuri în zonele întinse.

În cazul structurilor în cadre se disting două situații. Într-una din acestea structura de beton armat este complet liberă (de exemplu, în cazul garajelor etajate deschise sau tribunelor) sau este prevăzută cu elemente de umplutură, care, fiind conectate flexibil

la aceasta, nu stânjenesc practic deformația laterală a cadrului. În acest fel elementele de beton armat lucrează în stadiul fisurat și trebuie utilizate rigidități reduse. În literatură se recomandă, în acest scop, ca procedeu aproximativ suficient de exact pentru necesitățile proiectării, reducerea uniformă a modulelor de rigiditate a secțiunilor nefisurate cu coeficientul 0,5.

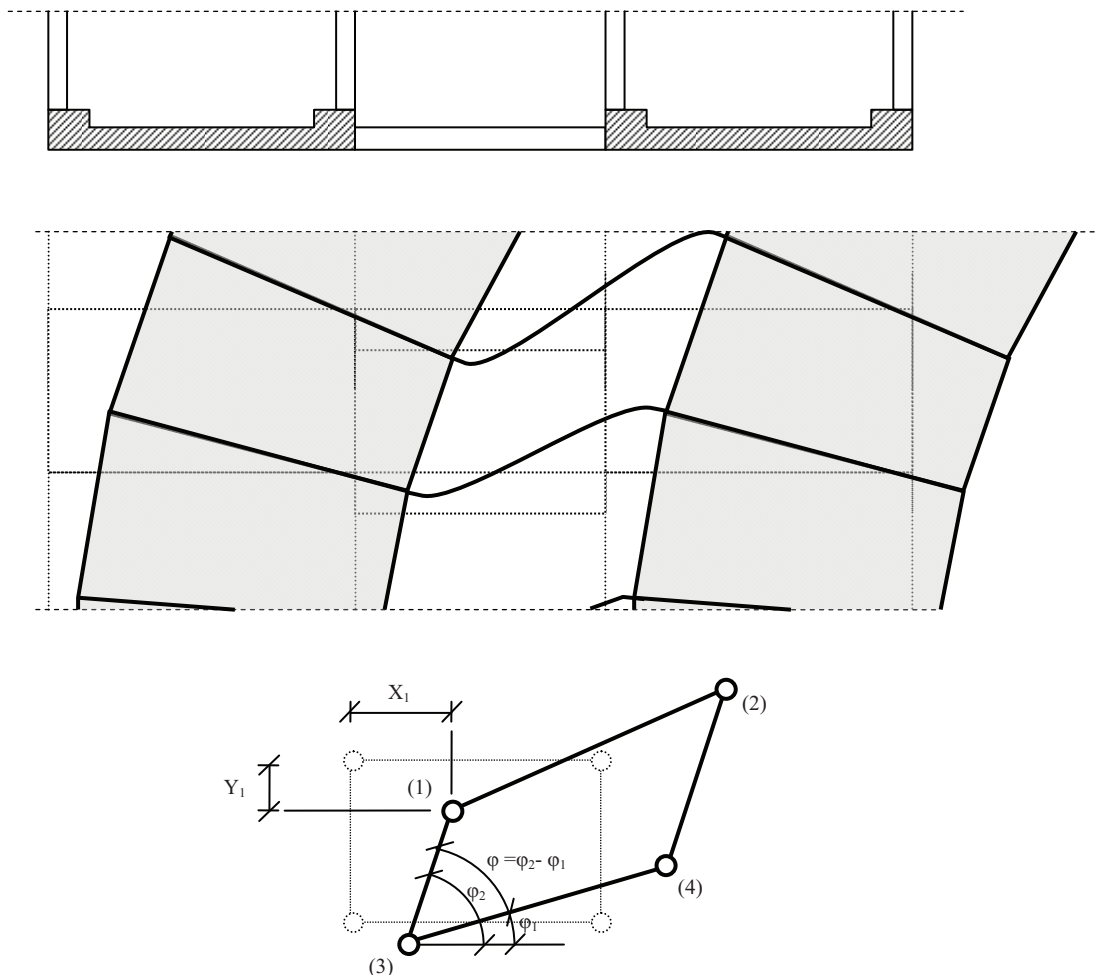


Figura C E.1.

În a doua situație, cadrele sunt umplute cu panouri de zidărie, care, la atacul cutremurului de serviciu, nu-și pierd integritatea întrucât sunt protejate prin limitarea adecvată a deplasărilor laterale. În acest fel, panourile de umplură contribuie semnificativ la rigiditatea de ansamblu a structurii. Gradul de fisurare a elementelor fiind în acest caz mult limitat, se pot adopta valori ale modulului de rigiditate egale cu $E_c I_g$ (produsul între modulul de elasticitate al betonului și momentul de inerție al secțiunii brute de beton), ținând cont astfel și de contribuția armăturilor la rigiditatea elementelor.

Într-o construcție cu pereți de beton armat, rigiditatea pereților nestructurali este, de regulă, nesemnificativă în raport cu cea a pereților, ceea ce face ca să se neglijeze aportul lor la rigiditatea de ansamblu a clădirilor. În consecință, în calcule se va opera cu rigiditatea redusă, $0,5E_c I_g$, a pereților de beton.

Valorile admisibile ale deplasărilor relative de nivel din SLS trebuie să depindă de natura pereților de compartimentare și a închiderilor, și de modul cu care se realizează

prinderea lor de structură. Pentru zidării de cărămidă sau blocuri din diferite materiale deformabilitatea scade cu creșterea rezistenței mortarului. De asemenea, valoarea deformației relative capabile este influențată de proporțiile panoului de zidărie înrămat, fiind cu atât mai mic cu cât panoul este mai lung în raport cu înălțimea. De exemplu, pentru panouri de zidărie de cărămidă curentă se pot accepta următoarele valori ale rotirii limită (unghiul deformației de forfecare γ):

$$\text{- pentru raportul } \frac{L}{H} > \frac{4}{3} \text{ (} L \text{ și } H, \text{ lungimea și înălțimea panoului), } \gamma = 2,5\%$$

Valorile admisibile ale deplasărilor laterale date la 4.6.3.2, relațiile (4.28), (4.29) și (4.30), coincid cu cele date în SR EN1998-1 și nu pot fi considerate potrivite în toate cazurile.

$$\text{- pentru raportul } \frac{4}{3} > \frac{L}{H} > \frac{2}{3}, \gamma = 4\%$$

$$\text{- pentru raportul } \frac{L}{H} < \frac{2}{3}, \gamma = 6\%$$

Valoarea 5‰ prescrisă în P 100-1 reprezintă o valoare situată peste medie.

Această valoare poate fi acceptabilă și pentru alte tipuri de elemente nestructurale, de exemplu, pentru pereți cortină și alte fațade agățate de structură. În principiu, deformația relativă admisă și, implicit, rigiditatea laterală necesară, trebuie să fie corelate cu deformabilitatea sistemului de prindere a fațadei garantată de fabricant, căruia i se pot pune condiții din acest punct de vedere.

C E.3. Verificare la starea limita ultima (ULS)

Relația (E.2) introduce prin coeficientul c corecția necesară pentru a ține seama de faptul că deplasările în răspunsul seismic nelinier sunt superioare deformațiilor din răspunsul linier în domeniul de perioade în care nu este valabilă regula „deplasării egale”. Coeficienții c amplifică deplasarea elastică sub încărcările seismice de proiectare. Așa cum s-a arătat mai sus, corecția este necesară pentru construcții cu perioada fundamentală de vibrație situată în domeniul $0 - T_c$.

Valorile coeficienților au fost calibrate printr-un studiu amplu efectuat cu instrumentul calcului dinamic nelinier. S-au utilizat câte 30 de accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare din P 100-1, pentru fiecare din cele patru tipuri de spectre prevăzute în capitolul 3 al codului, trei pentru cutremurele vrâncene, caracterizate de cele trei valori distincte ale perioadei de control T_c și unul corespunzător cutremurului subcrustal bănățean. Spre deosebire de versiunea din 2006 a codului, în actuala ediție se prevede o diferențiere mai nuanțată a valorilor c . În răspunsul linier cerințele de deplasare depind nu numai de perioadă, ci și de rezistența sistemului, definită de valoarea factorului de comportare q . Formula de determinare a coeficientului (E.2) pune în evidență aceasta dubla dependență. În conformitate cu rezultatele studiului, granița dintre domeniul de perioade în care este valabilă regula deplasării egale și cea în care răspunsul nelinier în deplasări este semnificativ mai mare decât cel elastic este în jurul valorii $T=0.7T_c$. La calibrarea expresiei (E.2) s-a ținut seama și de faptul că în domeniul perioadelor de vibrație scurte, structurile sunt înzestrate cu o suprazistență foarte consistentă.

În cazul cutremurului de proiectare (considerat la starea limită ultimă) nu se poate evita degradarea severă a componentelor nestructurale arhitecturale (pereți, fațade, etc.) și trebuie luate măsuri ca aceste componente să nu se prăbușească, amenințând viețile oamenilor, printr-o conectare adecvată la structură.

Valoarea admisibilă 2,5% a deplasării relative de nivel este în concordanță cu rezultatele a numeroase studii experimentale care au evidențiat faptul că stâlpii de beton armat, proiectați potrivit prevederilor codurilor moderne de proiectare, pot dezvolta deformații de rotire de bară de peste 4% fără o reducere semnificativă a capacității de rezistență.

Valoarea acoperitoare 2,5% adoptată în anexa E a Codului pentru stâlpii de beton armat poate fi considerată satisfăcătoare și pentru condiția de prăbușire a pereților de umplură [FEMA 273].

Bibliografie

FEMA (1997a). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 273. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

CEN (2004). *EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance/ Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Bruxelles, 250 pp.

Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, agrozootehnice și industriale, INCERC București, Buletinul Construcțiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.

Ministerul Dezvoltării Regionale și Locuinței (2008), „Cod de proiectare seismică — Partea a III-a — Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente, indicativ P 100-3/2008”

Newmark, N. M. și Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, SUA.

ANEXA I (informativă). EXEMPLE DE CALCUL ȘI PROIECTARE**Cuprins :**

- E 4 PROIECTAREA CLĂDIRILOR
 - E 4.1 Structură metalică etajată cu două planuri de simetrie
 - E 4.2 Structură duală din beton armat neregulată în plan și în elevație
- E 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON
 - E 5.1. Structură în cadre de beton armat
 - E 5.2 . Structură cu pereți de beton armat
- E 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE OȚEL
 - E 6.1. Structură în cadre necontravântuite
 - E 6.2. Structură în cadre contravântuite centric în V inversat
 - E 6.3. Structură în cadre contravântuite excentric
- E 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE
 - E 7.1. Calculul elementelor unei structuri compozite
- E 8. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU CONSTRUCȚII DE ZIDĂRIE
 - E 8.1. Clădire de locuit cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente ceramice
 - E 8.2 Clădire tip « vilă » P+2E cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente de BCA
 - E 8.3 Clădire de locuit P+3E cu pereți structurali din zidărie cu elemente ceramice
 - E 8.4. Clădire tip « vilă » P+2E cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC) cu elemente BCA
- E 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE LEMN
 - E 9.1. Proiectarea unei structuri de tip hală de lemn
- E 10. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR
 - E 10.1 Verificarea unui perete despărțitor din zidărie cu elemente ceramice
 - E 10.2 Verificarea unui panou de zidărie înrămată într-un cadru de beton armat pentru acțiunea seismică în planul peretelui
 - E 10.3 Verificarea unui perete de fațadă din zidărie de BCA înrămat în cadru de beton pentru acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui
 - E 10.4 Verificarea unui perete de fațadă cu goluri de ferestre realizat din zidărie cu elemente ceramice
 - E 10.5 Determinarea cerințelor de deplasare pentru un panou publicitar
 - E 10.6 Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)
 - E 10.7 Calculul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori de vibrații
 - E 10.8 Calculul unei conducte de apă fierbinte

E 4 PROIECTAREA CLĂDIRILOR

E 4.1 Structură metalică etajată cu două planuri de simetrie

E 4.1.1 Descrierea structurii

Se analizează răspunsul la acțiunea seismică al unei clădiri pentru birouri cu 8 (P+7E) niveluri, cu structură metalică, amplasată în București (figura E 4.1.1).

Structura este alcătuită dintr-un nucleu central care preia forțele orizontale corespunzătoare acțiunii seismice și un subsistem format din stâlpi perimetrali care preiau numai încărcările gravitaționale ce le revin. Nucleul central este alcătuit din patru cadre metalice cu contravânturi prinse excentric la noduri, în care toate prinderile barelor la noduri sunt rigide (figura E 4.1.2). Prinderile grinzilor care leagă stâlpii perimetrali între ei și ale grinzilor care leagă stâlpii perimetrali de nucleul central sunt articulate. Planșeele sunt elemente compozite cu grinzi metalice și placă de beton armat turnată pe tablă cutată. Pereții interiori și exteriori sunt ușori. Oțelurile folosite sunt S235 și S355.

Secțiunile barelor sunt prezentate în figura E 4.1.1 și în tabelul E 4.1.1.

E 4.1.2 Schema de calcul la acțiunea seismică

Subsolul este realizat sub forma unei cutii rigide așezată pe un radier general. Acceptând cutia rigidă ca reazem încastrat, forța tăietoare de bază produsă de acțiunea seismică se va considera deasupra subsolului, la nivelul zero al clădirii.

Deoarece structura are forma regulată în plan și elevație, efectele acțiunii seismice se stabilesc pe modele plane corespunzând celor două direcții principale x și y paralele cu planele de simetrie ale clădirii. Nu este necesară luarea în considerare a componentei verticale din acțiunea seismică.

Pentru cadrul plan din figura E 4.1.1 s-au efectuat calcule pentru obținerea distribuției forțelor seismice convenționale de nivel folosind metoda simplificată și metoda analizei modale spectrale.

Sub acțiunea cutremurelor severe, disiparea energiei are loc numai în articulațiile plastice, care în ansamblul lor formează mecanismul plastic global. Toate elementele structurale situate în afara zonelor plastice trebuie să lucreze esențial în domeniul elastic la forțele orizontale asociate mecanismului plastic global.

Mecanismul plastic global acceptat conține articulații plastice la capetele link-urilor și la bazele stâlpilor nucleului central și perimetrali.

Secțiunea 1-1

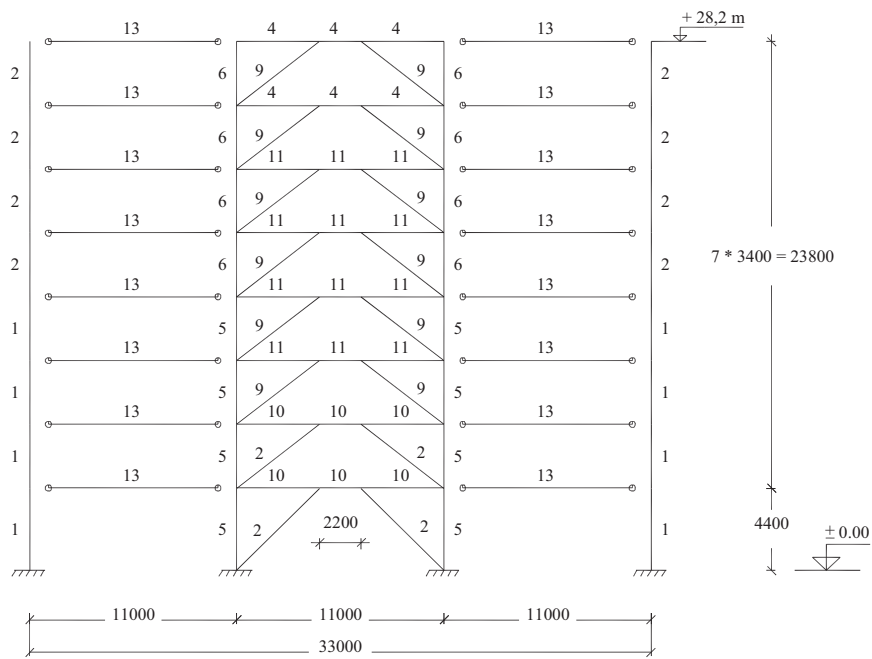


Figura E 4.1.1 Secțiune transversală și tipuri de secțiuni conform tabelului E 4.1.1

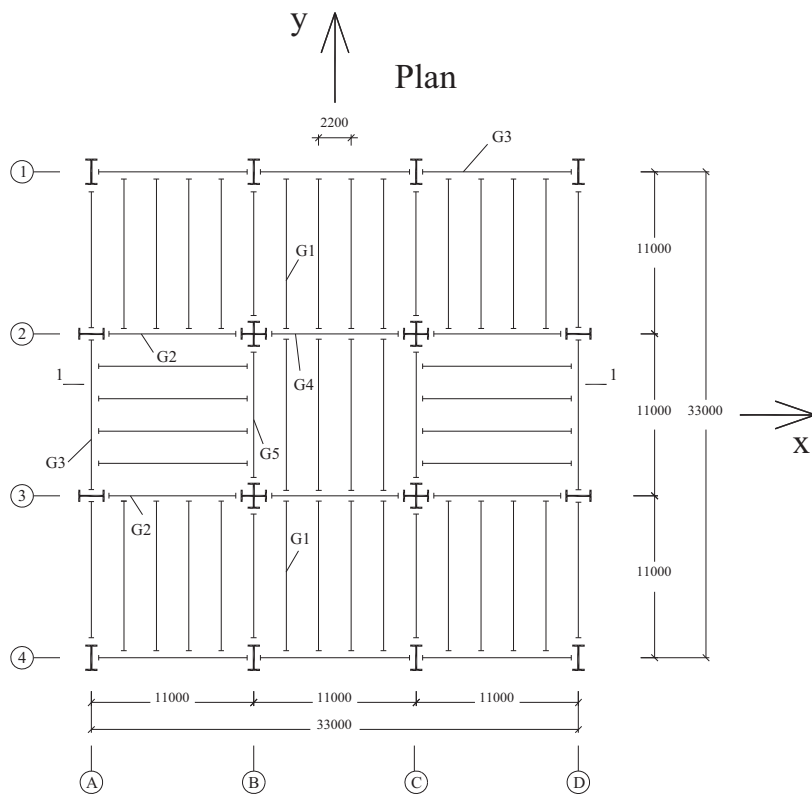


Figura E 4.1.2 Planșeu curent

Tabelul E 4.1.1

Stâlpi perimetrali

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{p_y} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. P	Secț. nr. E	Oțel
1	HTM 650x576	73400	24300	288	76,1	1653E+04	1982E+04	6100E+06	8	5	S235
2	HTM 650x359	45800	15500	277	71,7	1023E+04	1188E+04	3500E+06	9	6	S235

P = Plast; E = Calcul structural

Stâlpi centrali

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{p_y} mm ³	I_y mm ⁴	S. n. P	S. n. E	Oțel
5	2-HTM 650x576	146800	97700	210,83	224,17	1768E+04	2400E+04	65252E+05	1	1	S355
6	2-HTM 650x472	120200	80400	206,44	217,56	1438E+04	1920E+04	51227E+05	2	2	S355

Contravânturi

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{p_y} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. P	Secț. nr. E	Oțel
2	HTM 650x359	45800	15500	277	71,7	1023E+04	1180E+04	3500E+06	1	1	S355
9	HTM 650x258	33000	10600	274	70,9	750E+04	852E+04	2476E+06	2	2	S355

Grinzi centrale

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{p_y} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. PT	Secț. nr. E	Oțel
10	HE 550 A	21200	6450	230	71,5	415E+04	462E+04	1119E+06	2	2	S355
11	HE 500 A	19800	5600	210	72,4	355E+04	394E+04	8697E+05	3	3	S355
4	HE 450 A	17800	4820	189	72,9	290E+04	322E+04	6372E+05	4	4	S355

Grinzi perimetrare

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{p_y} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. P	Secț. nr. E	Oțel
13	IPE 550	13400	5910	223	44,5	244E+04	278E+04	6712E+05	1-6	1-6	S355

Dimensiunile secțiunilor

Secț. nr.	h mm	b mm	t_i mm	t_f mm	r mm	d mm	h/b	Y-Y	Z-Z	$b/2t_f$	d/t_i	ε S235/S355	Clasa
1	738	323	41,4	75	27	534	2,285	b	c	2.15	12,90	1	1
2	684	308	26,4	48,1	27	533,8	2,221	b	c	3.20	20,22	1/0,81	1
4	440	300	11,5	21	27	344	1,467	a	b	7.14	29,91	1/0,81	1
5	738	323	41,4	75	27	534	2,285	b	b	2.15	12,90	1	1
6	712	316	34,5	62	27	534	2,253	b	b	2.55	15,48	1	1
9	660	302	18	36	27	534	2,185	a	b	4.19	29,67	1	1
10	540	300	12,5	24	27	438	1,800	a	b	6.25	35,04	0,81	1
11	490	300	12	23	27	390	1,633	a	b	6.52	32,50	0,81	1
13	550	210	11,1	17,2	24	467	2,619	a	b	6.10	42,07	1	1

E 4.1.2.1 Încărcări gravitaționale caracteristice

Încărcări pe planșeul de acoperiș

Încărcări permanente: $G_p = 6,0 \text{ kN/m}^2$ (tabla cutată - $0,1 \text{ kN/m}^2$; placă beton - $0,11 \times 25 = 2,75 \text{ kN/m}^2$; șapă - $2,50 \text{ kN/m}^2$; spațiu tehnic - $0,50 \text{ kN/m}^2$; tavan fals - $0,15 \text{ kN/m}^2$)

Încărcări variabile - zăpadă: $s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k} = 0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,00 = 1,28 \text{ kN/m}^2$ (conform CR 1-1-3/2012)

Încărcări pe planșeele curente

Încărcări permanente: $G_p = 5,5 \text{ kN/m}^2$ (tablă cutată - $0,1 \text{ kN/m}^2$; placă beton - $0,11 \times 25 = 2,75 \text{ kN/m}^2$; greutate proprie structură - $0,60 \text{ kN/m}^2$; pardoseală - $0,40 \text{ kN/m}^2$; pereți interiori - $1,00 \text{ kN/m}^2$; spațiu tehnic - $0,50 \text{ kN/m}^2$; tavan fals - $0,15 \text{ kN/m}^2$)

Pereți exteriori: $q_e = 3 \text{ kN/m}$

Încărcări variabile Q_{ki} : $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ corespunzătoare categoriei A de construcții (locuințe), conform [SR-EN 1991-1-1:2004/NA:2006].

E 4.1.2.2 Combinații de încărcări de calcul

Combinațiile acțiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limita ultima se fac conform [CR 0 – 2012] cu relația

$$\sum G_{k,j} + \gamma_{le} A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$G_{k,j} = G_p$ – încărcările permanente caracteristice

$Q_{k,i} = Q_i$ – încărcările variabile caracteristice

$\psi_{2,i} = 0,3$ – corespunde CR 0 – 2012, tabel A1

A_{Ek} – încărcarea caracteristică a acțiunii seismice

$\gamma_{le} = 1,0$ – factor de importanță a clădirii, conform [P 100-1], pentru clasa III de importanță.

Încărcări pe planșeul de acoperiș

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i$$

Cu $\psi_{2,i} = 0,4$, $Q_i = s_k$, $\sum G_p = 6 \text{ kN/m}^2$ și $\sum \psi_{2,i} Q_{k,i} = 0,4 \times 1,28 = 0,512 \text{ kN/m}^2$ rezultă $\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,512 \text{ kN/m}^2$

Încărcări pe planșeele curente

$$q = G_p + \psi_{2,i} Q = 5,5 + 0,3 \times 2,0 = 6,1 \text{ kN/m}^2$$

Planșee peste etajele 1 – 7 și parter: cu $\psi_{2,i} = 0,3$

$$q = 5,5 + 0,3 \times 2,0 = 6,1 \text{ kN/m}^2; q_k = 2,0 \text{ kN/m}$$

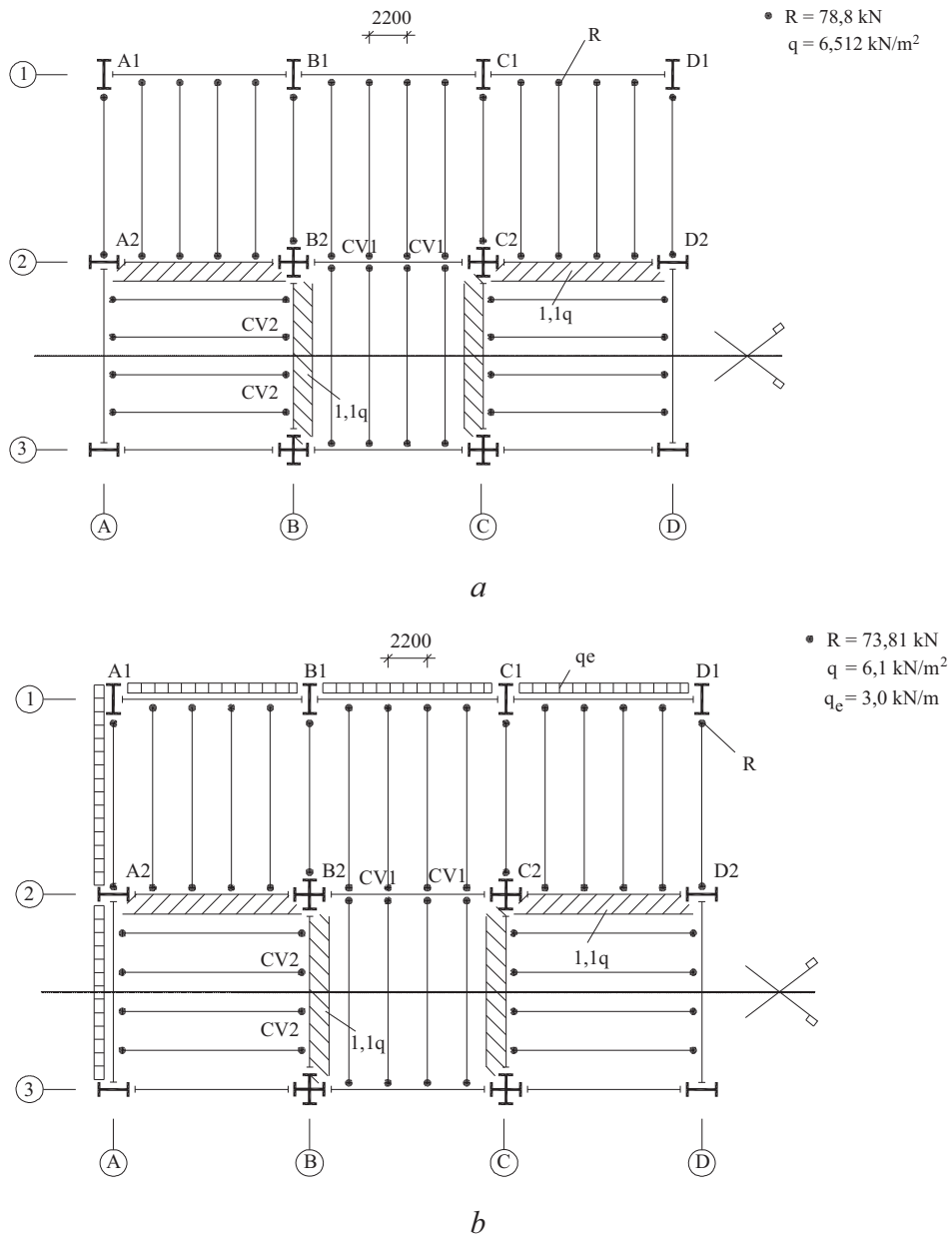


Figura E 4.1.3 Încărcări pe planșee: a – de acoperiș; b – peste etajele 1 – 7 și parter

E 4.1.2.3 Încărcări de calcul aferente stâlpilor

Planșeul de acoperiș (fig. 3, a)

$$p = q \cdot 2,2 = 6,512 \times 2,2 = 14,33 \text{ kN/m}; R = 14,33 \cdot \frac{11}{2} = 78,80 \text{ kN}$$

Planșee peste etajele 1 – 7 și parter (fig. 3, b)

$$p = q \cdot 2,2 = 6,1 \times 2,2 = 13,42 \text{ kN/m}; R = 13,42 \cdot \frac{11}{2} = 73,81 \text{ kN};$$

$$q_e = 3 \text{ kN/m}$$

Încărcările gravitaționale sunt prezentate în figura E 4.1.4, iar greutatea de nivel aferente cadrului sunt prezentate în figura E 4.1.5.

E 4.1.3 Calculul structurii la acțiunea seismică în domeniul elastic. Metoda curentă de proiectare

E 4.1.3.1 Calculul forței tăietoare de bază

a. Calculul forțelor seismice static echivalente

Conform [1], forța tăietoare de bază se obține cu relația

$$F_b = \gamma_I S_d(T_1) m \lambda$$

în care:

$S_d(T_1)$ este ordonata din spectrul de răspuns de proiectare pentru perioada fundamentală T_1 ;

T_1 este perioada fundamentală de vibrație a clădirii (de translație);

W este rezultanta tuturor forțelor gravitaționale (permanente și utile) aferentă cadrului,

$$W = \sum_{i=1}^8 W_i = 28186 \text{ kN} \quad (m = W / g = 28186 / 9.815 = 2872 \text{ tone})$$

Pentru clădiri cu înălțimea până la 40 m, perioada fundamentală se poate determina cu relația aproximativă din [1], Anexa B.

a.1. Metoda simplificată

$$T_1 = C_i \cdot H^{3/4}$$

Pentru structuri cu contravântuiri prinse excentric la noduri, $C_i = 0,075$. Înălțimea clădirii este $H = 28,2 \text{ m}$.

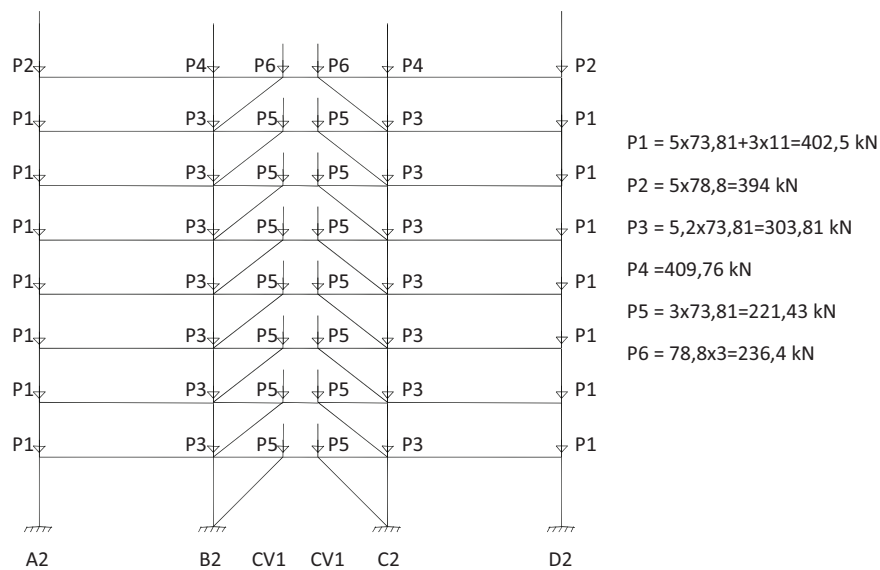


Figura E 4.1.4 Încărcări gravitaționale – cadru central

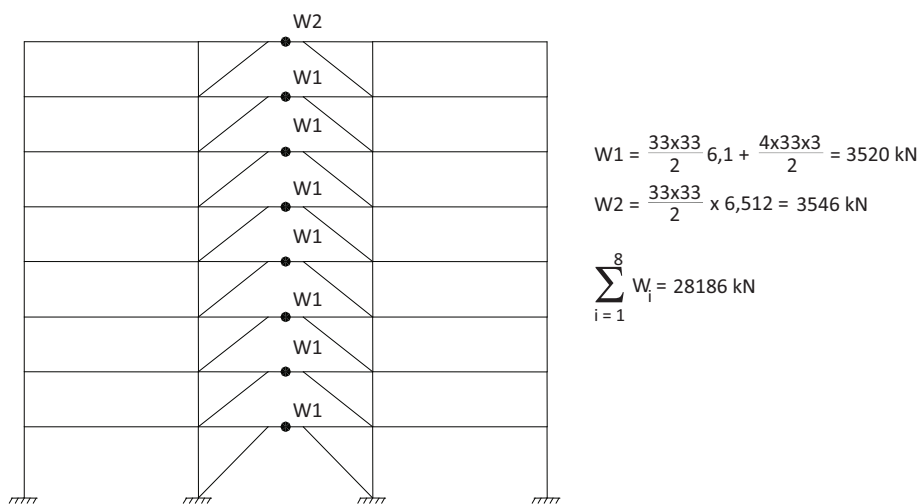


Figura E 4.1.5 Forțe gravitaționale de nivel

Cu aceste valori rezultă

$$T_1 = 0,075 \times (28,2)^{3/4} = 0,9178 \text{ sec} > T_B = 0,32 \text{ sec}$$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \text{ pentru } T > T_B$$

$$a_g = 0,30g \text{ din [1], fig. 3.1, corespunde orașului București pentru care } T_C = 1,6 \text{ sec.}$$

Spectrul de răspuns elastic elastic are expresia:

$$\beta(T) = \beta_0 \text{ pentru } T_B < T < T_C$$

Pentru cadre cu contravântuiri prinse excentric la noduri, conform [1], tabelul 6.3, factorul de comportare q care consideră capacitatea structurii de a disipa energia indusă de mișcarea seismică pentru o clasă de ductilitate **DCH** este:

$$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Se poate considera $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ urmând a se verifica rezerva de rezistență printr-un calcul static incremental nelinier biografic.

Rezultă $q = 5 \times 1,2 = 6,0$ și $\beta(T_1) = \beta(0,918) = 2,5$

$$S_d(T_1) = 0,3 \times 9,815 \times 2,5 \times \frac{1}{6,0} = 1,227$$

și forța tăietoare de bază

$$F_b = 1,0 \times 1,227 \times 2872 \times 0,85 = 2995 \text{ kN}$$

Prin raportare la rezultanta forțelor gravitaționale rezultă un coeficient seismic global de $\frac{2995}{28186} \cdot 100 = 10,6 \%$.

a.2. Metoda aproximativă Rayleigh

Pentru determinarea perioadei fundamentale proprii de vibrație se poate utiliza relația (B.1) din anexa B [1]:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n W_i d_i}}$$

Încărcările gravitaționale W_i sunt reprezentate în figura E 4.1.5. Deplasările pe direcția gradelor de libertate dinamice (translațiile orizontale ale planșeelor considerate diafragme orizontale infinit rigide în planul lor) s-au determinat cu un program de calcul. Pentru calculul acestora se încarcă structura cu forțe laterale W_i , ca în figura E 4.1.6.

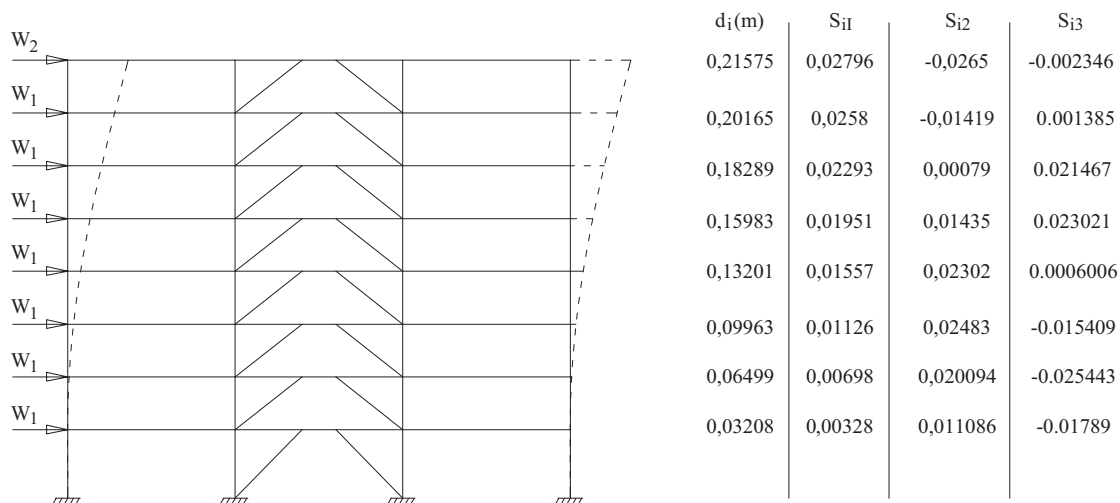


Figura E 4.1.6 Forțe gravitaționale de nivel

$$\sum_{i=1}^8 W_i d_i = 3838 \text{ kNm} \qquad \sum_{i=1}^8 m_i S_{i1} = \sum_{i=1}^8 \frac{W_i}{g_i} S_{i1} = 47,86$$

$$\sum_{i=1}^8 W_i d_i^2 = 630,6 \text{ kNm}^2 \qquad \sum_{i=1}^8 m_i S_{i1}^2 = \sum_{i=1}^8 \frac{W_i}{g_i} S_{i1}^2 = 9,815$$

$$\sum_{i=1}^8 W_i x_i = 459700 \text{ kNm}^2$$

$$\sum_{i=1}^8 W_i x_i^2 = 9212000 \text{ kNm}^2$$

- conform formulei (B.1) din [1] rezultă:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{630,6}{9,815 \times 3838}} = 0,8129 \text{ sec}$$

și conform formulei (B.3) din [1]:

$$T_1 = 2\sqrt{d} = 2\sqrt{0,21575} = 0,92898 \text{ sec}$$

În următorul tabel sunt sintetizate valorile perioadelor calculate cu relațiile aproximative din anexa B și prin rezolvarea problemei de valori proprii:

	Relația din [1]			Analiză modală
	(B.4)	(B.1)	(B.3)	
T_1 (s)	0,9178	0,8129	0,92898	0,8202

a.3. Metoda analizei modale.

Perioadele obținute pentru modul propriu fundamental cu relația Rayleigh și respectiv prin rezolvarea problemei de valori proprii din dinamica corpurilor deformabile $|K - \omega^2 M| = 0$, unde $\omega_i = \frac{2\pi}{T_i}$, sunt foarte apropiate. Deoarece perioada fundamentală se găsește în domeniul $T_B < T_1 < T_C$, indiferent de metoda folosită, $\beta(T_1) = 2,5$, fără să afecteze valoarea din spectrul de răspuns elastic.

Pentru primele trei moduri de vibrație au rezultat următoarele valori ale perioadelor și coeficienților de echivalență modală (factorilor de participare a maselor modale efective):

	Modul propriu de vibrație			$\sum \varepsilon_{x,i}$
	1	2	3	
T (s)	0,8202	0,2735	0,1559	
$\varepsilon_{x,i}$	0,798	0,127	0,042	0,967

Distribuția forțelor seismice pe înălțimea clădirii se poate obține pentru fiecare din metodele utilizate astfel:

a₁) Distribuția liniară - conform relației (4.5) din [1]

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^8 m_j z_j}, \text{ pentru } i=1,8$$

sau deoarece $W_i = m_i g$, se poate scrie:

$$F_i = F_b \frac{W_i z_i}{\sum_{j=1}^8 W_j z_j}$$

în care:

$$\sum_{j=1}^8 W_j z_j = 3520 \times (4,4 + 7,8 + 11,2 + 14,6 + 18,0 + 21,4 + 24,8) + 3546 \times 28,2 = 459741$$

de unde:

$$F_i = 2995 \frac{W_i z_i}{459741} = 0,65145 \times 10^{-3} W_i z_i$$

a₂) Distribuția forțelor seismice conform formei proprii fundamentale, relația (4.4) din [1]

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{j=1}^8 m_j s_j} = F_b \frac{W_i s_i}{\sum_{j=1}^8 W_j s_j}$$

Pentru fiecare din primele trei forme proprii se prezintă în tabelul E 4.1.2 forțele seismice pentru masele rezultate ($m_k = m \varepsilon_{xk}$)

modul 1	$m_1 = 2292 \text{ t}$	$\varepsilon_{x1} = \frac{2292}{2872} = 0,798$
modul 2	$m_2 = 365,2 \text{ t}$	$\varepsilon_{x2} = \frac{365,2}{2872} = 0,127$
modul 3	$m_3 = 119,7 \text{ t}$	$\varepsilon_{x3} = \frac{119,7}{2872} = 0,0417$
	$m = 2872 \text{ t}$	

Tabelul E 4.1.2

Metoda	Nivelul								
	1	2	3	4	5	6	7	8	
a ₁	100,9	178,9	256,8	334,8	412,7	490,7	568,6	651,4	
a ₂	73,58	156,6	252,6	349,3	437,7	514,4	578,8	631,9	
a ₃	1	69,09	147,1	237,2	328,0	411,0	483,0	543,6	593,3
	2	93,21	169,0	208,8	193,5	120,6	6,643	-119,3	-224,5
	3	-84,70	120,4	72,95	-28,44	-109,0	-101,6	-6,552	111,9

$$F_{b1} = 2813 \text{ kN}$$

$$F_{b2} = 448 \text{ kN}$$

$$F_{b3} = 144 \text{ kN}$$

$$F_b = \sqrt{\sum_{k=1}^3 F_{bk}^2} = 2851 \text{ kN}$$

Față de metoda simplificată utilizarea rezultatelor analizei modale produce:

- o forță tăietoare de bază, în modul fundamental, mai mică $F_b = F_{b1} = 2813 \text{ kN} < 2995 \text{ kN}$, $\varepsilon_{x1} = 0,798 < \lambda = 0,85$;
- utilizarea compunerii primelor trei moduri de vibrație după regula SRSS nu produce o majorare semnificativă $F_b = 2851 \text{ kN} \cong F_{b1} = 2813 \text{ kN}$.

Prin urmare, metoda simplificată produce cea mai mare forță de bază și respectiv forțe seismice de nivel echivalente sporite cu circa 6%.

b. Efectul torsiunii

La fiecare nivel se va considera un moment de torsiune suplimentar:

$$M_{ei} = e_{li} \cdot F_i$$

Efectul torsiunii provine dintr-o posibilă repartiție neuniformă a maselor și datorită nesincronismului undelor seismice. Acest efect se reprezintă printr-o excentricitate accidentală.

$$e_{li} = \pm 0,05L_i = \pm 0,05 \times 33,0 = 1,65 \text{ m}$$

$$L_i = 33,00 \text{ m (clădirea are formă pătrată în plan)}$$

Momentul de torsiune va fi preluat de cele 4 cadre contravântuite excentric care alcătuiesc nucleul central

$$M_{li} = 2S_i \times 11,0 \text{ m}$$

$$S_i = \frac{1,65}{22,0} F_i = 0,075 F_i$$

Așadar fiecare cadru este încărcat egal cu o forță suplimentară $S_i = 0,075 F_i$ deoarece cadrele au aceeași rigiditate. Prin urmare, forțele orizontale de nivel și forța tăietoare de bază vor trebui amplificate cu coeficientul

$$\delta = 1 + 0,075 = 1,075$$

Forțele F_i obținute prin metoda simplificată (a₁) amplificate cu coeficientul δ sunt prezentate în figura E.4.1.7.

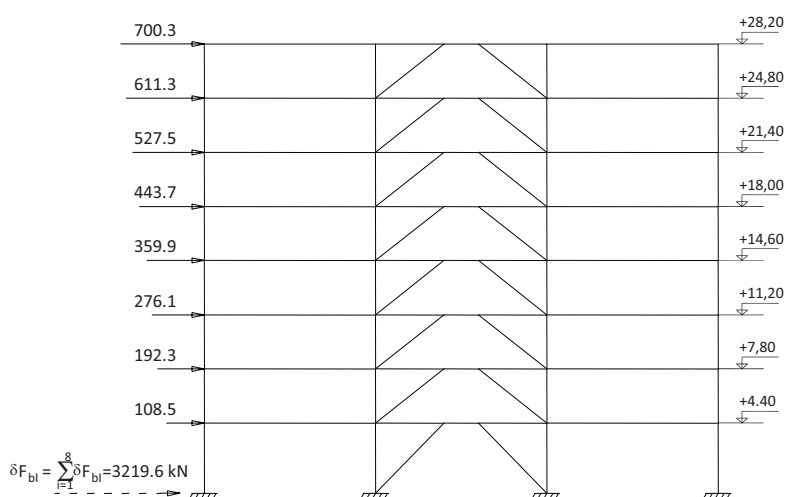


Figura E 4.1.7

c. Calculul eforturilor și deplasărilor laterale

Pentru încărcările laterale din figura E 4.1.7 se stabilesc eforturile N, M, V, și deplasările laterale d_s pentru cadrul curent. Deoarece structura are aceeași configurație în cele două plane principale, eforturile și deplasările din acțiunea seismică vor fi identice pentru direcțiile de acțiune $0x$ și $0y$. Acest aspect particular elimină necesitatea efectuării unor calcule distincte pentru cadrul transversal. Eforturile rezultate din acțiunea seismică se vor combina cu eforturile rezultate din încărcările gravitaționale permanente conform relației:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_{le} A_{E,k} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Schemele de încărcări gravitaționale pentru cadrele principale sunt prezentate în figura E 4.1.8:

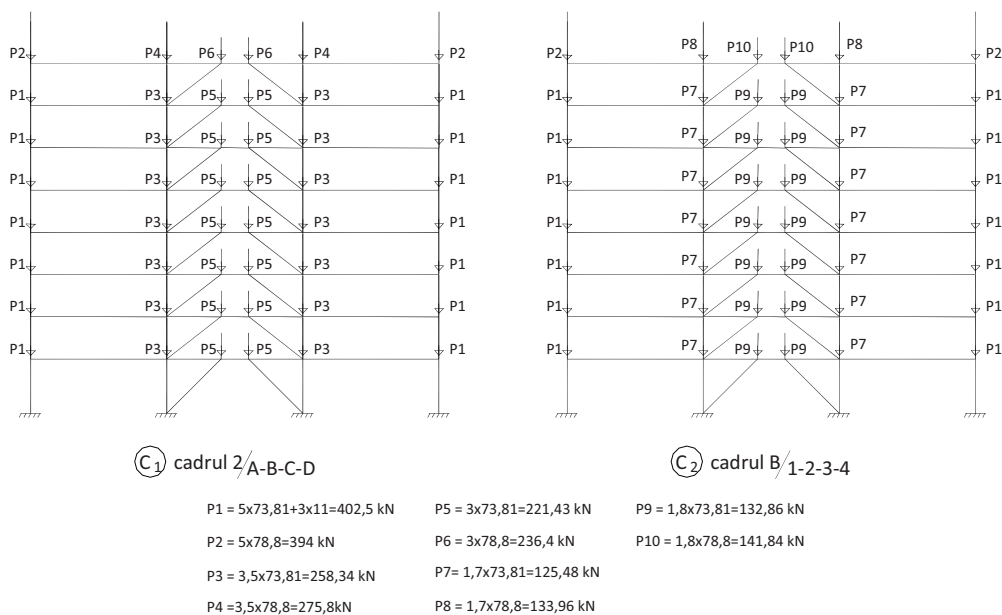


Figura E 4.1.8

Forțele axiale din încărcări gravitaționale, pentru stâlpii plasați la intersecția celor două cadre curente, vor rezulta prin adunarea forțelor axiale corespunzătoare celor două scheme de încărcare.

Valorile maxime corespunzătoare acțiunii seismice se vor combina după una din regulile din paragraful 4.5.3.6.1.

În cazul analizat, deoarece sunt satisfăcute criteriile de regularitate în plan și pe verticală, în baza prevederilor aliniatului (6) din paragraful 4.5.3.6.1 se poate considera acțiunea separată a cutremurului pe cele două direcții orizontale principale fără a se face combinațiile din aliniatele (2) sau (3) din același paragraf [1].

Din motive de simetrie geometrică și de încărcare nu este necesară realizarea combinațiilor de semn \pm pentru acțiunea seismică.

E 4.2 Structură duală din beton armat neregulată în plan și în elevație

E 4.2.1. Descrierea structurii

Se determină răspunsul la acțiunea seismică a unei clădiri pentru birouri cu subsol, parter și cinci niveluri amplasată în București.

Clădirea are o formă neregulată în plan, dar și pe verticală, impusă de configurația terenului și din motive arhitectonice.

Structura de rezistență este de tip dual fiind alcătuită dintr-un cadru longitudinal plasat în axul 1 cu stâlpi circulari având diametrul de 80 cm și grinzi dreptunghiulare cu dimensiunea secțiunii transversale 30x60 cm, un cadru transversal în axul F și cadre transversale în axele B-E cu stâlpi circulari și pereți cu grosimea de 40 de cm. În axul A se află un perete structural din beton armat dispus transversal cu grosimea de 40 cm. S-a ținut seama, la evaluarea forțelor seismice convenționale, de tubul casei liftului care are pereți de 30 de cm. Grosimea și lățimea pereților din beton armat a fost stabilită prin încercări astfel încât să se evite prezența torsiunii în primele două moduri de vibrație. Înălțimea grinzilor transversale și longitudinale se încadrează în raportul $l/10$, l fiind lungimea acestora interax. Planșeul are o grosime de 14 cm. Înălțimile de nivel sunt de 2.78 m la subsol, 4.20 m la parter, 3.65 m la etajele 1-4 și 3.35 la ultimul nivel retras.

S-a folosit beton C 20/25 și oțel S355 în toate elementele structurii de rezistență.

În figurile E 4.2.1 și E 4.2.2 se prezintă secțiunile verticale A-A și B-B prin clădire. Poziția și dimensiunile elementelor de rezistență sunt prezentate în planurile de cofraj ale planșeelor curente din figura E 4.2.4. Planul de cofraj pentru planșeul de la ultimul nivel este arătat în figura E 4.2.5.

E 4.2.2. Schema de calcul pentru verificarea la acțiunea seismică

Subsolul este realizat sub forma unei cutii rigide cu pereți perimetrali având grosimea de 30 și 40 cm și este rezemat pe un radier general cu grinzi întoarse cu înălțimea de 1.00 m, lățimea de 50 cm și placa radierului de 30 cm grosime. Acceptând cutia rigidă a subsolului ca un reazem încastrat, forța tăietoare de bază produsă de acțiunea seismică se va considera deasupra subsolului, la nivelul -0.08 m al clădirii.

Deoarece structura nu are o formă regulată în plan și în elevație, efectele acțiunii seismice se vor stabili pe un model spațial conform anexei C din P 100-1. Nu se va considera în calcul componenta verticală a acțiunii seismice.

Forțele seismice orizontale convenționale se vor stabili pentru fiecare direcție principală a clădirii în ansamblu. Aceste direcții se obțin din prima formă proprie de vibrație de translație rezultată dintr-un clacul modal (cu cel mai mic factor modal de participare la torsiune $\varepsilon_{\theta,k} \cong 0$)

E 4.2.2.1. Încărcări gravitaționale normate

- Încărcări pe planșeul de acoperiș (terasă necirculabilă)

- încărcări permanente G_p

- planșeu: $0,14 \times 25 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- termo+hidroizolație: $1,50 \text{ kN/m}^2$
- spațiu tehnic: $0,50 \text{ kN/m}^2$
- plafon fals: $0,15 \text{ kN/m}^2$

$$\underline{G_p = 5,65 \text{ kN/m}^2}$$

- încărcări variabile Q_{ki}

– zăpadă:

$$s_k = \mu_c c_e c_t s_{0,k} = 0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,0 = 1,28 \text{ kN/m}^2$$

(conf. CR 1-1-3/2012)

– sau utilă: $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

(conf. SR EN 1991-1-1, tab. NA.6.10)

- Încărcări la nivelul planșeelor curente (peste parter, etaj 1, 2 și 3)

- încărcări permanente G_p

- planșeu: $0,14 \times 25 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- pardoseală: $0,08 \times 22 = 1,76 \text{ kN/m}^2$
- spațiu tehnic: $0,50 \text{ kN/m}^2$
- plafon fals: $0,15 \text{ kN/m}^2$
- pereți interiori (rigips): $0,50 \text{ kN/m}^2$

$$\underline{G_p = 6,41 \text{ kN/m}^2}$$

- încărcări variabile Q_{ki}

$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$; corespunzător categoriei B - clădiri pentru birouri

(conf. SR EN 1991-1-1, tab. NA.6.1 și NA. 6.2)

- Încărcări la nivelul planșeului peste etajul 4

- încărcări permanente G_p

- planșeu: $0,14 \times 25 = 3,50 \text{ kN/m}^2$

- spațiu tehnic: $0,50 \text{ kN/m}^2$

- termo+hidroizolație: $1,70 \text{ kN/m}^2$

- plafon fals: $0,15 \text{ kN/m}^2$

- pereți despărțitori: $1,00 \text{ kN/m}^2$

$$G_p = 6,85 \text{ kN/m}^2$$

- încărcări utile Q_{ki}

$$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

- Încărcări permanente perimetrice din închideri

a) Pereți cortină $0,50 \text{ kN/m}^2$ în fațada principală și laterală dreaptă la nivelul planșeelor peste:

- parter

$$\frac{4,20 + 3,65}{2} \times 0,50 = 1,97 \text{ kN/m}$$

- etajele 1, 2 și 3

$$3,65 \times 0,50 = 1,83 \text{ kN/m}$$

- etajul 4

$$\frac{3,65 + 3,35}{2} \times 0,50 = 1,75 \text{ kN/m}$$

b) Pereți de cărămidă cu goluri având grosimea de 30 cm, în axele 4,5 și 6 ($5,3 \text{ kN/m}^2$ de perete) la nivelul planșeelor peste:

- parter

$$(4,20 - 0,5) \times 5,3 = 19,61 \text{ kN/m}$$

- etajele 1, 2 și 3

$$(3,65 - 0,5) \times 5,3 = 16,70 \text{ kN/m}$$

- etajul 4

$$(3,35 - 0,5) \times 5,3 = 15,11 \text{ kN/m}$$

E 4.2.2.2. Combinații de încărcări de calcul în cazul acțiunii seismice

Combinațiile acțiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limită ultimă (conform CR 0 – 2012) se realizează folosind relația:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_{1,e} A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$$G_{k,j} = G_p - \text{încărcările permanente normate}$$

$$Q_{k,i} = Q_i - \text{încărcările variabile normate}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3 - \text{corespunde tabelului A1 din [CR 0 – 2012] pentru acțiuni variabile}$$

$\psi_{2,i} = 0,4$ – corespunde tabelului A1 din [CR 0 – 2012] pentru acțiuni din zăpadă

$$A_{Ek} - \text{încărcarea de calcul a acțiunii seismice}$$

$\gamma_{1,e} = 1,0$ – factor de importanță a clădirii, conform [P 100-1], pentru clasa III de importanță.

Încărcări pe planșeul de acoperiș (figura E 4.2.6)

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i$$

în care: $\psi_{2,i} = 0,4$; $Q_i = s_k = 1,28 \text{ kN/m}^2$; $\sum G_p = 5,65 \text{ kN/m}^2$

$$\sum \psi_{2,i} Q_i = 0,4 \times 1,28 = 0,512 \text{ kN/m}^2$$

rezultă: $\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,162 \text{ kN/m}^2$

Încărcări pe planșeul peste etajul 4 (fig. 7)

$$\sum G_p = 6,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{2,i} = 0,3; Q_i = q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,85 + 0,3 \times 2,0 = 7,45 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{ pereți cortină: } \sum G_p = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$- \text{ zidărie de umplutură: } \sum G_p = 15,11 \text{ kN/m}$$

Încărcări la nivelul planșeelor peste parter și etajele 1, 2 și 3 (figura E 4.2.8)

$$\sum G_p = 6,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{2,i} = 0,3; Q_i = q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,41 + 0,3 \times 2,0 = 7,01 \text{ kN/m}^2$$

- pereți cortină: $\sum G_p = 1,83 \text{ kN/m}$ (1,97 kN/m la planșeul peste parter)
- zidărie de umplură: $\sum G_p = 16,70 \text{ kN/m}$ (19,61 kN/m la planșeul peste parter)

Încărcările la nivelul planșeelor servesc pentru definirea maselor de nivel

$$(m_k = \frac{\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i}{g}; g = 9,81 \text{ m/s}^2 = \text{acelerația gravitațională})$$

și a încărcărilor gravitaționale considerate în cazul combinației care conține acțiunea seismică.

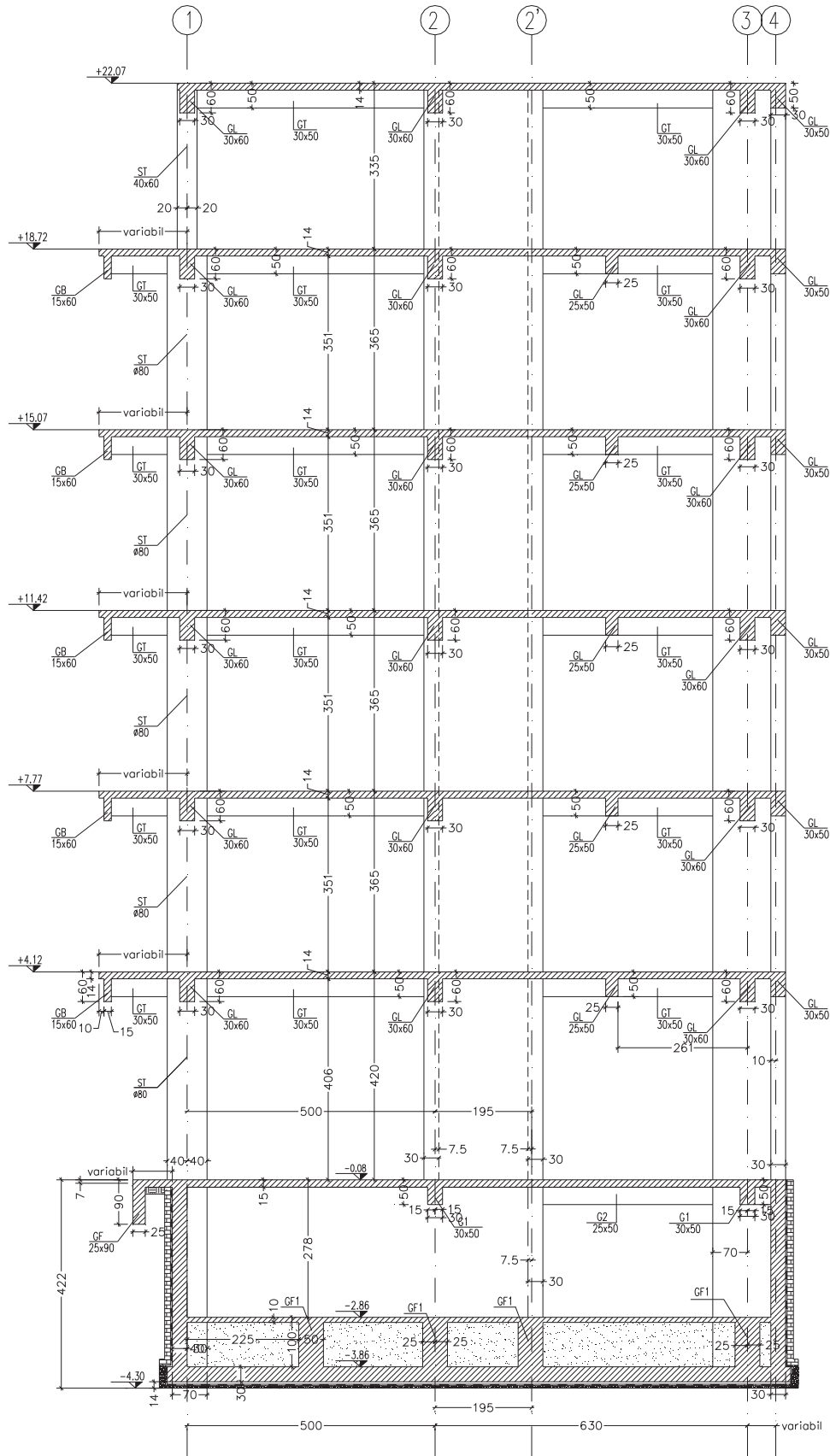
E 4.2.3. Calculul structurii la acțiunea seismică în domeniul elastic. Metoda calcului modal cu spectre de răspuns

Clădirea analizată nu satisface condițiile de regularitate în plan și pe verticală datorită formei acesteia, a variației pe înălțime, a lățimii consolelor din axul 1, cât și datorită poziției retrase a etajului 5 față de etajele curente. Ca urmare calculul la acțiunea seismică se va efectua pe un model spațial. Modelul consideră planșeele rigide în planul lor și neglijează aportul plăcii, prin zona activă aferentă, la definirea rigidității grinzilor. Masele calculate din încărcările gravitaționale stabilite anterior din combinația de încărcări specifică acțiunii seismice, se consideră distribuite uniform la nivelul planșeelor clădirii. Aportul stâlpilor și grinzilor de la fiecare nivel se va adăuga la masele și momentele de inerție ale acestora reduse în raport cu centrul maselor de la fiecare nivel. Masele concentrate și coordonatele centrului maselor se pot calcula automat cu programe specializate de calcul sau manual. În modelul spațial se vor considera în centrul maselor de nivel câte trei grade de libertate dinamică, două translații orizontale și o rotire în jurul axei verticale Oz .

Analiza modală pe un model spațial va urmări determinarea următoarelor elemente:

- poziția centrelor maselor și a centrelor de rigiditate la fiecare nivel;
- vectorii și valorile proprii;
- caracterul oscilațiilor corespunzător fiecărui mod propriu de vibrație;
- conformarea de ansamblu pentru eliminarea oscilațiilor de torsiune din primele două moduri proprii de vibrație;
- coeficienții de echivalență modală;
- determinarea direcțiilor principale de oscilație;
- calculul forțelor seismice modale;
- compunerea răspunsurilor modale obținute prin considerarea mișcării seismice acționând independent după fiecare direcție principală de oscilație;
- compunerea răspunsurilor asociate celor două direcții principale de oscilație;
- evidențierea efectului torsiunii generale provenite din distribuția neuniformă a maselor de nivel și de variația spațială a mișcării seismice a terenului

$$e_{1i} = \pm 0,05 L_i$$



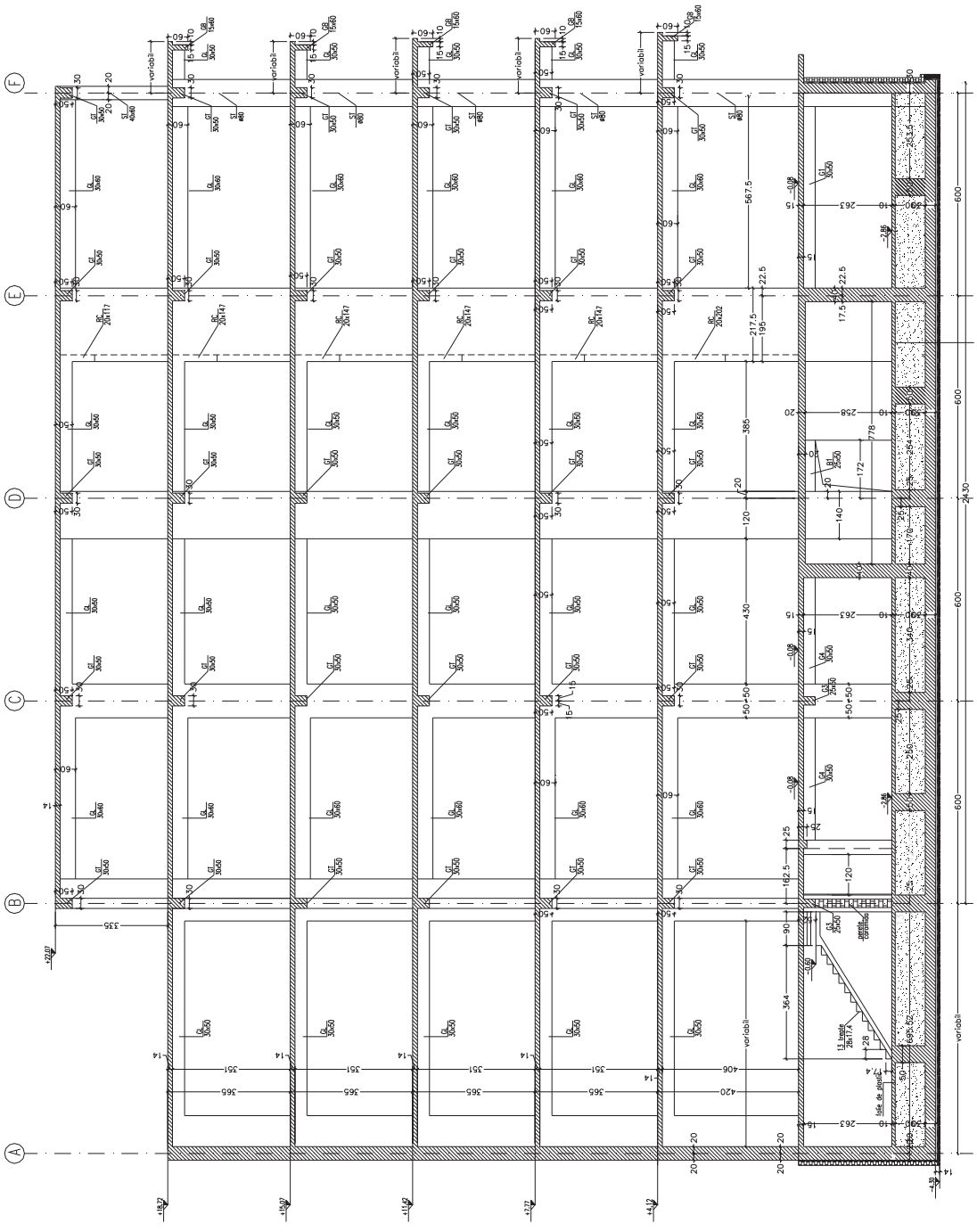


Figura E 4.2.2 Secțiunea verticală B-B

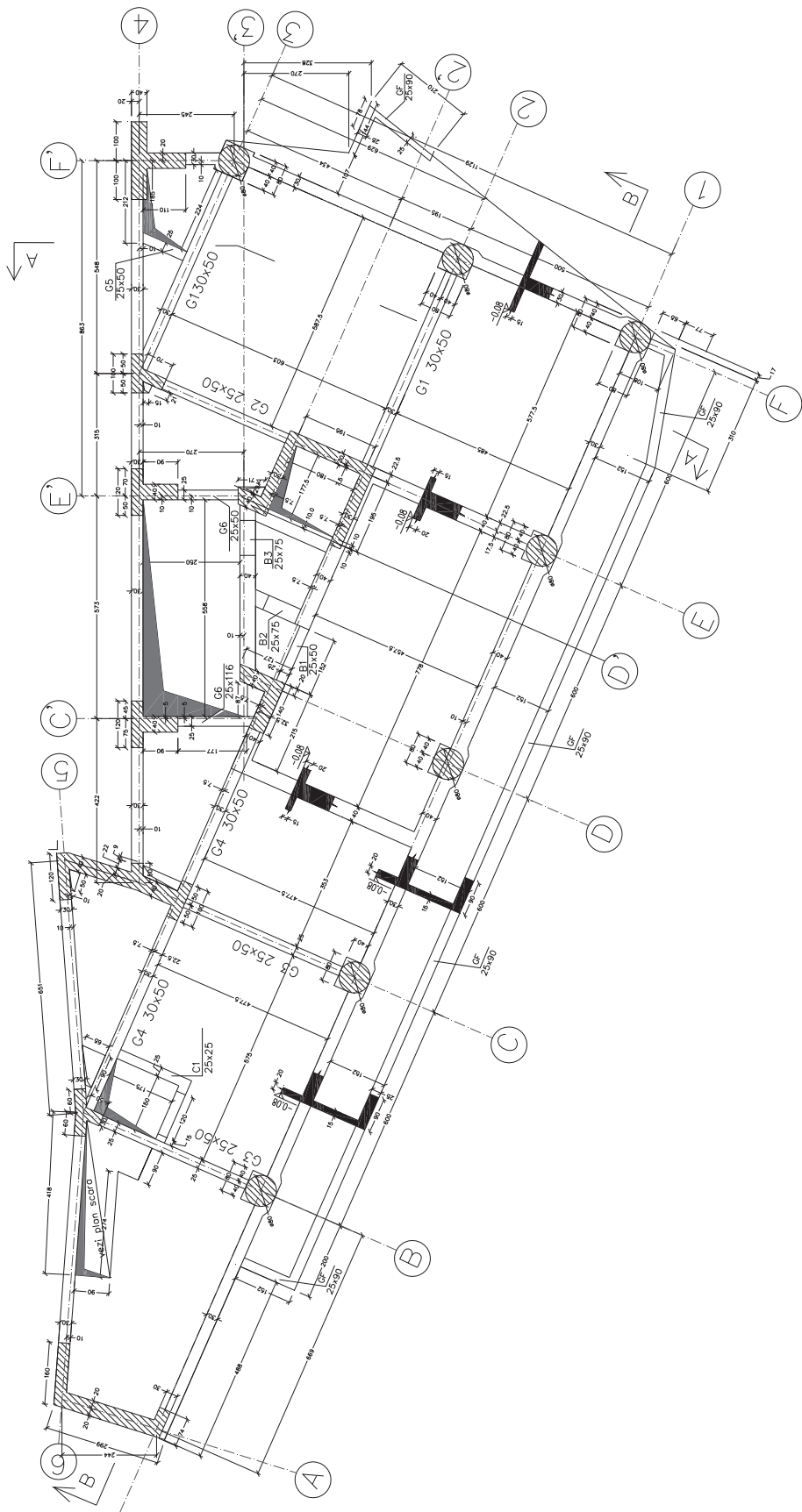


Figura E 4.2.3 Plan cofraj planșeu la cota -0,08 m

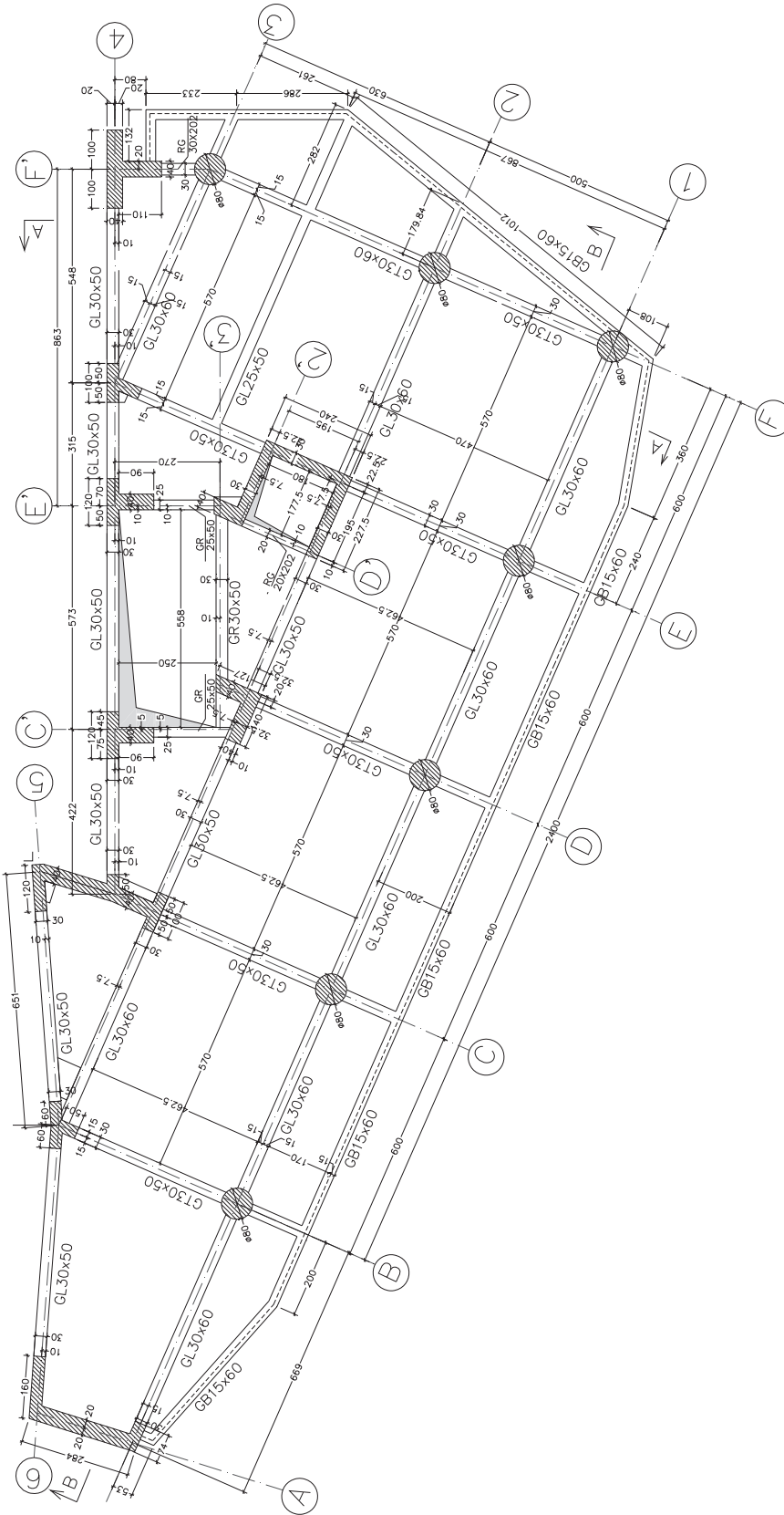


Figura E 4.2.4 Plan cofraj planșei la cota +4,12m / +7,77m / +11,42m / +15,07m / +18,72m

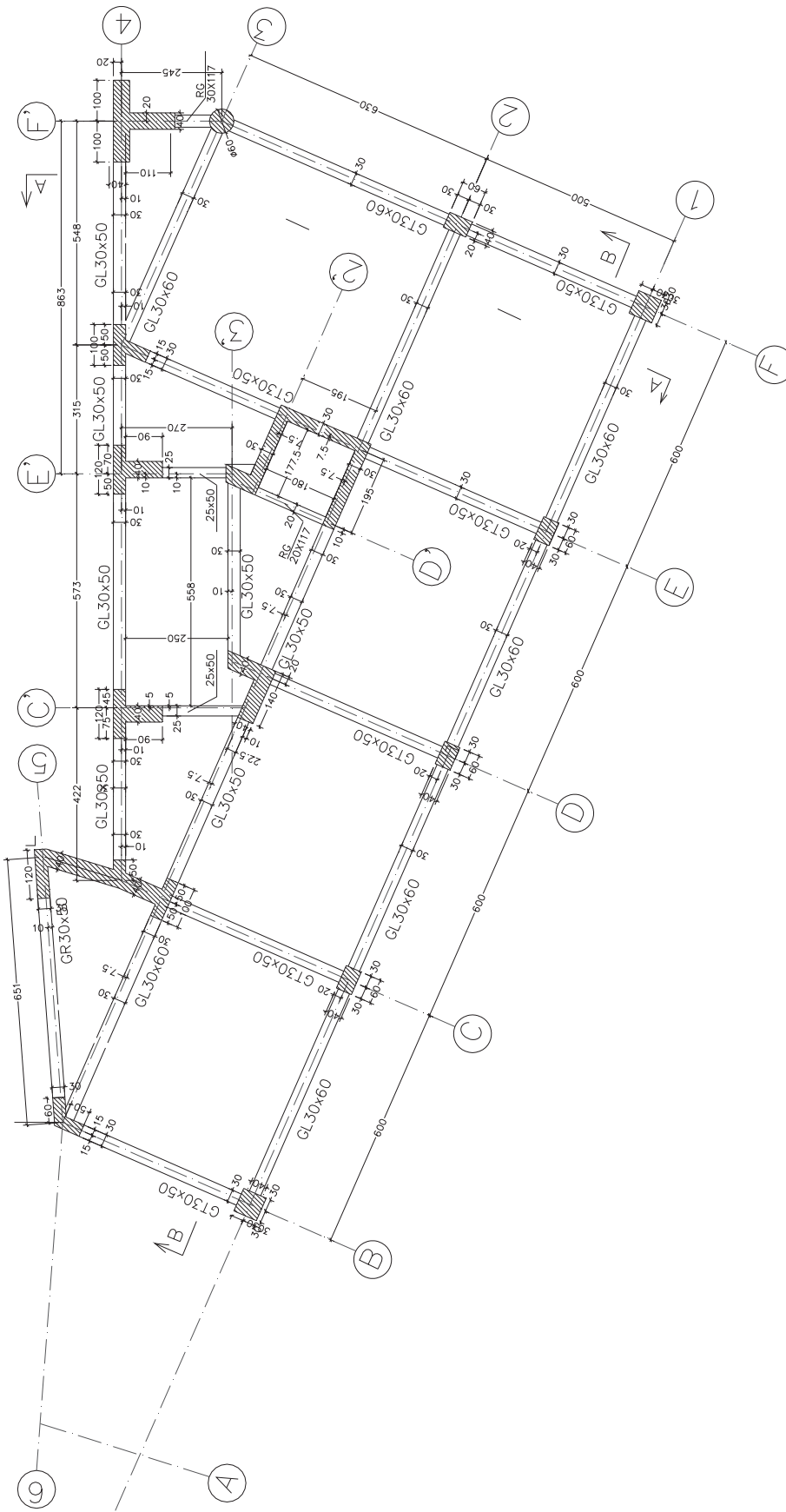


Figura E 4.2.5 Plan cofraj planșeu la cota +22,07 m

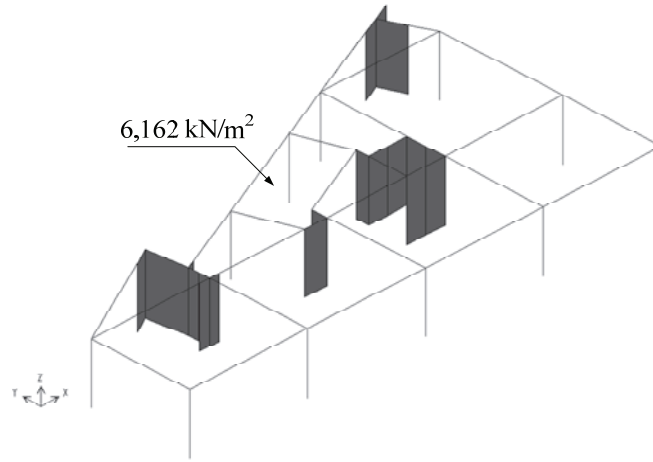


Figura E 4.2.6 Încărcări caracteristice la nivelul planșeului de acoperiș (peste et. 5)

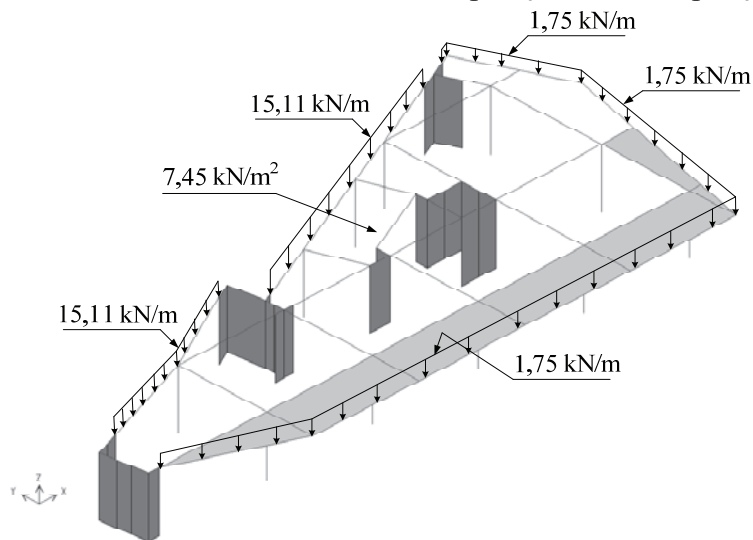


Figura E 4.2.7 Încărcări caracteristice la nivelul planșeului peste etajul 4

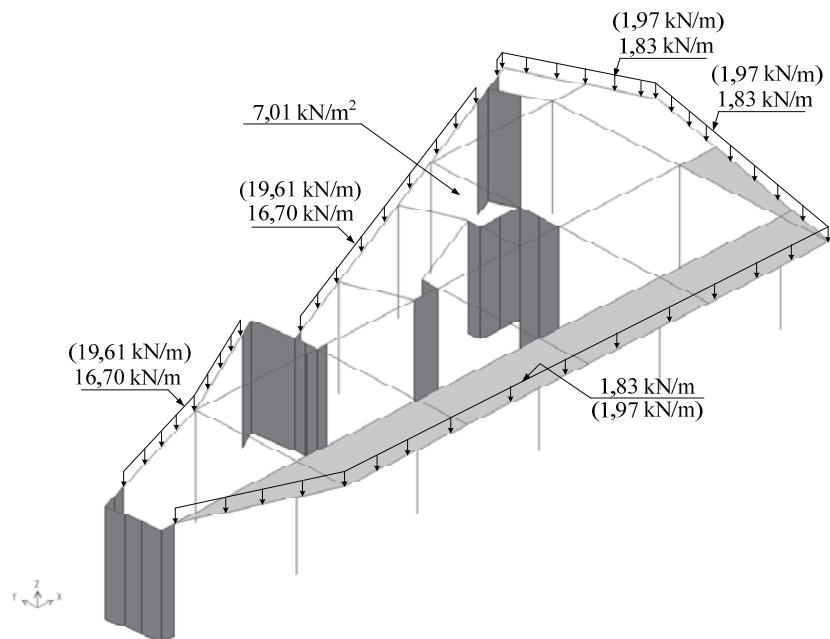


Figura E 4.2.8 Încărcări caracteristice la nivelul planșeelor peste etajele 1, 2 și 3 și parter (valori în paranteză)

E 4.2.3.1. Modelarea spațială a clădirii

E 4.2.3.1.1. Elementele de rezistență

Structura de rezistență este compusă din pereți structurali, stâlpi circulari și în formă de T și grinzi.

În figura E 4.2.9 se prezintă modelul spațial în ansamblu iar în figurile E 4.2.10 și E 4.2.11 se prezintă elementele de rezistență ale unui etaj curent, respectiv al ultimului nivel. Nu s-au considerat golurile din planșee pentru casa scării și cele prevăzute pentru lift. În tabelele E 4.2.1 și E 4.2.2 sunt prezentate dimensiunile și caracteristicile geometrice principale pentru grinzi și stâlpi:

Tabelul E 4.2.1

Grinzi							
Sect.	b (m)	h (m)	A (m ²)	A _T (m ²)	I _t (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
1	0,30	0,30	0,180	0,150	0,003708	0,005400	0,001350
2	0,30	0,50	0,150	0,125	0,002817	0,003125	0,001125
3	0,01	0,01	-	grindă fictivă			
4	0,20	0,40	0,080	0,067	0,000732	0,001067	0,000267
5	0,20	0,40	0,080	0,067	0,000732	0,001067	0,000267
6	0,30	2,10	0,525		0,017200	0,231500	0,004725
7	0,30	1,55	0,388		0,012250	0,093100	0,003488
8	0,30	1,25	0,313		0,009550	0,048830	0,002813

Tabelul E 4.2.2

Stâlpi									
Sect.	tip	b (φ) (m)	h (m)	t _p (m)	t _i (m)	A (m ²)	I _t (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
1	circular	0,800	-	-	-	0,503	0,040210	0,020110	0,02011
4	dreptunghiular	0,400	0,6	-	-	0,240	0,007512	0,007200	0,00320
5	definit	0,640	1,2	-	-	0,552	0,022430	0,057460	0,01682
6	definit	0,812	1,0	-	-	0,478	0,016700	0,030680	0,02206
7	dreptunghiular	0,300	0,6	-	-	0,180	0,003708	0,005400	0,00135
8	T	1,200	1,2	0,3	0,3	0,720	0,022920	0,091800	0,04800
9	dreptunghiular	0,600	0,4			0,240	0,007512	0,003200	0,00720
10	dreptunghiular	0,600	0,6			0,360	0,018250	0,010800	0,01080

Grinda 3 este o bară fictivă dublu articulată utilizată pe linia pereților structurali pentru definirea încărcărilor gravitaționale provenită din zona aferentă a planșeelor. Pereții structurali sunt grupați în cinci ansambluri notate cu W1÷W5 având dimensiunile din proiect.

Modulul de elasticitate al betonului în grinzi stâlpi și pereți este 300000 daN/cm² cu o greutate specifică de 25 kN/m³.

E4.2.3.1.2. Mase

Distribuția maselor din încărcările gravitaționale și coordonatele centrelor maselor pe nivele se prezintă în tabelul E 4.2.3. Poziția centrelor de masă raportată la sistemul de axe în care este descrisă structura se calculează cu relațiile:

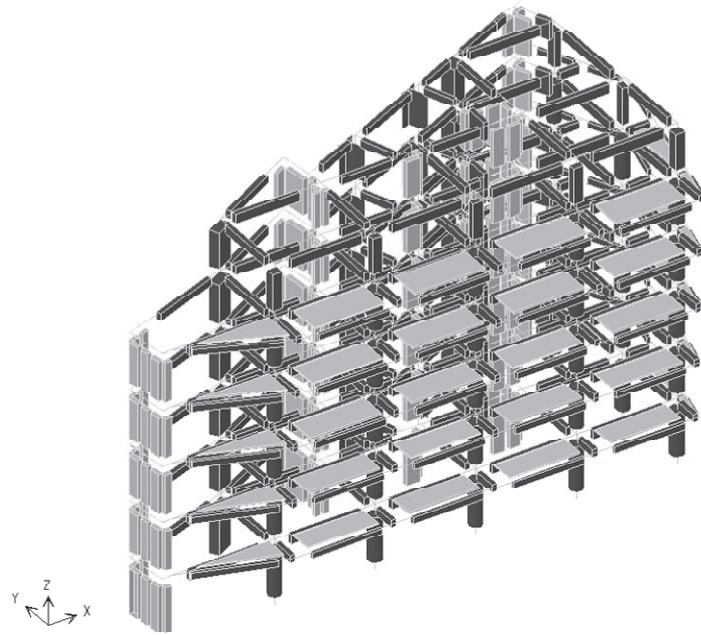
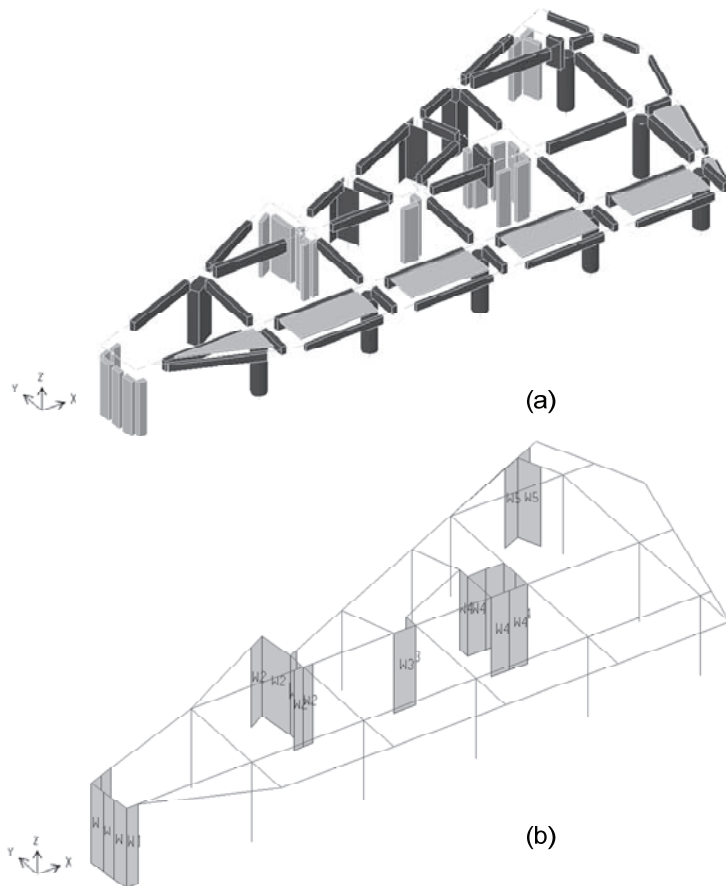


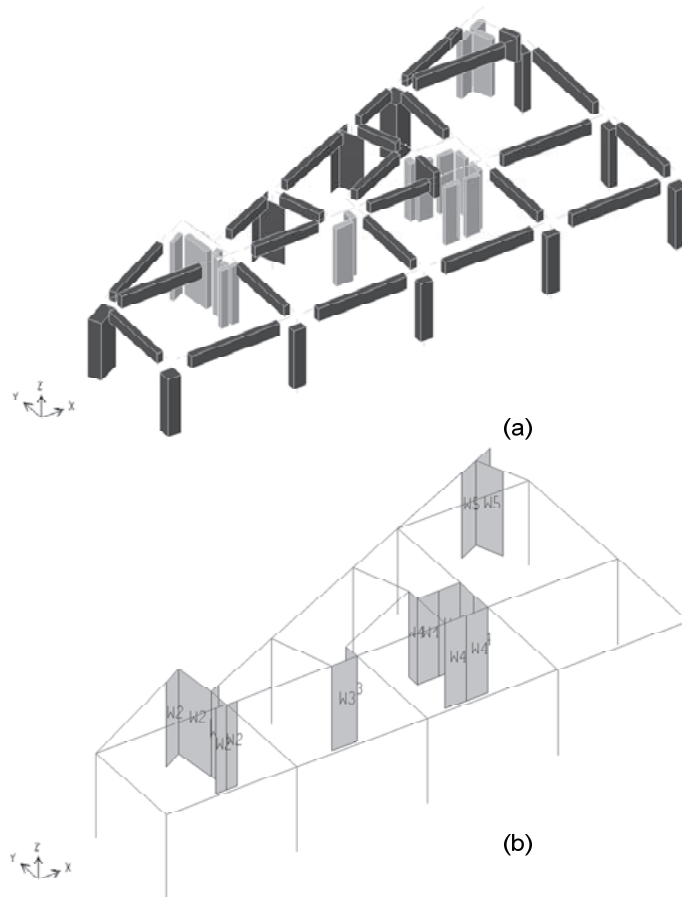
Figura E 4.2.9 Modelul spațial cu elemente finite al clădirii P+5E



(a) Modelarea cu elemente finite ale elementelor de rezistență, stâlpi, pereți, grinzi aferente unui etaj curent

(b) Dispunerea pereților structurali

Figura E 4.2.10



(a) Elemente finite asociate stâlpilor și grinzilor de la ultimul nivel
 (b) Dispunerea pereților structurali la etajul 5
Figura E 4.2.11

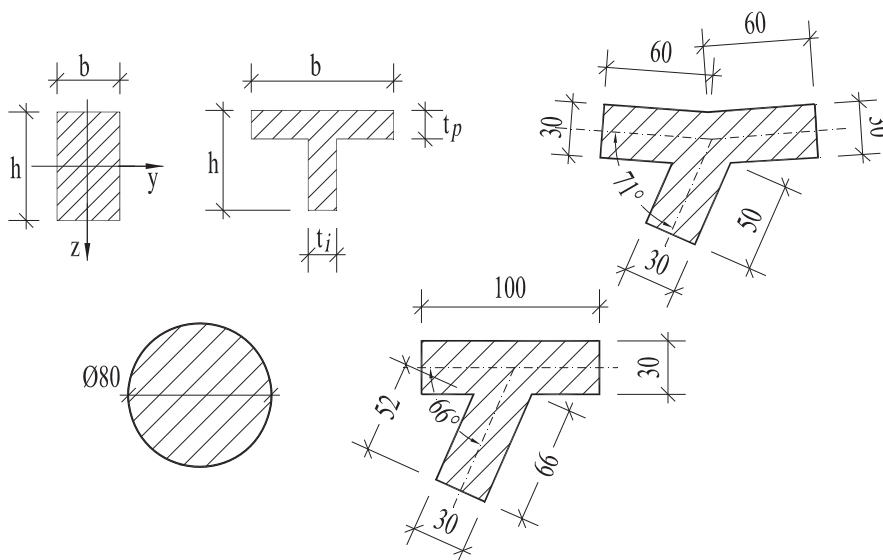


Figura E 4.2.12 Geometria stâlpilor

$$x_M = \frac{\sum_{j=1}^n m_{i,j} x_{i,j}}{\sum_{j=1}^n m_{i,j}} \quad y_M = \frac{\sum_{j=1}^n m_{i,j} y_{i,j}}{\sum_{j=1}^n m_{i,j}} \quad i = 1,6$$

Tabelul E 4.2.3

Planșeu peste nivelul	Masa de translație $m_x=m_y$ (t)	Moment de inerție al masei (tm)	Centrele maselor	
			x (m)	y (m)
5 (acoperiș)	153,343	11990	18,712	4,566
4	306,040	28500	18,925	4,044
3	291,374	27160	18,882	4,213
2	288,313	26810	18,897	4,285
1	285,258	26470	18,912	4,355
Parter	290,449	26980	18,852	4,512

Tabelul E 4.2.4 conține masele pe nivele provenite de la stâlpi, grinzi și pereți.

Tabelul E 4.2.4

Planșeu peste nivelul	Stâlpi (t)	Grinzi (t)	Pereți (t)
5	18,382	47,994	25,056
4	45,703	67,914	60,159
3	54,643	69,047	70,205
2	54,643	68,710	70,205
1	54,643	68,374	70,205
Parter	58,760	69,309	75,495
Cota ±0,00	31,438	-	40,392
TOTAL	318,0	391,0	412,0

Pentru fiecare nivel rezultă următoarele mase și poziții ale centrelor maselor:

Tabelul E 4.2.5

Planșeu peste nivelul	Masa de translație $m_x=m_z$ (t)	Moment de inerție al masei (tm)	Centrele maselor	
			x (m)	y (m)
5	244,777	18950	19,37	5,11
4	479,821	46280	19,04	4,51
3	485,273	48940	18,79	4,57
2	481,874	48520	18,80	4,62
1	478,484	48100	18,80	4,67
Parter	494,016	49710	18,77	4,80
TOTAL	2664,245	260500		

Rezultatele forțelor gravitaționale provenite din greutatea proprie a elementelor, alte încărcări permanente și variabile se prezintă în tabelul E 4.2.6.

Tabelul E 4.2.6

Planșeu peste nivelul	Stâlpi (kN)	Grinzi (kN)	Pereți (kN)	Permanente + utilă (kN)	Total pe nivel (kN)
5	183,817	479,935	250,565	1505,06	2419,34
4	457,03	679,143	601,591	3003,78	4741,55
3	546,426	690,473	702,054	2859,84	4798,79
2	546,426	687,105	702,054	2829,79	4765,38
1	546,426	683,738	702,054	2799,81	4732,03
Parter	587,595	693,087	754,948	2850,76	4886,39
TOTAL (kN)	2867,72	3913,48	3713,27	15849,04	26343,50

E4.2.3.2 Vectori și valori proprii

Ipooteza planșeului infinit rigid în planul său implică trei grade de libertate dinamică (GLD) pe nivel – două translații în planului planșeului și o rotație în jurul axei normale pe planșeu. Gradele de libertate dinamică de nivel sunt raportate în centrul maselor (CM).

Valorile și vectorii proprii asociați clădirii analizate se obțin prin rezolvarea sistemului de ecuații algebrice liniare și omogene:

$$(K - \omega_k^2 M) \phi_k = 0; k = 1, 2 \dots n \quad n = 6 \times 3 = 18 \text{ GLD}$$

Condiția de compatibilitate pentru sistemul de ecuații conduce la ecuația algebrică:

$$|K - \omega_k^2 M| = 0$$

Care are ca soluții valorile proprii ω^2

$$\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_k < \dots < \omega_n$$

Perioadele proprii de vibrație se obțin din pulsațiile proprii cu relația

$$T_k = \frac{2\pi}{\omega_k}; k = 1, 2 \dots n; T_1 > T_2 > \dots > T_k > \dots > T_n$$

În tabelul E 4.2.7 se prezintă primele 10 perioade proprii calculate pentru cazul elementelor din beton armat nefisurate $E_b^* I_b^* = E_b I_b$, considerând că elementele nestructurale, pereții de compartimentare, contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii.

Tabelul E 4.2.7

Modul de vibrație	Perioada proprie (sec)	Coeficienți de echivalență modală (factori de participare a maselor modale efective)					
		$\varepsilon_{x,k}$	$\sum \varepsilon_{x,k}$	$\varepsilon_{y,k}$	$\sum \varepsilon_{y,k}$	$\varepsilon_{\theta,k}$	$\sum \varepsilon_{\theta,k}$
1	0,598	0,5638	0,903	0,1343	0,925	0,0982	0,939
2	0,554	0,1408		0,6213		0,0020	
3	0,463	0,0935		0,0079		0,6619	
4	0,173	0,1054		0,0124		0,0160	
5	0,148	0,0192		0,1489		0,0024	
6	0,126	0,0099		0,0084		0,1586	
7	0,088	0,0362		0,0024		0,0060	
8	0,073	0,0024		0,0416		0,0001	
9	0,066	0,0069		0,0006		0,0310	
10	0,057	0,0102		0,0002		0,0051	

Conform paragrafului 4.5.3.3.1 aliniatul (7) și (8) pentru evaluarea răspunsului seismic total sunt suficiente primele 6 moduri proprii de vibrație pentru care masele modale efective sunt cel puțin 5% din masa totală ($\varepsilon > 0,05$) și suma lor reprezintă cel puțin 90% din masa totală a structurii ($\sum \varepsilon_k \geq 0,9$).

Se observă că primele două moduri de vibrație reprezintă preponderent oscilații de translație după direcțiile înclinate față de axa generală $0x$ și $0y$ (fig. E 4.2.13, E 4.2.14). Forma a treia de vibrație este o oscilație generală de răsucire (fig. E 4.2.15).

Componentele vectorilor proprii corespunzători primelor cinci moduri de oscilație sunt indicați în tabelul E 4.2.8

Tabelul E 4.2.8

Nivel	Direcție	Modul 1	Modul 2	Modul 3	Modul 4	Modul 5
5	x	2.4431E-02	-1.3039E-02	1.1453E-02	2.7964E-02	1.1061E-02
	y	1.3066E-02	2.9073E-02	2.7100E-03	9.4978E-03	-2.8654E-02
	rot z	1.1193E-03	-2.4115E-04	-3.1277E-03	1.0585E-03	-1.5950E-04
4	x	2.2649E-02	-1.1519E-02	8.7048E-03	1.2978E-02	4.3364E-03
	y	1.1230E-02	2.4855E-02	2.9437E-03	4.2055E-03	-1.1037E-02
	rot z	9.8885E-04	-1.7295E-04	-2.6581E-03	4.6902E-04	-2.1670E-04
3	x	1.8847E-02	-9.3222E-03	7.4325E-03	-6.2201E-03	-2.8051E-03
	y	9.0038E-03	1.9541E-02	2.5466E-03	-2.1741E-03	8.2500E-03
	rot z	8.0349E-04	-1.1176E-04	-2.0795E-03	-1.9984E-04	2.5532E-05
2	x	1.4066E-02	-6.7971E-03	5.6565E-03	-2.0138E-02	-7.8638E-03
	y	6.6201E-03	1.3780E-02	1.5819E-03	-6.8239E-03	2.1462E-02
	rot z	5.8770E-04	-6.3075E-05	-1.4655E-03	-6.9613E-04	2.5542E-04
1	x	8.7432E-03	-4.1591E-03	3.5700E-03	-2.2349E-02	-8.7065E-03
	y	4.0599E-03	8.1446E-03	7.8645E-04	-7.5455E-03	2.3202E-02
	rot z	3.6234E-04	-2.7509E-05	-8.7260E-04	-7.9708E-04	3.1261E-04
Parter	x	3.6507E-03	-1.7409E-03	1.5366E-03	-1.2980E-02	-5.3066E-03
	y	1.6734E-03	3.2836E-03	2.6174E-04	-4.3353E-03	1.3720E-02
	rot z	1.5555E-04	-7.2163E-06	-3.6474E-04	-4.9313E-04	1.8538E-04

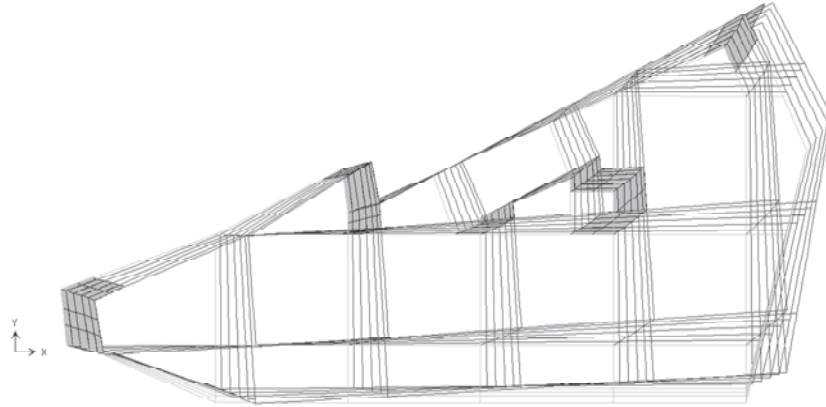


Figura E 4.2.13 Modul 1 de vibrație $\varepsilon_{x,1} = 0.564$, $\varepsilon_{y,1} = 0.1343$, $\varepsilon_{\theta,1} = 0.0982$,
 $T_1 = 0.5982\text{sec}$

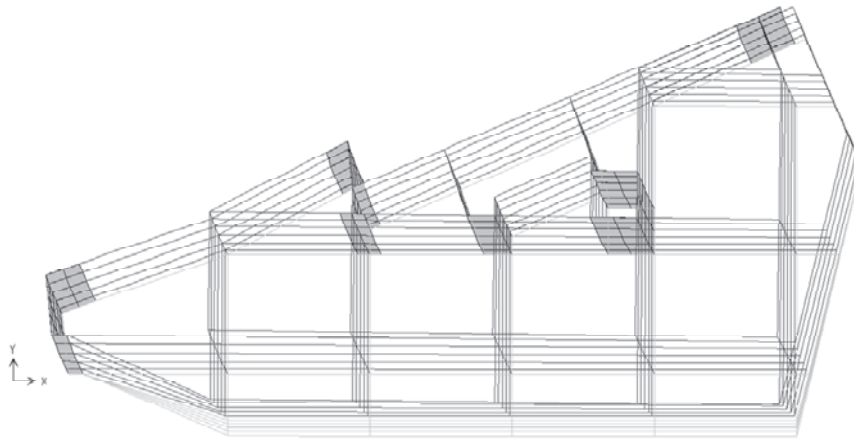


Figura E 4.2.14 Modul 2 de vibrație $\varepsilon_{x,2} = 0.141$, $\varepsilon_{y,2} = 0.621$, $\varepsilon_{\theta,2} = 0.002$,
 $T_2 = 0.55413\text{sec}$

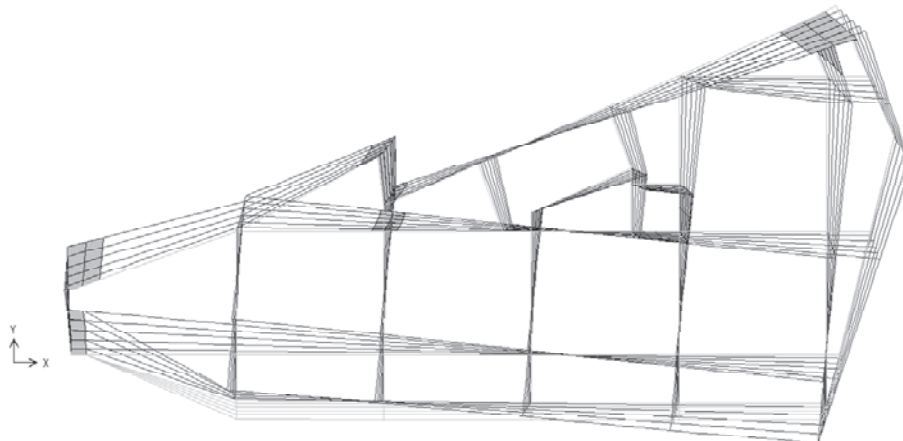


Figura E 4.2.15 Modul 3 de vibrație $\varepsilon_{x,3} = 0.093$, $\varepsilon_{y,3} = 0.008$, $\varepsilon_{\theta,3} = 0.662$,
 $T_3 = 0.46347\text{sec}$

Cunoscând masele de nivel (tabelul E 4.2.6) și vectorii proprii de vibrație (tabelul E 4.2.8) se pot calcula factorii modali de participare $p_{x,k}$, $p_{y,k}$ și $p_{\theta,k}$ conform relațiilor (C4), masa modală generalizată M_k cu relația (C3), respectiv

masele modale efective $m_{x,k}^*$, $m_{y,k}^*$ și $J_{\theta,k}^*$ cu relațiile (C5).

De exemplu, în modul 1 de vibrație se obține:

- Masa generalizată modală

$$M_1 = \sum_1^6 [m_i(s_{i,x,1}^2 + s_{i,y,1}^2) + J_i s_{i,\theta,1}^2] = 1,0$$

(în cazul vectorilor proprii ortonormați)

$$M_k = 1; k = 1, n$$

- Factorii de participare modali exprimă “participarea cantitativă a accelerației care se manifestă la baza structurii $\ddot{u}_0(t)$ în fiecare ecuație modală” și ca urmare $p_{x,k}\ddot{u}_0(t)$ are semnificația de forță de inerție modală.

$$p_{x,1} = \sum_{i=1}^{N=6} m_i s_{i,x,1} = 38,75853$$

$$p_{y,1} = \sum_{i=1}^{N=6} m_i s_{i,y,1} = 18,91525$$

$$p_{\theta,1} = \sum_{i=1}^{N=6} J_i s_{i,\theta,1} = 159,96697$$

- Masele modale efective $m_{x,1}^*$, $m_{y,1}^*$ și $J_{\theta,1}^*$ servesc la calcularea forței tăietoare de bază modale maxime. Pentru primul mod de vibrație rezultă:

$$m_{x,1}^* = \frac{(p_{x,1})^2}{M_1} = \frac{(38,75853)^2}{1,0} = 1502,22$$

$$m_{y,1}^* = \frac{(p_{y,1})^2}{M_1} = \frac{(18,91525)^2}{1,0} = 357,787$$

$$J_{\theta,1}^* = \frac{(p_{\theta,1})^2}{M_1} = \frac{(159,96697)^2}{1,0} = 25590$$

și ca urmare cu masa totală $m = 2664,245 \text{ tone}$ și momentul de inerție al masei $J = 260500 \text{ tm}$ se obțin coeficienții de echivalență modali:

$$\varepsilon_{x,1} = \frac{m_{x,1}^*}{m} = \frac{1502,22}{2664,245} = 0,5640$$

$$\varepsilon_{y,1} = \frac{m_{y,1}^*}{m} = \frac{357,787}{2664,245} = 0,1343$$

$$\varepsilon_{\theta,1} = \frac{m_{\theta,1}^*}{J} = \frac{25590}{260500} = 0,0982$$

Masele echivalente modale m^* sunt asociate unor sisteme cu un GLD echivalente sistemului real cu 18 GLD (12 translații în direcțiile x și y și 6 rotații în jurul axei Oz care trec prin CM)

Factorii de participare a maselor modale efective (coeficienți de echivalență modală) $\varepsilon_{x,k}$, $\varepsilon_{y,k}$ și $\varepsilon_{\theta,k}$, s-au calculat conform relațiilor (C.6). Coeficienții de echivalență modală exprimă sintetic contribuția modurilor de vibrație în evaluarea răspunsului seismic total. Cu alte cuvinte acești coeficienți exprimă procentual distribuția forței de inerție rezultantă pe direcțiile generale de oscilație într-un mod propriu de vibrație k . De asemenea pe baza acestor coeficienți se poate aprecia conformarea generală a unei clădiri, în vederea estimării răspunsului acesteia la acțiunea seismică.

Valorile reduse ale coeficientului de echivalență asociat oscilațiilor de torsiune $\varepsilon_{\theta,k}$ în primele două moduri proprii de vibrație dar și mărimea coeficienților de echivalență asociați oscilațiilor de translație din primele două moduri proprii

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{x,1} + \varepsilon_{y,1} = 0,5638 + 0,1343 = 0,6981 \cong 0,7$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{x,2} + \varepsilon_{y,2} = 0,1408 + 0,6213 = 0,7621 > 0,7$$

se încadrează în recomandarea conținută în paragraful C.1 aliniat (4).

Prin urmare metoda de calcul spațial cu utilizarea spectrului de răspuns de proiectare în evaluarea răspunsului modal maxim este potrivită pentru determinarea deplasărilor și eforturilor în cazul clădirii prezentate.

E 4.2.3.3. Calculul forțelor tăietoare de bază maxime modale

Forțele tăietoare de bază modale maxime se calculează cu relațiile (C.8). Spectrul de proiectare se obține din relația (3.18) cap 3.2 în care:

$$T_1 > T_B = 0,2T_C = 0,32 \text{ sec, pentru zona orașului București;}$$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \geq 0,2a_g ;$$

unde $a_g = 0,3g = 2,9445 \text{ m/s}^2$ este valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului determinată pentru un interval mediu de recurență de referință de 225 ani și corespunde pentru verificări la starea limită ultimă de rezistență.

Pentru $T_B < T < T_C$, $\beta(T) = \beta_0 = 2,5$ este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației terenului ca urmare a mișcării de oscilație a structurii. Dacă elementele nestructurale nu conlucrează cu structura, modulul de rigiditate al elementelor din beton armat trebuie redus cu 50%, $E_b^* I_b^* = 0,5E_b I_b$, pentru a ține seama de efectele fisurării betonului. În cazul structurii analizate perioadele proprii ale structurii nefisurate se vor multiplica cu $\sqrt{2}$. Perioada modului fundamental devine:

$$T_1^* = \sqrt{2} * 0,5982 = 0,846 \text{ s} < T_c = 1,6 \text{ s}$$

Se observă că factorul de amplificare dinamică β_0 nu se modifică.

$q = 5\alpha_u / \alpha_1$ pentru o structură duală având clasa *DCH* de ductilitate (conform tabelului 5.1). Această valoare este valabilă **numai dacă se va asigura** prin proiectarea structurii de beton armat o capacitate corespunzătoare clasei *DCH* de disipare a energiei induse de mișcarea seismică prin deformații plastice.

Factorul de suprarezistență α_u / α_1 se consideră 1,35 ca pentru o clădire cu cadre preponderente, cu mai multe niveluri și deschideri.

Factorul de comportare q se va reduce cu 20% conform paragrafului 4.4.3.1 aliniatul (5) ca urmare a neregularităților pe verticală ale clădirii

$$q = 5 \times 1,35 \times 0,8 = 5,4$$

Pentru primele 4 forme proprii de vibrație spectrul de proiectare inelastic va avea aceeași valoare

$$S_d(T_k) = a_g \frac{\beta_0}{q} = 2,9445 \frac{2,5}{5,4} = 1,363$$

$$T_5 = 0,148 \text{ sec} \leq T_k \leq T_1 = 0,5982 \text{ sec} ; k = 1,4$$

Componentele forțelor tăietoare de bază modale maxime se regăsesc în tabelul E 4.2.9

Tabelul E 4.2. 9

Modul	Seism în direcția $0x$ $S_{dx} = S_d$		Seism în direcția $0y$ $S_{dy} = S_d$	
	$F_{x,k}$ (kN)	$F_{y,k}$ (kN)	$F_{x,k}$ (kN)	$F_{y,k}$ (kN)
1	2047	999	999	488
2	511	-1074	-1074	2255
3	340	99	99	28
4	383	132	132	46
5	67	-185	-185	517
6	32	28	28	26
SRSS	2174	1488	1488	2368
CQC	2520	907	907	2658

De exemplu în cazul unei mișcări de translație a bazei într-o direcție paralelă cu axa $0x$ din figura E 4.2.16 suma forțelor statice echivalente de nivel corespunzătoare modului 1 de oscilație se calculează cu relația (C8), în care:

$$S_{dx}(T_k) = \gamma_{I,e} S_d(T) = 1,363$$

În care $\gamma_{I,e} = 1,0$ este factorul de importanță pentru o clădire având clasa de importanță III (conform tabelului 4.2).

Se obține

$$F_{x,1} = S_{dx}(T_k) m_{x,1}^* = 1,363 \times 1502,22 = 2048 \text{ kN}$$

$$F_{y,1} = \frac{p_{y,1}}{p_{x,1}} F_{x,1} = \frac{18,915}{38,7585} 2048 = 999 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,1} = \frac{p_{\theta,1}}{p_{x,1}} F_{x,1} = \frac{159,967}{38,7585} 2048 = 8452 \text{ kNm}$$

sau în modul doi de vibrație:

$$F_{x,2} = 1,363 \times (0,1408 \times 2664,245) = 511 \text{ kN}$$

$$F_{y,2} = \frac{40,684}{-19,368} 511 = -1074 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,2} = \frac{22,784}{-19,368} 511 = -601 \text{ kNm}$$

În cazul unei mișcări de translație a terenului în direcția $0y$ folosind relațiile (C10) se obțin componente ale forței tăietoare maxime modale. Astfel în modul 1 de vibrație rezultă:

$$F_{y,1} = S_{dy}(T_1) m_{y,1}^* = 1,363 \times 357,787 = 488 \text{ kN}$$

$$F_{x,1} = \frac{p_{x,1}}{p_{y,1}} F_{y,1} = \frac{38,7585}{18,915} 488 = 999 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,1} = \frac{p_{\theta,1}}{p_{y,1}} F_{y,1} = \frac{159,967}{18,915} 488 = 4125 \text{ kNm}$$

și în modul doi de vibrație

$$F_{y,2} = 1,363 \times (40,684)^2 = 2256 \text{ kN}$$

$$F_{x,2} = \frac{-19,368}{40,684} 2256 = -1074 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,2} = \frac{-22,784}{40,684} 2256 = -1263 \text{ kNm}$$

Tabelul E 4.2.10

Regula de combinare CQC						
Nivel	Seism în direcția $0x$ $S_{dx} = S_d$			Seism în direcția $0y$ $S_{dy} = S_d$		
	$F_{x,i}$ (kN)	$F_{y,i}$ (kN)	$M_{\theta,i}$ (kNm)	$F_{x,i}$ (kN)	$F_{y,i}$ (kN)	$M_{\theta,i}$ (kNm)
ET5	428	169	1764	163	495	690
ET4	712	264	3472	259	774	1285
ET3	598	211	2917	214	624	1068
ET2	498	180	2261	184	516	1003
ET1	386	142	1655	149	405	880
PARTER	236	82	1026	86	251	537
Regula de combinare SRSS						
ET5	375	268	1853	253	449	820
ET4	618	432	3661	423	692	1552
ET3	519	347	3085	350	558	1271
ET2	440	274	2403	283	468	1133
ET1	349	200	1761	210	376	968
PARTER	212	108	1141	116	235	593

Distribuția forțelor tăietoare de bază modale maxime pe direcțiile gradelor de libertate dinamică la fiecare nivel în centrul maselor se realizează pe baza relațiilor (C.9). În tabelul E 4.2.10 se prezintă forțele seismice convenționale de nivel folosind regula SRSS, respectiv CQC de suprapunere modală.

E4.2.3.4. Determinarea direcțiilor principale pentru acțiunea seismică

Factorii de participare ai maselor modale efective în modurile 1 și 2, în care oscilațiile predominante sunt de translație, au valori nenule după direcțiile axelor de coordonate $0x$ și $0y$ ($\varepsilon_{x,1} \neq 0$ și $\varepsilon_{y,1} \neq 0$). Prin urmare direcțiile $0x$ și $0y$ nu sunt direcții principale asociate unor oscilații pure de translație în plane paralele cu planul orizontal al terenului. Orientarea direcțiilor principale pentru definirea acțiunii seismice în vederea obținerii răspunsului maxim se stabilește astfel încât factorii modali de participare să fie nenuli numai pentru o singură direcție. Această situație se întâlnește numai în cazul în care direcțiile principale coincid cu axele globale în care se descrie structura. Ca urmare o simplă examinare vizuală a acestor factori nu va

furniza un răspuns direct al poziției direcțiilor principale. O condiție de identificare a direcțiilor principale folosind răspunsurile modale este ca valorile coeficientului de echivalență modală ε_θ sau factorii de participare modali p_θ să fie nuli.

În cazul studiat numai modul doi de vibrație îndeplinește aceste condiții $\varepsilon_\theta = 0,002 \cong 0$. În consecință orientarea uneia din direcțiile principale va fi furnizată de unghiul dintre o componentă $F_{x,k}$ sau $F_{y,k}$ a forței tăietoare de bază asociată modului 2 de oscilație și rezultanta acestora $F_{b,k} = \sqrt{(F_{x,k})^2 + (F_{y,k})^2}$.

$$\begin{aligned} \alpha &= \arcsin \frac{F_{y,k}}{F_{b,k}} = \operatorname{arctg} \frac{P_{y,k}}{P_{x,k}} = \arcsin \left(-\frac{1074}{\sqrt{1074^2 + 511^2}} \right) = -64,54^\circ = \\ &= \operatorname{arctg} \left(\frac{40,684}{-19,368} \right) = -64,54^\circ \quad \text{în care } k=2. \end{aligned}$$

Pentru primul mod propriu de vibrație se poate considera $\varepsilon_{\theta,1} \cong 0$ ($\varepsilon_{\theta,1} = 0,0982$) rezultă

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{18,915}{38,758} = 26^\circ$$

reprezentând orientarea celei de a doua direcție principală ortogonală pe prima direcție cum se arată în figura E 4.2.16.

Coefficienții de echivalență asociați direcțiilor principale $0x_1$ și $0y_1$ se pot obține din coeficienții de echivalență modali calculați în sistemul inițial de axe $x0y$, după cum urmează:

$$\begin{aligned} \text{modul 1} \quad \varepsilon_{x_1,1} &= \varepsilon_{x,1} + \varepsilon_{y,1} = 0,5638 + 0,1343 = 0,6981; \\ \varepsilon_{y_1,1} &\cong 0; \quad \varepsilon_{\theta,1} = 0,0982 \\ \text{modul 2} \quad \varepsilon_{x_1,2} &= \varepsilon_{x,2} + \varepsilon_{y,2} = 0,1408 + 0,6213 = 0,7621 \\ \varepsilon_{y_1,2} &\cong 0; \quad \varepsilon_{\theta,2} = 0,002 \end{aligned}$$

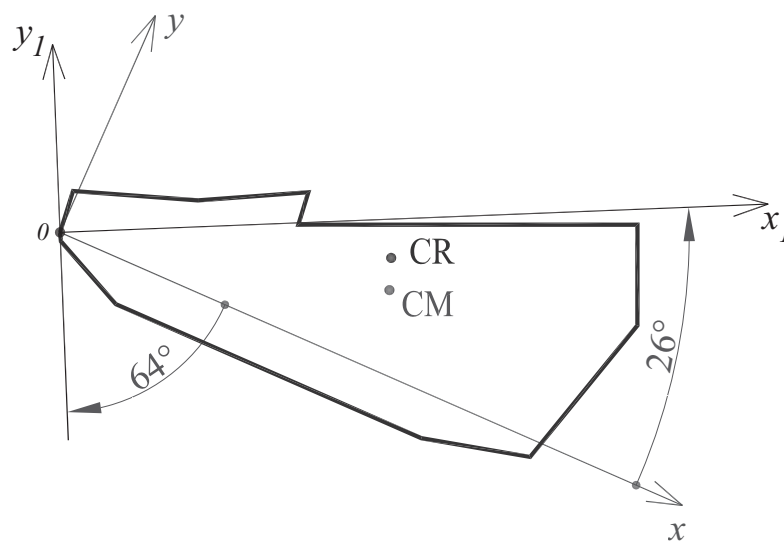


Figura E 4.2.16 Orientarea direcțiilor principale.

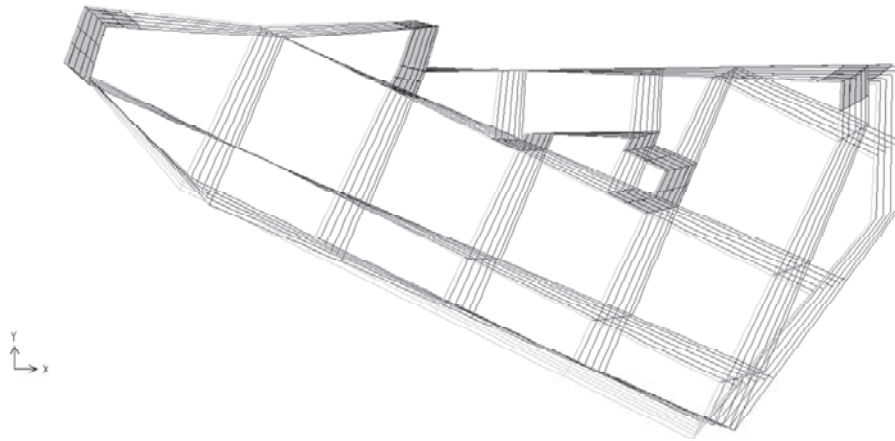


Figura E 4.2.17 Modul 1 de vibrație $\varepsilon_{x_1,1} = 0.698$, $\varepsilon_{y_1,1} = 0.0$, $\varepsilon_{\theta,1} = 0.099$,
 $T_1 = 0.5982\text{sec}$

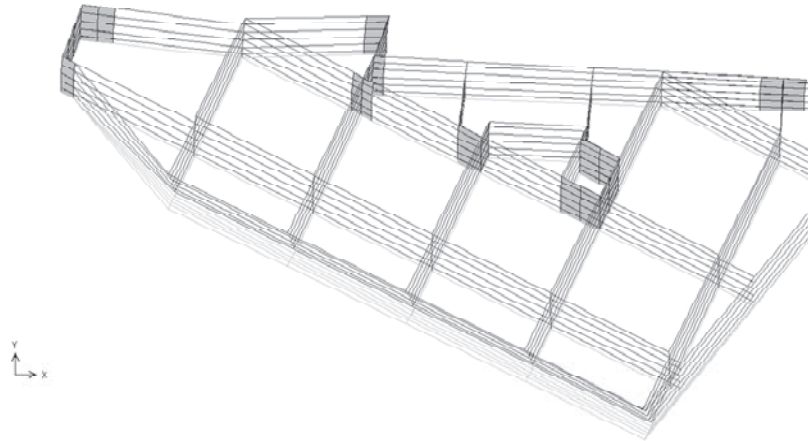


Figura E 4.2.18 Modul 2 de vibrație $\varepsilon_{x_1,2} = 0.0$, $\varepsilon_{y_1,2} = 0.762$, $\varepsilon_{\theta,2} = 0.002$,
 $T_2 = 0.55413\text{sec}$

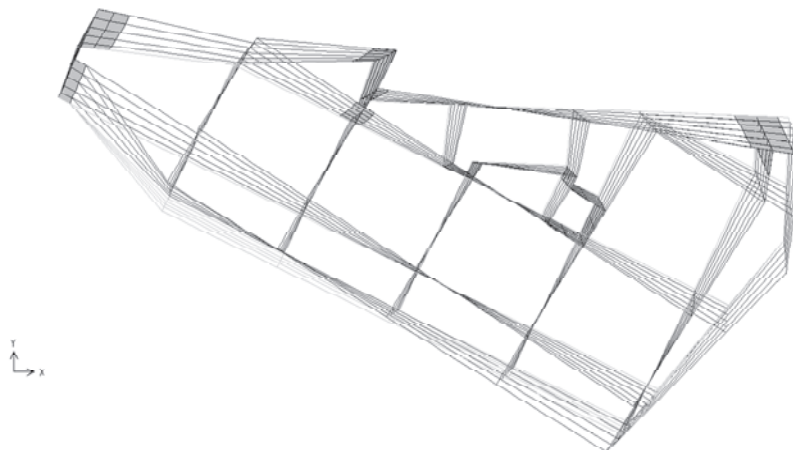


Figura E 4.2.19 Modul 3 de vibrație $\varepsilon_{x_1,3} = 0.099$, $\varepsilon_{y_1,3} = 0.003$, $\varepsilon_{\theta,3} = 0.661$,
 $T_3 = 0.46347\text{sec}$

Efectuând o rotație de axe de 26° și recalculând vectorii și valorile proprii se poate verifica forma oscilațiilor proprii, valorile și direcțiile obținute mai sus. În figurile E 4.2.17, E 4.2.18 și E 4.2.19 sunt reprezentate primele trei forme proprii de vibrație în sistemul de axe rotit $x_1 0 y_1$. Se poate constata independența caracteristicilor dinamice de sistemul de axe ales.

Necoincidența centrelor maselor și a centrelor de rigiditate nu va putea elimina oscilațiile de torsiune prezente în modul 1 de vibrație.

E4.2.3.5. Calculul eforturilor și deplasărilor

Pentru cazul unei acțiuni seismice definite printr-un spectru de proiectare corespunzător unor mișcări de translație independente în una dintre direcțiile principale $0x_1$ și $0y_1$ se obțin următoarele forțe tăietoare de bază modale maxime:

Tabelul 4.2.11

Modul de vibrație	Seism în direcția $0x_1$			Seism în direcția $0y_1$		
	$F_{x_1,k}$ (kN)	$F_{y_1,k}$ (kN)	$M_{\theta_1,k}$ (kNm)	$F_{x_1,k}$ (kN)	$F_{y_1,k}$ (kN)	$M_{\theta_1,k}$ (kNm)
1	2508	8	9315	8	0	28
2	0	17	-9	17	2740	-1352
3	356	-59	-9077	-59	10	1511
$\sqrt{\sum_1^{15} (E_k)^2}$	2570	107	13405	107	2800	2238

Forțele seismice statice convenționale de nivel asociat primelor două moduri proprii de vibrație sunt următoarele:

Tabelul 4.2.12

Modul	Seism în direcția $0x_1$ (modul 1)			Seism în direcția $0y_1$ (modul 2)		
	$F_{x_1,1}$ (kN)	$F_{y_1,1}$ (kN)	M_{θ_1} (kNm)	$F_{x_1,2}$ (kN)	$F_{y_1,2}$ (kN)	M_{θ_2} (kNm)
ET5	398	16	1247	14	478	-276
ET4	706	7	2667	14	799	-476
ET3	588	-4	2286	3	637	-325
ET2	435	-5	1657	-3	450	-181
ET1	268	-5	1010	-6	266	-77
PARTER	116	-2	450	-5	111	-20

Prin raportare la rezultanta forțelor gravitaționale care acționează pe întreaga clădire $G=26343$ kN se obțin următorii coeficienți seismici globali:

$$c_{x_1} = \frac{2570}{26343} = 0,0976 \text{ și respectiv } c_{y_1} = \frac{2800}{26343} = 0,1063$$

În lipsa unui program de calcul capabil de a determina răspunsurile modale și care apoi să facă automat combinații după una din regulile prezentate în anexa C a codului P 100-1, *etapa II-a* de calcul, se poate utiliza un procedeu de calcul simplificat care este valabil numai în situația în care ε_x sau ε_y în primele două moduri de vibrație au o valoare mai mare de 0,7. Algoritmul de calcul este următorul:

a. - Se stabilesc forțele seismice statice convenționale de nivel corespunzător primelor două moduri proprii de oscilație de translație predominante, folosind relațiile (C.3)÷(C.10) în care intervin numai vectorii proprii asociați celor două direcții principale. Pentru aceasta fie se proiectează componentele vectorilor proprii după direcțiile principale, fie se reface modelul de calcul astfel încât axele globale să coincidă cu cele principale. În această ultimă variantă coordonatele care definesc topologia structurii și încărcările trebuie modificate prin relații elementare specifice transformărilor la rotirea sistemelor de axe.

b. - Se determină deplasările și eforturile corespunzătoare forțelor seismice statice convenționale aplicate în centrul maselor.

c. - Se introduc în centrul maselor, pentru fiecare direcție de acțiune seismică, momente suplimentare $M^{(1)}_{it} = (F_{ix_1} e_{1i} + F_{iy_1} e_{1i})_{(1)}$ pentru direcția $0x_1$ și respectiv $M^{(2)}_{it} = (F_{ix_1} e_{1i} + F_{iy_1} e_{1i})_{(2)}$ pentru direcția $0y_1$ și se calculează eforturile și deplasările (*etapa III-a din Anexa C*)

d. - Se suprapun rezultatele obținute pentru fiecare direcție de acțiune în etapele (b) și (c) folosind toate combinațiile posibile (*etapa III-a*)

$$E_E = \pm E_{E,II} \pm E_{E,III}$$

e. - Se combină răspunsurile în deplasări și eforturi obținute pentru cele două direcții principale de acțiune seismică conform regulilor din paragraful 4.5.3.6. conform relațiilor 4.14 și 4.15

$$\chi_1(E_{Edx}) + \chi_2(0,30E_{Edy})$$

$$\chi_1(0,30E_{Edx}) + \chi_2(E_{Edy})$$

În această manieră de calcul eforturile și deplasările își conservă semnul aferent forțelor din modurile proprii de translație. Utilizarea regulii de combinare

$$E = \sqrt{\chi_1^2 E_{Edx}^2 + \chi_2^2 E_{Edy}^2}$$

conduce la pierderea semnului eforturilor și deplasărilor.

Coficienții χ_1 și χ_2 sunt supraunitari și reflectă faptul că în evaluarea răspunsului s-a folosit numai efectul unui singur mod de vibrație propriu pentru fiecare direcție principală de acțiune seismică considerată

$$\chi_1 = \frac{F_{b,x_1}}{F_{x_1,1}} = \frac{\sqrt{\sum_{k=1}^N (F_{x_1,k}^2 + F_{y_1,k}^2)_{x_1}}}{F_{x_1,1}}$$

$$\chi_2 = \frac{F_{b,y_1}}{F_{y_1,2}} = \frac{\sqrt{\sum_{k=1}^N (F_{x_1,k}^2 + F_{y_1,k}^2)_{y_1}}}{F_{y_1,2}}$$

F_{b,x_1} și F_{b,y_1} reprezintă forțele tăietoare de bază pentru fiecare din direcțiile principale de acțiune considerând efectele celor N moduri proprii de vibrație luate în calcul și combinate după una din regulile recomandate (CQC, SRSS, ABSSUM).

$F_{x_1,1}$ și $F_{y_1,2}$ sunt forțele tăietoare de bază corespunzătoare fiecărei direcții principale $0x_1$ și $0y_1$ și conțin numai contribuția independentă a fiecăruia din primele două moduri proprii de translație.

În cele ce urmează răspunsul structurii se calculează pentru cazul în care structura a fost rotită în sistemul de axe paralele cu direcțiile principale obținute în paragraful 2.3.4.

Se consideră patru cazuri de încărcare distincte care corespund următoarelor situații de acțiune:

- Cazul 1 (A) – forțe seismice de nivel asociate modului 1 de vibrație – acțiune seismică în direcția $0x_I$
- Cazul 2 (B) – forțe seismice de nivel asociate modului 2 de vibrație – acțiune seismică în direcția $0y_I$
- Cazul 3 (C) – momente de torsiune de nivel produse de forțele seismice din cazul A ca efect al unor excentricități accidentale $e_{1i} = \pm 0,05L_i = 0,80 \text{ m}$ (L_i este dimensiune construcției proiectate pe normala la direcția de acțiune $L_{iy} = 16,0 \text{ m}$ din figura E 4.2.20)
- Cazul 4 (D) – momente de torsiune de nivel produse de forțele seismice din cazul B, $L_{ix} = 34,0 \text{ m}$ ($e_{1i} = 1,70 \text{ m}$)
- L_{ix} și L_{iy} sunt dimensiunile dreptunghiului circumscris clădirii la ultimul etaj. Pentru simplificare s-au considerat planșeele cu aceleași dimensiuni la toate nivelurile

În figura E 4.2.21 se prezintă cazurile de încărcare considerate.

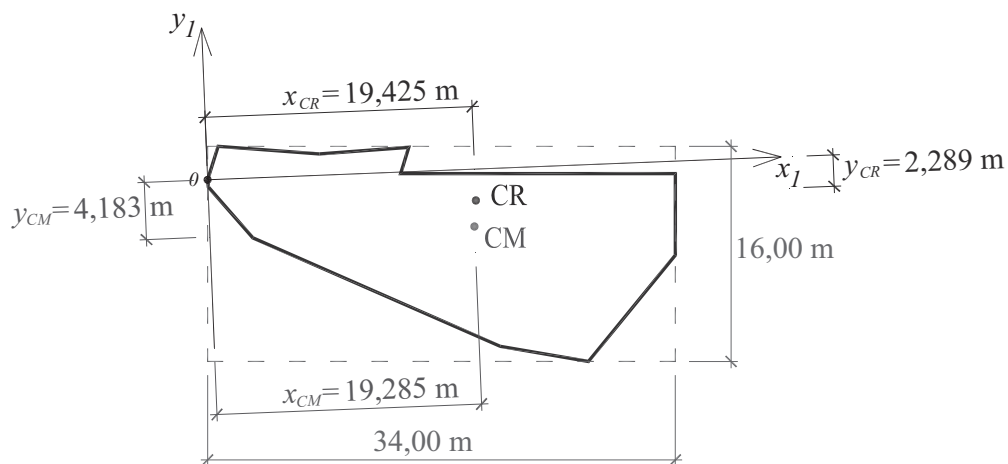


Figura E.4.2.20 Poziția centrului de rigiditate (CR) și a centrului maselor (CM) la planșeul peste etajul 4 și dreptunghiul circumscris având laturile paralele cu direcțiile considerate pentru acțiunea seismică

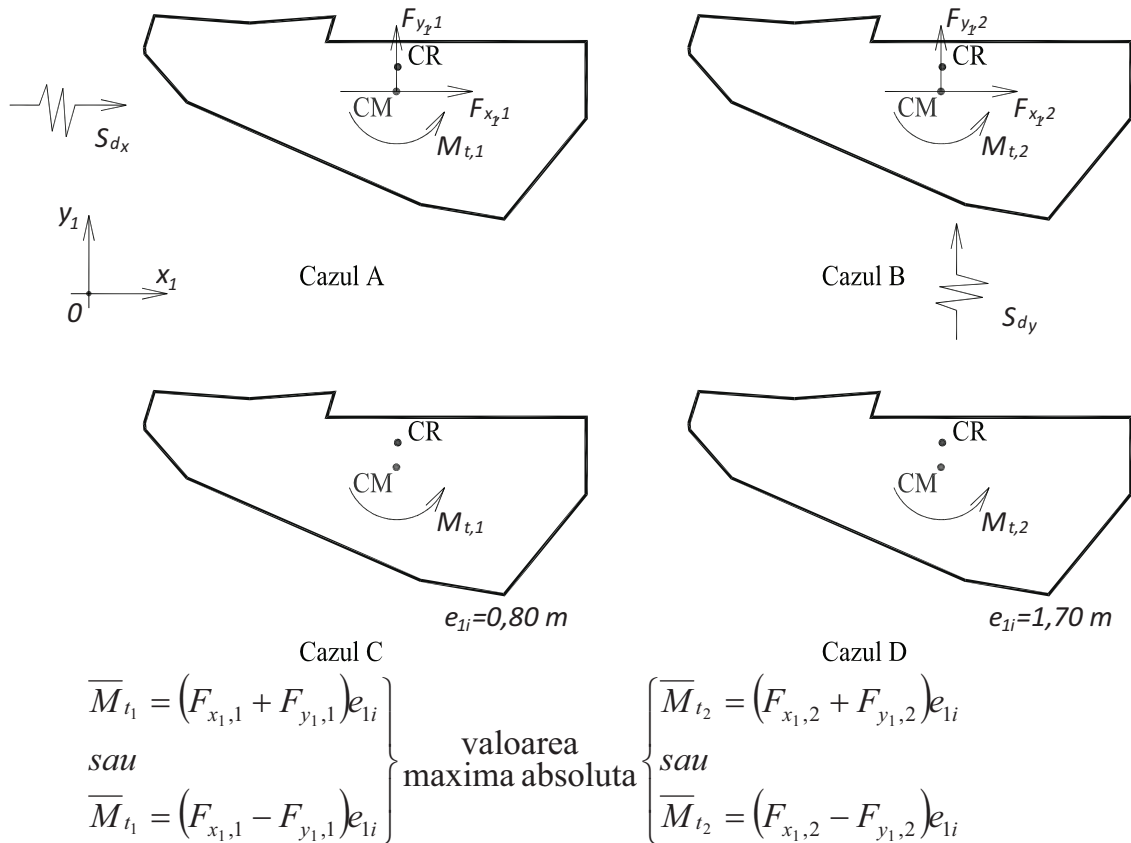


Figura E 4.2.21 Cazurile de încărcare cu forțe convenționale static echivalente acțiunii seismice

Cu aceste cazuri de încărcare se efectuează toate cele 16 combinații de încărcări posibile în ipoteza acțiunii seismice dominante în direcția $0x_1$ conform tabelului E 4.2.13.

Pentru o acțiune seismică independentă în direcția $0y_1$ se repetă combinațiile de mai sus cu $0,3\chi_1$ și respectiv $-\chi_2$, rezultând 32 de combinații posibile. Rezultatele obținute vor trebui adunate cu eforturile provenite din încărcările gravitaționale, conform regulii de combinare care conține acțiunea seismică.

Procedeul de calcul prezentat furnizează direct semnele eforturilor și deplasărilor.

Utilizarea direcțiilor principale pentru modelarea acțiunii seismice nu exclude și utilizarea altor direcții de acțiune care pot fi relevante. În cazul analizat structura conține un cadru longitudinal în axul 4 paralel cu axa $0x_1$ principală, precum și pereți structurali și cadre transversale în axele A, B, C, D, E și F, dar și cadre longitudinale în axele 1, 2 și 3, înclinate față de direcțiile principale $0x_1$ și $0y_1$. Pentru aceste ultime două șiruri de cadre transversale și longitudinale este necesar să se repete raționamentul de mai sus considerând axele inițiale $0x$ și $0y$ ca direcții relevante de acțiune. Desigur calculul este laborios și necesită folosirea unor programe automate de calcul capabile de a efectua toate combinațiile necesare de calcul, inclusiv verificarea deplasărilor relative de nivel.

Tabelul E 4.2.13

Cazul Combi-nația	A	B	C	D
1	χ_1	$0,3\chi_2$	χ_1	$0,3\chi_2$
2	χ_1	$0,3\chi_2$	χ_1	$-0,3\chi_2$
3	χ_1	$0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$
4	χ_1	$0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$
5	χ_1	$-0,3\chi_2$	χ_1	$0,3\chi_2$
6	χ_1	$-0,3\chi_2$	χ_1	$-0,3\chi_2$
7	χ_1	$-0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$
8	χ_1	$-0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$
9	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$	χ_1	$0,3\chi_2$
10	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$	χ_1	$-0,3\chi_2$
11	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$
12	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$
13	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$	χ_1	$0,3\chi_2$
14	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$	χ_1	$-0,3\chi_2$
15	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$0,3\chi_2$
16	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$

E 4.2.3.6. Verificarea deplasărilor în stadiul limită ultim (ULS)

Pentru secțiunile de beton nedegradate (nefisurate) deplasările de nivel se obțin direct din fiecare combinație de încărcare din tabelul E 4.2.13. De exemplu pentru stâlpul din axul E/4 în combinația 1 de încărcare se prezintă în tabelul E4.2.14 deplasările elastice la fiecare nivel al clădirii:

Verificarea deplasărilor laterale la starea limită ultimă se efectuează conform anexei E cu relația:

$$d_r^{ULS} = cq d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

în care factorul de comportare $q = 5,4$.

Deplasările se recalculează considerând elementele din beton pentru stâlpi, grinzi și pereți fisurate. În acest caz codul recomandă reducerea modulului de rigiditate $E_b I_b$ cu 50%. Aceasta este echivalent cu o majorare de două ori a deplasărilor din tabelul E 4.2.14 obținute în cazul elementelor de beton nefisurat.

$$d_{re} = \frac{d_{re/nefisurat}}{0,5} = \begin{cases} 0,3226 \times 2 = 0,6452 \text{ cm} \\ 0,3433 \times 2 = 0,6866 \text{ cm} \end{cases}$$

Coeficientul c se obține prin interpolare liniară în domeniul:

$$1 < c = 3 - 2,3 \frac{T_1}{T_c} = 3 - 2,3 \frac{0,846}{1,6} = 1,784 > \frac{\sqrt{T_c \cdot q}}{1,7} = \frac{\sqrt{1,6 \cdot 5,4}}{1,7} = 1,729$$

Rezultă $c = 1,729$

Se obține

$$d_r^{ULS} = 1,729 \times 5,4 \times \begin{cases} 0,6452 = 6,024 \text{ cm} \\ 0,6866 = 6,411 \text{ cm} \end{cases} < d_{r,a}^{ULS} = 0,025 \times 365 = 9,125 \text{ cm}$$

Tabelul E 4.2.14

Nivel	u_{x_1} (cm)	u_{y_1} (cm)	$\Delta u_{x_1,e}$ (cm)	$\Delta u_{y_1,e}$ (cm)	Δu_e (cm)	h_{nivel} (m)
6	1,301	1,053	0,132	0,143	0,1946	3,35
5	1,169	0,910				
4	0,971	0,724	0,198	0,186	0,2715	3,65
3	0,724	0,517	0,247	0,207	0,3226	3,65
2	0,449	0,311	0,275	0,206	0,3433	3,65
1	0,186	0,130	0,263	0,181	0,3192	3,65
Parter	0,000	0,000	0,186	0,130	0,2269	4,20

E 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

E 5.1 Proiectarea unei structuri în cadre de beton armat

E 5.1.1. Precizarea datelor de proiectare

În prezentul exemplu se efectuează calculul și dimensionarea unei clădiri etajate P+7E cu structura de rezistență formată din cadre de beton armat. Clădirea are funcțiunea de birouri și este amplasată în municipiul Oltenița. O vedere în plan a etajului curent este schițată în Figura E 5.1.1. În cele ce urmează se face o scurtă prezentare a principalelor caracteristici ale clădirii.

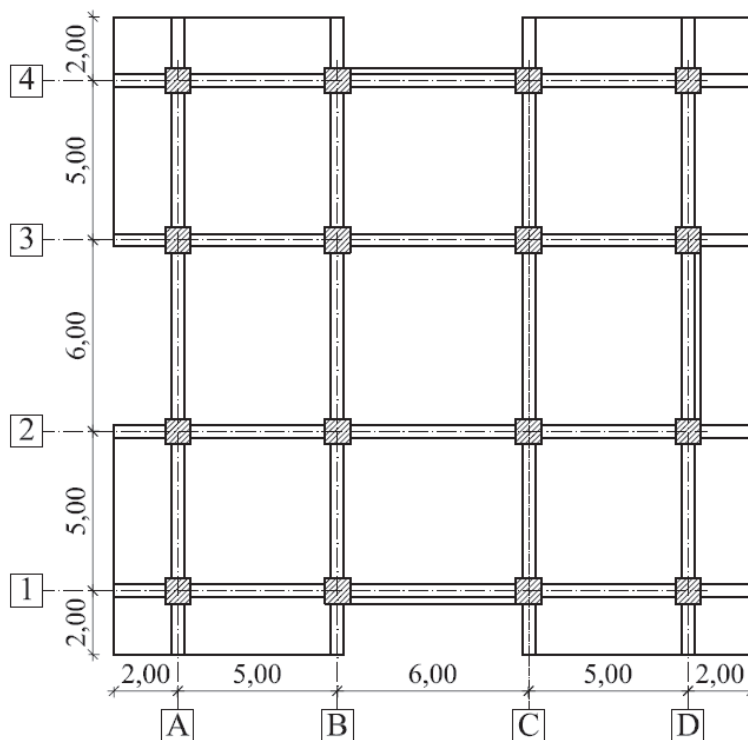


Figura E 5.1.1. Schiță nivel curent

Funcțiunile clădirii:

- Etaje curente: birouri, grupuri sanitare;
- Parter: birouri, sală de conferință, grupuri sanitare
- Subsol: tehnic;
- Terasă: necirculabilă.

Date generale de alcătuire a clădirii:

- Structura de rezistență:
 - Suprastructura: de tip cadru din beton armat monolit;
 - Infrastructura: radier general și pereți perimetrali din beton armat monolit;

- Închideri și compartimentări:
 - pereți exteriori din blocuri bca și termoizolație din polistiren extrudat, aplicat la exterior;
 - pereți interiori: pereți interiori din BCA între spațiile cu funcțiuni diferite, pereți ușori în rest;
- Tehnologia de execuție: beton armat monolit (inclusiv planșee), turnat în cofraje.

Condiții de proiectare a clădirii:

- Localitatea: Oltenița;
- Clasa de importanță și de expunere III, $\gamma_{1,e}=1,0$
- Condiții seismice:
 - accelerația maximă a terenului (IMR = 225 ani), $a_g = 0,25g$
 - $T_B = 0,2$ s
 - $T_C = 1,0$ s
- Clasa de ductilitate DCH (determinată de condițiile seismice)
- Zona de zăpadă: $s_k = 2,0$ kN/m²

Caracteristici geometrice ale structurii (Fig. 1):

- 3 deschideri (5,0m;6,0m,5,0m);
- 3 travee (5,0m;6,0m,5,0m);
- Înălțimea de nivel: 3,0m.

Valori de proiectare ale rezistențelor:

- pentru beton clasa C25/30
 - $f_{ck} = 25$ N/mm²
 - $f_{cd} = 16,67$ N/mm²
 - $f_{ctm} = 2,6$ N/mm²
 - $f_{ctd} = 1,2$ N/mm²
- pentru oțel
 - $f_{yk} = 345$ N/mm²
 - $f_{yd} = 300$ N/mm²

E 5.1.2. Evaluarea încărcărilor gravitaționale în situația de proiectare la cutremur

- greutate proprie placă: $h_{sl} \cdot \gamma_{rc} = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$;
- încărcare din pardoseală: $h_p \cdot \gamma_{rc} = 0,05 \cdot 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$;
- încărcare din atic: $h_a \cdot b_a \cdot \gamma_{rc} = 1,00 \cdot 0,20 \cdot 25 = 5,0 \text{ kN/m}$;
- încărcare din închideri: $0,25 \cdot (3,00 - 0,60) \cdot 8 \cdot 0,7 + 0,04 \cdot 3,00 \cdot 18 \cdot 0,7 = 4,87 \text{ kN/m}$.

unde,

h_{sl} este înălțimea plăcii;

γ_{rc} este greutatea specifică a betonului armat;

h_p este grosimea pardoselii

h_a este înălțimea aticului

b_a este lățimea aticului.

Evaluarea încărcărilor de proiectare conform CR 0-2012 pe planșeul curent și pe cel de terasă este sistematizată în tabelele 1 și 2 în care:

- gruparea fundamentală (GF) reprezintă combinația factorizată a acțiunilor care cuprinde exclusiv sarcini gravitaționale
- gruparea seismică (GS) reprezintă combinația factorizată a acțiunilor care cuprinde și acțiunea seismică cu valoarea de proiectare

Tabelul E 5.1.1. Incărcări gravitaționale la nivel curent

a) Încărcari uniform distribuite pe placă

Nume încărcare	Valoare caracteristică q_k [kN/m ²]	Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
		coef. de grupare Ψ	valoare de proiectare q^{GF} [kN/m ²]	coef. de grupare Ψ	valoare de proiectare q^{GS} [kN/m ²]
Permanente	Greutate proprie placă	1.35	5.06	1.00	3.75
	Greutate proprie pardoseală	1.35	1.49	1.00	1.10
	Încărcare echivalentă din pereți interiori	1.35	1.35	1.00	1.00
	Tavan fals și instalații	1.35	0.68	1.00	0.50
Variabile	Încărcare utilă	1.50	4.50	0.30	0.90
		Σ	13.07	Σ	7.25

b) Încărcari uniform distribuite pe grinzile perimetrare

Nume încărcare	Valoare caracteristică q_k [kN/m]	Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
		coef. de grupare Ψ	valoare de proiectare q^{GF} [kN/m]	coef. de grupare Ψ	valoare de proiectare q^{GS} [kN/m]
Permanente	Încărcare din pereți de închidere	1.35	6.57	1.00	4.87
		Σ		Σ	

Tabelul E 5.1.2. Încărcări gravitaționale la terasă

a) Încărcari uniform distribuite pe placă

Nume încărcare	Valoare caracteristică		Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
	q_k [kN/m ²]		coef. de grupare	valoare de proiectare q^{GF} [kN/m ²]	coef. de grupare	valoare de proiectare q^{GS} [kN/m ²]
Permanente	Greutate proprie placă	3.75	1.35	5.06	1.00	3.75
	Greutate proprie beton de pantă	1.50	1.35	2.03	1.00	1.50
	Termo-hidroizolație	0.50	1.35	0.68	1.00	0.50
	Tavan fals și instalații	0.50	1.35	0.68	1.00	0.50
Variabile	Încărcare din zapadă	1.60	1.50	2.40	0.40	0.64
			Σ	10.84	Σ	6.89

b) Încărcari uniform distribuite pe grinzi perimetrice

Nume încărcare	Valoare caracteristică		Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
	q_k [kN/m]		coef. de grupare	valoare de proiectare q^{GF} [kN/m]	coef. de grupare	valoare de proiectare q^{GS} [kN/m]
Permanente	Încărcare din atic	5.00	1.35	6.75	1.00	5.00
			Σ		Σ	

E 5.1.3. Predimensionarea elementelor structurale

În cazul structurilor de beton armat, etapa de predimensionare a elementelor structurale are o importanță crescută datorită aportului acestora la încărcările gravitaționale și la masa clădirii. Criteriile de predimensionare pot fi cele referitoare la condiții de rigiditate (săgeți admisibile), de ductilitate, sau pot fi cerințe arhitecturale sau tehnologice.

Predimensionarea plăcii:

Predimensionarea plăcii s-a făcut pe baza criteriilor de rigiditate și din considerente arhitecturale.

$$h_{sl} \cong \frac{P}{180} + 1...2cm = \frac{600 \cdot 4}{180} + 1...2cm \cong 15cm$$

Din considerente arhitecturale: $h_{sl} = 15cm$

Se alege: $h_{sl} = 15cm$

Predimensionarea grinzilor:

În cazul grinzilor, dimensiunile acestora au fost stabilite preliminar considerând criteriile de rigiditate și arhitecturale. Secțiunea grinzilor longitudinale este identică cu secțiunea grinzilor transversale și are următoarele dimensiuni:

$$h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot l_{cl} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot 6,00m = 0,75...0,5m \rightarrow \text{se alege } h_w = 60cm$$

$$b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \cdot 0,60m = 0,30...0,20m \rightarrow \text{se alege } b_w = 30cm$$

Predimensionarea stâlpilor:

În cazul stâlpilor, criteriul de predimensionare aplicat este cel legat de asigurarea ductilității locale a stâlpilor prin limitarea efortului mediu de compresiune. Codul P 100-1 (paragraful 5.3.4.2.2) recomandă limitarea valorii efortului axial normalizat la 0,45 (caz în care nu este necesară verificarea explicită a capacității necesare de deformare) sau 0,55 (caz în care este necesară verificarea explicită a capacității necesare de deformare). Pentru exemplul de față s-a preferat alegerea unei valori relativ mari a efortului unitar mediu de compresiune, pentru a reduce dimensiunile secțiunilor transversale ale stâlpilor. Verificarea condiției de ductilitate necesită evaluarea forței axiale de compresiune și determinarea unei arii de beton necesare a stâlpului.

Nu se propune schimbarea secțiunii stâlpilor pe înălțimea clădirii, pentru a evita variația rigidității etajelor, al căror efect defavorabil a fost pus în evidență prin calcule dinamice și prin degradările suferite de acest tip de clădiri la cutremure.

Forțele axiale din stâlpi se determină în funcție de poziția în structură și de ariile aferente.

Pentru estimarea greutateilor proprii ale stâlpilor se vor considera secțiuni egale de stâlpi (60 x 60 cm) atât pentru stâlpii marginali cât și pentru cei interiori.

- Stâlp marginal (S_m)

La baza stâlpului marginal cel mai solicitat, forța axială produsă de încărcările gravitaționale asociate grupării speciale de încărcări are valoarea :

$$N_{Sm}^{GS} = \sum q_{i,terasa}^{GS} \cdot A_{af} + \sum (q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af}) + (n-1) \cdot \left[\sum q_{i,nc}^{GS} \cdot A_{af} + \sum (q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af}) \right] + G_{Sm}^{GS} =$$

$$= 6,89 \cdot 20,25 + (5,00 \cdot 9 + 1,875 \cdot 14 + 3,375 \cdot 5) + 7 \cdot [7,25 \cdot 20,25 + (4,87 \cdot 5 + 1,875 \cdot 14 + 3,375 \cdot 5)] + 0,60^2 \cdot 24 \cdot 25 = 1943,7kN$$

unde,

$\sum q_i^{GS}$	suma încărcărilor uniform distribuite pe placă
A_{af}	aria aferentă stâlpului
q_j^{GS}	încărcarea „j” uniform distribuită pe grindă
l_{af}	lungimea pe care acționează încărcarea q_j^{GS} , aferentă stâlpului
n	numărul de niveluri
G_S^{GS}	greutatea proprie a stâlpului

Pentru a ține seama de efectul indirect produs de către acțiunea seismică, valoarea admisibilă a efortului axial mediu normalizat, v_d , se alege 0,4.

$$v_d = \frac{N_{Sm}^{GS}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} = 0,4$$

$$b_c = h_c = \sqrt{\frac{N_{Sm}^{GS}}{v_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{1943,7 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 16,67}} = 539,9mm \rightarrow \text{se alege } h_c = b_c = 55cm$$

- Stâlp central (S_c)

La baza stâlpului central cel mai solicitat forța axială produsă de încărcările gravitaționale asociate grupării speciale de încărcări are valoarea :

$$N_{Sc}^{GS} = \sum q_{i,terasa}^{GS} \cdot A_{af} + \sum (q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af}) + (n-1) \cdot \left[\sum q_{i,nc}^{GS} \cdot A_{af} + \sum (q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af}) \right] + G_{Sm}^{GS} =$$

$$= 6,89 \cdot 30,25 + 3,375 \cdot 11 + 7 \cdot (7,25 \cdot 30,25 + 3,375 \cdot 11) + 0,60^2 \cdot 24 \cdot 25 =$$

$$= 2256,6kN$$

$$v_d = \frac{N_{Sm}^{GS}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} = 0,5$$

$$b_c = h_c = \sqrt{\frac{N_{Sm}^{GS}}{v_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{2256,6 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 16,67}} = 520,3mm \rightarrow \text{se alege } h_c = b_c = 55cm$$

E 5.1.4. Evaluarea încărcărilor seismice

Acțiunea seismică a fost modelată în cel mai simplu mod, folosind metoda forțelor seismice statice echivalente. Acțiunea forțelor laterale a fost considerată separat pe direcțiile principale de rezistență ale clădirii. Modurile proprii fundamentale de translație pe cele două direcții principale au contribuția predominantă la răspunsul seismic total, efectul modurilor proprii superioare de vibrație fiind neglijat.

Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental pentru fiecare direcție principală se determină după cum urmează:

$$F_b = \gamma_I \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = c \cdot G \quad (1)$$

unde,

γ_I factor de importanță-expunere al construcției; pentru construcții obișnuite $\gamma_I = 1$

$S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1

$$S_d(T_1) = \frac{a_g \cdot \beta(T_1)}{q}$$

T_1 perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală considerată

$\beta(T_1)$ spectrul normalizat de răspuns elastic (pentru $T_C < T_1 < T_D$
 $\beta(T_1) = \beta_0 \cdot T_C / T_1 = 2,5 \cdot 1,0 / 1,11 = 2,25$, vezi și 5.1.6.2)

a_g accelerația maximă de proiectare a terenului în amplasament; pentru Oltenița $a_g = 0,25 g$

g accelerația gravitațională

q factor de comportare al structurii; pentru o structură în cadre cu mai multe niveluri și mai multe deschideri, pentru clasa H de ductilitate, $q = q_0 \cdot \alpha_H / \alpha_I = 5 \cdot 1,35 = 6,75$

m masa totală a clădirii

λ factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, $\lambda = 1,0$ pentru $T > T_C$

c coeficient seismic

G greutatea totală a clădirii

Înlocuind în relația (1) se obține:

$$F_b = \gamma_I \cdot \frac{a_g \cdot \beta(T)}{q} \cdot \frac{G}{g} \cdot \lambda = c \cdot G \Rightarrow c = 1 \frac{0,25 \cdot 2,25}{6,75} = 0,083$$

Forțele seismice au fost introduse în programul de calcul structural prin coeficientul seismic “c” folosind o distribuție triunghiulară pe înălțime. Valoarea forțelor seismice pe fiecare nivel este prezentată în Tabelul E 5.1.3.

Tabelul E 5.1.3. Forțe seismice de nivel

Nivel	$F_{i,x}$ [kN]	$F_{i,y}$ [kN]
7	532	532
6	491	491
5	421	421
4	351	351
3	281	281
2	210	210
1	140	140
P	70	70

E 5.1.5. Modelul pentru calcul structural. Ipoteze

Calculul structurii la acțiunea forțelor laterale și verticale a fost efectuat folosind un program de calcul structural. Modelul de calcul al suprastructurii este cel spațial considerat încastrat la baza primului nivel, diferența de rigiditate între infrastructură (cu pereți de beton armat pe contur) și suprastructură permițând adoptarea acestei ipoteze simplificatoare.

Planșeul de beton armat are rigiditate și rezistență substanțială pentru a prelua eforturile produse de forțele laterale, iar datorită regularității și omogenității structurii poate fi considerat indeformabil în planul său.

Elementele structurale ale suprastructurii, stâlpi și grinzi, au fost modelate folosind elemente finite de tip bară. Nodurile dintre stâlpi și grinzi au fost considerate indeformabile.

Ipotezele privind rigiditatea elementelor structurale în stadiul de exploatare (domeniul fisurat de comportare) diferă funcție de verificările efectuate și vor fi descrise separat în cadrul paragrafelor respective.

E 5.1.6. Verificarea deplasărilor laterale

Se are în vedere verificarea la două stări limită, respectiv starea limită de serviciu (SLS) și starea limită ultimă (ULS) (Anexa E – cod P 100-1).

E 5.1.6.1. Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Verificarea la starea limită de serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin controlul degradărilor elementelor nestructurale și al componentelor instalațiilor aferente construcției. Cutremurul asociat acestei stări limită este un cutremur moderat ca intensitate, având o probabilitate de apariție mai mare decât cel asociat stării limită ultime.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

unde,

d_r^{SLS}	deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS
v	factor de reducere care ține seama de perioada de revenire mai mică a cutremurului; $v = 0,5$
q	factor de comportare specific tipului de structură
d_{re}	deplasarea relativă a aceluiași nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare
$d_{r,a}^{SLS}$	valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel

Valorile deplasărilor d_{re} se calculează folosind ipoteze de calcul a rigidității elementelor structurale conforme cu starea efectivă de fisurare a acestora, funcție de gradul de interacțiune între elementele structurale și cele nestructurale (compartimentări și închideri). La acțiunea unui cutremur moderat ca intensitate se presupune că legăturile între elementele de închidere și compartimentare și stâlpi sau grinzi nu sunt compromise, iar degradările elementelor nestructurale în discuție sunt ne semnificative ca urmare a condițiilor de limitare a deplasărilor laterale. În aceste condiții se ține seama de aportul elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii. În mod simplificat, evaluarea globală a rigidității structurii se face prin considerarea proprietăților de deformație a secțiunilor nefisurate (stadiul I de comportare) a elementelor structurale și neglijarea în compensație, a aportului elementelor nestructurale. În cazul în care elementele nestructurale nu se deformează solidar cu structura, rigiditatea structurii se evaluează considerând proprietățile de deformație a elementelor structurale în stadiul fisurat.

În cazul de față valorile d_{re} se estimează în ipoteza rigidității secționale a elementelor structurale în stadiul nefisurat:

$$(EI)_{conv} = E_c \cdot I_c$$

unde,

E_c	modulul de elasticitate al betonului
I_c	momentul de inerție al secțiunii brute de beton

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel pentru cazul în care elementele nestructurale (cu cedare fragilă) sunt atașate structurii este:

$$d_{r,a}^{SLS} = 0,005 \cdot h = 0,05 \cdot 3000 = 15\text{mm}$$

unde,

h înălțimea etajului

După cum se poate observa din Tabelul E 5.1.4 și 5, structura cu dimensiunile elementelor obținute din predimensionare respectă verificarea la deplasare laterală corespunzătoare SLS.

E 5.1.6.2. Verificarea la starea limită ultimă (ULS)

Verificarea de deplasare la starea limită ultimă are drept scop principal prevenirea prăbușirii închiderilor și compartimentărilor, limitarea degradărilor structurale și a efectelor de ordinul II.

Cutremurul asociat acestei stări limită este cutremurul considerat pentru calculul rezistenței la forțe laterale a structurii, cutremurul de cod.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

unde,

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS

$d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel;

$$d_{r,a}^{ULS} = 0,025h = 0,025 \cdot 3000 = 75\text{mm}$$

c factorul de amplificare a deplasărilor.

$$1 \leq c = 3 - 2,3 \frac{T}{T_c} < \frac{\sqrt{T_c \cdot q}}{1,7}$$

$$c = 3 - 2,3 \frac{1,11}{1} = 0,45 \Rightarrow c = 1$$

În cazul acțiunii unui cutremur puternic, rar, se vor produce degradări semnificative ale elementelor de compartimentare și închidere și prin urmare, aportul elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii poate fi neglijat, iar valorile d_{re} vor trebui calculate în ipoteza rigidității corespunzătoare stadiului fisurat a elementelor structurale. Se admite a se evalua rigiditatea structurii considerând jumătate din valorile modulelor de deformație a elementelor structurale în stadiul nefisurat. Relațiile de echivalență sunt următoarele:

$$d_{re} \text{ (în ipoteza } 0,5E_cI_c) = 2 d_{re} \text{ (în ipoteza } E_cI_c)$$

$$T \text{ (în ipoteza } 0,5E_cI_c) = \sqrt{2} T \text{ (în ipoteza } E_cI_c)$$

În aceste condiții perioadele corespunzătoare modurilor fundamentale pe cele două direcții principale sunt:

$$T_x = 1,11 \text{ s}$$

$$T_y = 1,11 \text{ s}$$

Verificarea explicită este prezentată în Tabelul E 5.1.4 și E 5.1.5.

Tabelul E 5.1.4. Verificarea deplasărilor relative în direcție longitudinală

Etaj	d _{re} (EI)	SLS				ULS			
		v	q	d _r ^{SLS}	d _{r,a} ^{SLS}	c	q	d _r ^{ULS}	d _{r,a} ^{ULS}
	[mm]			[mm]	[mm]			[mm]	[mm]
7	1.2	0.5	6.75	4.1	15.0	1.00	6.75	16.2	75.0
6	1.9			6.4	15.0			25.7	75.0
5	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0
4	3.3			11.1	15.0			44.6	75.0
3	3.5			11.8	15.0			47.3	75.0
2	3.7			12.5	15.0			50.0	75.0
1	3.8			12.8	15.0			51.3	75.0
P	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0









Tabelul 5.1.5. Verificarea deplasărilor relative în direcție transversală

Etaj	d _{re} (EI)	SLS				ULS			
		v	q	d _r ^{SLS}	d _{r,a} ^{SLS}	c	q	d _r ^{ULS}	d _{r,a} ^{ULS}
	[mm]			[mm]	[mm]			[mm]	[mm]
7	1.2	0.5	6.75	4.1	15.0	1.00	6.75	16.2	75.0
6	1.9			6.4	15.0			25.7	75.0
5	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0
4	3.3			11.1	15.0			44.6	75.0
3	3.5			11.8	15.0			47.3	75.0
2	3.7			12.5	15.0			50.0	75.0
1	3.8			12.8	15.0			51.3	75.0
P	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0

E 5.1.7. Calculul eforturilor în suprastructură

Calculul a fost efectuat considerând combinațiile de încărcări schematizate în Tabelul E 5.1.6. Încărcările laterale calculate conform paragrafului 4 au fost introduse în programul de calcul luând în considerare și o excentricitate accidentală (pozitivă sau negativă) a centrului maselor egală cu 5% din lungimea construcției pe direcție perpendiculară celei de atac.

Tabelul E 5.1.6 Combinații de încărcări

Denumire combinație de încărcări	Translație		Sensul rotirii cauzată de torsiunea accidentală
	Direcție	Sens	
GF = PERM „+” VAR	gravitațional	-	-
GSX1 = GSV „+” SX	longitudinal	⇒	
GSX2 = GSV „+” SX	longitudinal	⇒	
GSX3 = GSV „+” SX	longitudinal	⇐	
GSX4 = GSV „+” SX	longitudinal	⇐	
GSY1 = GSV „+” SY	transversal	↑	
GSY2 = GSV „+” SY	transversal	↑	
GSY3 = GSV „+” SY	transversal	↓	
GSY4 = GSV „+” SY	transversal	↓	

GF setul de acțiuni gravitaționale (permanente și variabile) asociate grupării fundamentale de încărcări

PERM încărcări permanente

VAR încărcări variabile

GSV setul de acțiuni gravitaționale (permanente și variabile) asociate acțiunii seimice

SX seism pe direcția longitudinală

SY seism pe direcția transversală

E 5.1.8. Dimensionarea elementelor structurale

E 5.1.8.1. Dimensionarea armăturii longitudinale a grinzilor

Momentele încovoietoare de dimensionare pentru grinzi se obțin din înfășurătoarea combinațiilor de încărcări.

Se prezintă doar modul de calcul pentru grinzile cadrului care preiau forțele laterale în secțiunile din zonele critice. Armarea consolelor și a grinzilor în afara zonelor critice se face conform SR EN 1992-1-1 și nu este prezentată explicit în acest exemplu.

M_{Ed} = momentul de proiectare din diagramele înfășurătoare.

$h_w = 0,6m$ = înălțimea grinzii;

$b_w = 0,3m$ = lățimea grinzii

$b_{eff} = b_c + 4h_f = 0,55 + 4 \cdot 0,15 = 1,15m$ – lățimea zonei aferente de placă pentru grinzile corespunzătoare stâlpilor marginali

$b_{eff} = b_c + 6h_f = 0,60 + 6 \cdot 0,15 = 1,45m$ – lățimea zonei aferente de placă pentru grinzile corespunzătoare stâlpilor interiori

b_c = lățimea stâlpului

h_f = grosimea plăcii

h_s = distanța între centrele de greutate ale armăturilor de la partea inferioară, $A_s^{(+)}$ și cele de la partea superioară, $A_s^{(-)}$

d = înălțimea utilă a secțiunii

- Armare la moment pozitiv : secțiune T dublu armată

Deoarece $|M_{Ed}^{(-)}| > |M_{Ed}^{(+)}|$, rezultă $A_s^{(-)} > A_s^{(+)}$ și $\lambda x < x_{lim}$

$$\Rightarrow A_s^{nec(+)} = \frac{M_{Ed}^{(+)}}{f_{yd} \cdot h_s}$$

Coefficientul de armare are expresia:

$$\rho = \frac{A_s^{(+)}}{b_w \cdot d}$$

Iar momentul capabil se calculează cu relația:

$$M_{Rb}^{(+)} = A_s^{(+)} \cdot f_{yd} \cdot d$$

- Armare la moment negativ : secțiune dreptunghiulară dublu armată

Se presupune $\lambda x < x_{lim} \Rightarrow A_s^{nec(-)} = \frac{M_{Ed}^{(-)}}{f_{yd} \cdot h_s}$

Se calculează $\lambda x = \frac{(A_s^{eff(-)} - A_s^{eff(+)}) \cdot f_{yd}}{b_w \cdot \eta \cdot f_{cd}}$

Dacă $\lambda x < x_{lim}$ atunci $A_s^{(-)}$ este calculată corect, iar:

$$\rho = \frac{A_s^{(-)}}{b_w \cdot d} \text{ și } M_{Rb}^{(-)} = A_s^{(-)} \cdot f_{yd} \cdot d$$

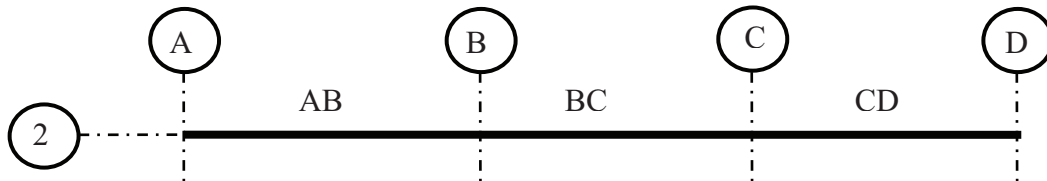
Calculul armăturii longitudinale a grinzilor pentru cele două direcții de acțiune a cutremurului (respectiv pentru cadrele longitudinale și transversale) se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.7 până la E 5.1.16. Deoarece structura este simetrică pe ambele direcții este suficient să se efectueze calculul doar pentru 2 cadre longitudinale sau transversale.

La alegerea armăturii longitudinale trebuie respectate condițiile constructive prevăzute la paragraful 5.3.4.1.2 din P 100-1. Suplimentar față de condițiile impuse de SR EN 1992-1-1, se recomandă dispunerea unei armături continue la partea superioară (cel puțin 25% din armătura totală), iar aria armăturii inferioare să fie cel puțin 50% din armătura superioară.

Coeфициentul minim de armare longitudinală care trebuie respectat pe toată lungimea grinzii este:

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot (f_{ctm} / f_{yk}) = 0,5 \cdot (2,6 / 345) = 0,0038$$

Armare longitudinalala grinzi - cadru interior



Tabelul E 5.1.7. Momente de proiectare [kNm]

Nivel		M_{Ed}^A		M_{Ed}^{AB}	M_{Ed}^B	M_{Ed}^{BC}	M_{Ed}^C	M_{Ed}^{CD}	M_{Ed}^D	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	-91	-110		-144		-144		-110	-91
	+			35		75		35		
6	-	-64	-153		-199		-199		-153	-64
	+			53		82		53		
5	-	-64	-212		-238		-238		-212	-64
	+			105		89		105		
4	-	-64	-260		-273		-273		-260	-64
	+			151		124		151		
3	-	-64	-300		-299		-299		-300	-64
	+			188		150		188		
2	-	-64	-330		-316		-316		-330	-64
	+			216		166		216		
1	-	-64	-347		-322		-322		-347	-64
	+			241		171		241		
P	-	-64	-327		-305		-305		-327	-64
	+			234		140		234		

Tabelul E 5.1.8. Arii de armatura necesare [mm²]

Nive		A ^A _{s, nec}		A ^{AB} _{s, nec}	A ^B _{s, nec}	A ^{BC} _{s, nec}	A ^C _{s, nec}	C	A ^{CD} _{s, nec}	A ^D _{s, nec}	
		stânga	dreapta							stânga	dreapta
7	-	994	737		959		959			737	994
	+			237		500		237			
6	-	701	1020		1324		1324			1020	701
	+			352		549		352			
5	-	701	1413		1587		1587			1413	701
	+			699		596		699			
4	-	700	1733		1820		1820			1733	700
	+			1005		825		1005			
3	-	699	1997		1995		1995			1997	699
	+			1252		998		1252			
2	-	698	2197		2107		2107			2197	698
	+			1442		1107		1442			
1	-	697	2313		2144		2144			2313	697
	+			1609		1139		1609			
P	-	696	2183		2031		2031			2183	696
	+			1560		932		1560			

Tabelul E 5.1.9. Alegerea armaturilor

Nive		A ^A _{s, nec}		A ^{AB} _{s, nec}	A ^B _{s, nec}	A ^{BC} _{s, nec}	A ^C _{s, nec}	A ^{CD} _{s, nec}	A ^D _{s, nec}	
		stânga	dreapta							
6 și 7	-	3ø22	3ø22		3ø22+2ø14		3ø22+2ø14		3ø22	3ø22
	+			3ø18		3ø18		3ø18		
4 și 5	-	2ø25	2ø25+2ø22		4ø25		4ø25		2ø25+2ø22	2ø25
	+			3ø22		3ø22		3ø22		
P, 1, 2 și 3	-	3ø25	5ø25		3ø25+2ø22		3ø25+2ø22		5ø25	3ø25
	+			2ø25+2ø22		3ø25		2ø25+2ø22		

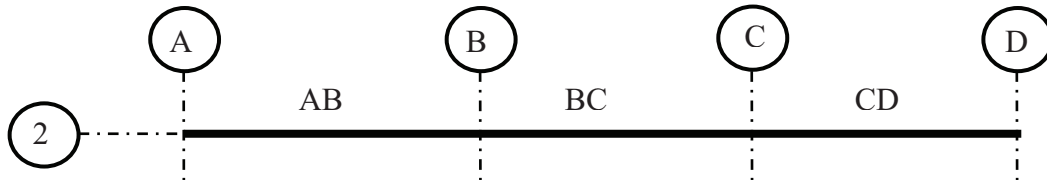
Tabelul E 5.1.10. Arii de armatura efective [mm²]

Nivel		A ^A _{s,ef}		A ^{AB} _{s,ef}	A ^B _{s,ef}	A ^{BC} _{s,ef}	A ^C _{s,ef}	A ^{CD} _{s,ef}	A ^D _{s,ef}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	1140	1140		1448		1448		1140	1140
	+			763		763		763		
6	-	1140	1140		1448		1448		1140	1140
	+			763		763		763		
5	-	982	1742		1963		1963		1742	982
	+			1140		1140		1140		
4	-	982	1742		1963		1963		1742	982
	+			1140		1140		1140		
3	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1473		1742		
2	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1473		1742		
1	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1473		1742		
P	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1473		1742		

Tabelul E 5.1.11. Momente capabile [kNm]

Nivel		M _{Rd} ^A		M _{Rd} ^{AB}	M _{Rd} ^B	M ^{BC}	M _{Rd} ^C	M _{Rd} ^{CD}	M _{Rd} ^D	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	105	171		217		217		171	105
	+			114		114		114		
6	-	105	171		217		217		171	105
	+			114		114		114		
5	-	90	261		294		294		261	90
	+			171		171		171		
4	-	90	261		294		294		261	90
	+			171		171		171		
3	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		221		261		
2	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		221		261		
1	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		221		261		
P	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		221		261		

Armare longitudinală grinzi - cadru exterior



Tabelul E 5.1.12. Momente de proiectare [kNm]

Nivel		M^A_{Ed}		M^{AB}_{Ed}	M^B_{Ed}	M^{BC}_{Ed}	M^C_{Ed}	M^{CD}_{Ed}	M^{CD}_{Ed}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	-142	-81		-130		-130		-81	-142
	+			20		45		20		
6	-	-105	-128		-177		-177		-128	-105
	+			57		63		57		
5	-	-105	-195		-213		-213		-195	-105
	+			114		101		114		
4	-	-105	-247		-245		-245		-247	-105
	+			167		133		167		
3	-	-105	-293		-285		-285		-293	-105
	+			210		156		210		
2	-	-105	-329		-318		-318		-329	-105
	+			245		171		245		
1	-	-105	-353		-340		-340		-353	-105
	+			266		174		266		
P	-	-105	-341		-323		-323		-341	-105
	+			250		145		250		

Tabelul E 5.1.13. Arii de armatură necesare [mm²]

Nivel		A ^A _{s,nec}		A ^{AB} _{s,nec}	A ^B _{s,nec}	A ^{BC} _{s,nec}	A ^C _{s,nec}	A ^{CD} _{s,nec}	A ^D _{s,nec}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	1546	538		868		868		538	1546
	+			132		302		132		
6	-	1142	850		1181		1181		850	1142
	+			380		423		380		
5	-	1141	1298		1421		1421		1298	1141
	+			757		674		757		
4	-	1142	1648		1634		1634		1648	1142
	+			1112		884		1112		
3	-	1142	1951		1897		1897		1951	1142
	+			1401		1041		1401		
2	-	1142	2194		2118		2118		2194	1142
	+			1630		1138		1630		
1	-	1143	2354		2265		2265		2354	1143
	+			1777		1161		1777		
P	-	1143	2273		2153		2153		2273	1143
	+			1669		964		1669		

Tabelul E 5.1.14. Alegerea armaturilor

Nivel		A ^A _{s,nec}		A ^{AB} _{s,nec}	A ^B _{s,nec}	A ^{BC} _{s,nec}	A ^C _{s,nec}	A ^{CD} _{s,nec}	A ^D _{s,nec}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
6 și 7	-	4ø22+ 1ø14	2ø22+ 1ø14		3ø22		3ø22		2ø22+ 1ø14	4ø22+ 1ø14
	+			2ø18+1ø14		2ø18+1ø14		2ø18+1ø14		
4 și 5	-	2ø25+2 ø22	2ø25+2 ø22		2ø25+2ø22		2ø25+2ø22		2ø25+2 ø22	2ø25+2 ø22
	+			3ø22		2ø22+ 1ø14		3ø22		
P, 1, 2 și 3	-	3ø25	5ø25		3ø25+2ø22		3ø25+2ø22		5ø25	3ø25
	+			2ø25+2ø22		2ø25+1ø22		2ø25+2ø22		

Tabelul E 5.1.15. Arii de armatura efective [mm²]

Nivel		A ^A _{s,ef}		A ^{AB} _{s,ef}	A ^B _{s,ef}	A ^{BC} _{s,ef}	A ^C _{s,ef}	A ^{CD} _{s,ef}	A ^D _{s,ef}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	1674	914		1140		1140		914	1674
	+			663		663		663		
6	-	1674	914		1140		1140		914	1674
	+			663		663		663		
5	-	1742	1742		1742		1742		1742	1742
	+			1140		914		1140		
4	-	1742	1742		1742		1742		1742	1742
	+			1140		914		1140		
3	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1362		1742		
2	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1362		1742		
1	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1362		1742		
P	-	1473	2454		2233		2233		2454	1473
	+			1742		1362		1742		

Tabelul E 5.1.16. Momente capabile [kNm]

Nivel		M _{Rd} ^A		M _{Rd} ^{AB}	M _{Rd} ^B	M ^{BC}	M _{Rd} ^C	M _{Rd} ^{CD}	M _{Rd} ^D	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	154	137		171		171		137	154
	+			99		99		99		
6	-	154	137		171		171		137	154
	+			99		99		99		
5	-	160	261		261		261		261	160
	+			171		137		171		
4	-	160	261		261		261		261	160
	+			171		137		171		
3	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		204		261		
2	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		204		261		
1	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		204		261		
P	-	135	368		335		335		368	135
	+			261		204		261		

E 5.1.8.2. Dimensionarea armăturii transversale a grinzilor

Forțele tăietoare de proiectare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitațională din gruparea seismică și momentele de la extremitățile grinzii, corespunzătoare fiecărui sens de acțiune, la formarea articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

La fiecare secțiune de capăt, se calculează 2 valori ale forțelor tăietoare de proiectare, maximă ($V_{Ed,max}$) și minimă ($V_{Ed,min}$), corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative ($M_{db,i}$) care se dezvoltă la cele 2 extremități $i = 1$ și $i = 2$ ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

unde,

$M_{Rb,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i , în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;

γ_{Rd} factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului, $\gamma_{Rd} = 1,2$

$\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice obținute în situația seismică de proiectare.

În plus față de versiunea anterioară a codului, modul de dimensionare la forță tăietoare și de armare transversală a zonelor critice se stabilește funcție de valoarea algebrică a raportului între forța tăietoare minimă și cea maximă, $\zeta = V_{Ed,min} / V_{Ed,max}$, în secțiunea de calcul.

Dacă:

$$\zeta < -0,5 \text{ și } |V_{Ed}|_{\max} > (2 + \zeta) b_w df_{ctd}$$

atunci jumătate din valoarea forței tăietoare de dimensionare se preia prin etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armături înclinate dispuse pe două direcții înclinate cu $\pm 45^\circ$ față de axa grinzii.

$$|V_{Ed}|_{\max} = \max(|V_{Ed,min}|, |V_{Ed,max}|)$$

În cazul structurii analizate nu a fost nevoie de armătură înclinată pentru preluarea forței tăietoare în nicio secțiune a grinzilor.

Algoritm de calcul

Pentru structuri obișnuite (grinzi slabe – stâlpi tari), cum este și cazul de față, raportul $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}$ este supraunitar, iar momentele maxime ce pot să apară la extremitățile grinzii se pot calcula cu relațiile:

$$M_{db,1} = \gamma_{Rd} M_{Rb,1} = \gamma_{Rd} \cdot A_s^{eff(+)} \cdot f_{yd} \cdot h_s$$

$$M_{db,2} = \gamma_{Rd} M_{Rb,2} = \gamma_{Rd} \cdot A_s^{eff(-)} \cdot f_{yd} \cdot h_s$$

Se determină valorile forțelor tăietoare minime și maxime:

$$V_{Ed,max} = \frac{M_{db,1} + M_{db,2}}{l_{cl}} + \frac{q_{eq}^{GS} \cdot l_{cl}}{2}$$

$$V_{Ed,min} = -\frac{M_{db,1} + M_{db,2}}{l_{cl}} + \frac{q_{eq}^{GS} \cdot l_{cl}}{2}$$

unde,

l_{cl} deschiderea liberă a grinzii

q_{eq}^{GS} încărcarea echivalentă uniform distribuită pe grindă corespunzătoare încărcărilor gravitaționale din combinația seismică

Valoarea de proiectare a forței tăietoare în secțiunea considerată se ia:

$$V_{Ed} = \max(|V_{Ed,min}|, |V_{Ed,max}|)$$

Calculul se efectuează conform SR EN 1992-1-1 considerând înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele de 45°.

Se verifică rezistența bielor comprimate cu expresia:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{ctg(\theta) + tg(\theta)}$$

unde,

α_{cw} coeficient ce ține seama de starea de efort în fibra comprimată;
 $\alpha_{cw} = 1$ pentru structuri fără precomprimare

z brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0,9d$

ν_1 coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare; $\nu_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,54$

θ unghiul între biela comprimată și axul grinzii; $\theta = 45^\circ$

Dacă inegalitatea de mai sus este verificată se determină aria secțiunilor pentru forță tăietoare cu expresia:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)^{nec} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot ctg(\theta)}$$

unde,

A_{sw} aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale unui rând de etrieri

s distanța între rândurile de etrieri

În zonele critice de la extremitățile grinzilor cu lungimea $l_{cr} = 1,5h_w$, măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime, situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii, unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, distanța maximă între rândurile de etrieri este egală cu:

$$s_{max} = \min \{h_w/4; 150mm; 8d_{bL}\}$$

unde,

d_{bL} diametrul minim al armăturilor longitudinale.

Diametrul minim al etrierilor este de 6 mm.

Calculul armăturii transversale a grinzilor pentru cele două direcții de acțiune a cutremurului (respectiv pentru cadrele longitudinale și transversale) se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.17 până la E 5.1.22.

Tabelul E 5.1.17. Alegerea modului de armare - cadru interior; forțele tăietoare sunt exprimate în [kN]

Nivel		V _A		V _B		V _C		V _D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
7	V _{GS}		49	-49	68	-68	49	-49	
	V _S +		89		73		77		
	V _S -		77		73		89		
	V _{Edmin}	65	-40	28	-5	5	-28	40	65
	V _{Edmax}	65	126	-139	141	-141	139	-126	65
	ζ		-0.32	-0.20	-0.03	-0.03	-0.20	-0.32	
6	V _{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V _S +		89		73		77		
	V _S -		77		73		89		
	V _{Edmin}	45	-37	25	-13	13	-25	37	45
	V _{Edmax}	45	129	-142	133	-133	142	-129	45
	ζ		-0.29	-0.17	-0.10	-0.10	-0.17	-0.29	
5	V _{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V _S +		126		102		117		
	V _S -		117		102		126		
	V _{Edmin}	45	-73	64	-43	43	-64	73	45
	V _{Edmax}	45	169	-178	162	-162	178	-169	45
	ζ		-0.43	-0.36	-0.26	-0.26	-0.36	-0.43	

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
4	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	$V_S +$		126		102		117		
	$V_S -$		117		102		126		
	V_{Edmin}	45	-73	64	-43	43	-64	73	45
	V_{Edmax}	45	169	-178	162	-162	178	-169	45
	ζ		-0.43	-0.36	-0.26	-0.26	-0.36	-0.43	
3	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	$V_S +$		161		122		170		
	$V_S -$		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	
2	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	$V_S +$		161		122		170		
	$V_S -$		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	
1	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	$V_S +$		161		122		170		
	$V_S -$		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	
P	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	$V_S +$		161		122		170		
	$V_S -$		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	

Tabelul E 5.1.18. Forte taietoare de proiectare - cadru interior [kN]

Nivel	$V_{Ed,A}$		$V_{Ed,B}$		$V_{Ed,C}$		$V_{Ed,D}$	
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
7	65	126	139	141	141	139	126	65
6	45	129	142	133	133	142	129	45
5	45	169	178	162	162	178	169	45
4	45	169	178	162	162	178	169	45
3	45	222	213	182	182	213	222	45
2	45	222	213	182	182	213	222	45
1	45	222	213	182	182	213	222	45
P	45	222	213	182	182	213	222	45

Tabelul E 5.1.19. Alegerea armaturilor - cadru interior

Nivel		A		B		C		D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
7	V_{Ed}	65	126	139	141	141	139	126	65
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	4.3	7.3	7.6	7.7	7.7	7.6	7.3	4.3
	\emptyset	6	8	8	8	8	8	8	6
6	V_{Ed}	45	129	142	133	133	142	129	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	7.3	7.7	7.4	7.4	7.7	7.3	3.6
	\emptyset	6	8	8	8	8	8	8	6
5	V_{Ed}	45	169	178	162	162	178	169	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	8.4	8.6	8.2	8.2	8.6	8.4	0.0
	\emptyset	6	10	10	10	10	10	10	6
4	V_{Ed}	45	169	178	162	162	178	169	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	8.4	8.6	8.2	8.2	8.6	8.4	5.3
	\emptyset	6	10	10	10	10	10	10	6
3	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	\emptyset	6	10	10	10	10	10	10	6

Nivel		A		B		C		D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
2	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	\emptyset	6	10	10	10	10	10	10	6
1	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	\emptyset	6	10	10	10	10	10	10	6
P	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\emptyset_{nec}	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	\emptyset	6	10	10	10	10	10	10	6

Tabelul E 5.1.20. Alegerea modului de armare - cadru exterior; forțele tăietoare sunt exprimate în [kN]

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
7	V_{GS}		42	-42	54	-54	42	-42	
	$V_S +$		73		60		64		
	$V_S -$		64		60		73		
	V_{Edmin}	106	-31	22	-6	6	-22	31	106
	V_{Edmax}	106	105	-114	113	-113	114	-105	106
	ζ		-0.30	-0.19	-0.05	-0.05	-0.19	-0.30	
6	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		73		60		64		
	$V_S -$		64		60		73		
	V_{Edmin}	84	-18	9	-14	14	-9	18	84
	V_{Edmax}	84	119	-128	105	-105	128	-119	84
	ζ		-0.15	-0.07	-0.14	-0.14	-0.07	-0.15	

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
5	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		117		88		117		
	$V_S -$		117		88		117		
	V_{Edmin}	84	-62	62	-42	42	-62	62	84
	V_{Edmax}	84	172	-172	133	-133	172	-172	84
	ζ		-0.36	-0.36	-0.32	-0.32	-0.36	-0.36	
4	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		117		88		117		
	$V_S -$		117		88		117		
	V_{Edmin}	84	-62	62	-42	42	-62	62	84
	V_{Edmax}	84	172	-172	133	-133	172	-172	84
	ζ		-0.36	-0.36	-0.32	-0.32	-0.36	-0.36	
3	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		161		119		170		
	$V_S -$		170		119		161		
	V_{Edmin}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{Edmax}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ζ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	
2	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		161		119		170		
	$V_S -$		170		119		161		
	V_{min}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{max}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ξ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	
1	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		161		119		170		
	$V_S -$		170		119		161		
	V_{min}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{max}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ξ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	
P	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	$V_S +$		161		119		170		
	$V_S -$		170		119		161		
	V_{min}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{max}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ξ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	

Tabelul E 5.1.21. Forte taietoare de proiectare - cadru exterior [kN]

Nivel	$V_{Ed,A}$		$V_{Ed,B}$		$V_{Ed,C}$		$V_{Ed,D}$	
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
7	106	105	114	113	113	114	105	106
6	84	119	128	105	105	128	119	84
5	84	172	172	133	133	172	172	84
4	84	172	172	133	133	172	172	84
3	84	225	216	164	164	216	225	84
2	84	225	216	164	164	216	225	84
1	84	225	216	164	164	216	225	84
P	84	225	216	164	164	216	225	84

Tabelul E 5.1.22. Alegerea armaturilor - cadru exterior

Nivel		A		B		C		D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
7	V_{Ed}	106	105	114	113	113	114	105	106
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	5.4	6.6	6.9	6.9	6.9	6.9	6.6	5.4
	\varnothing	6	8	8	8	8	8	8	6
6	V_{Ed}	84	119	128	105	105	128	119	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	7.0	7.3	6.6	6.6	7.3	7.0	4.9
	\varnothing	6	8	8	8	8	8	8	6
5	V_{Ed}	84	172	172	133	133	172	172	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	8.5	8.5	7.5	7.5	8.5	8.5	0.0
	\varnothing	6	10	10	10	10	10	10	6
4	V_{Ed}	84	172	172	133	133	172	172	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	8.5	8.5	7.5	7.5	8.5	8.5	5.3
	\varnothing	6	10	10	10	10	10	10	6
3	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	\varnothing	6	10	10	10	10	10	10	6

Nivel		A		B		C		D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
2	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	\varnothing	6	10	10	10	10	10	10	6

Tabelul E 5.1.22. (continuare)

Nivel		A		B		C		D	
		stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta
1	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	\varnothing	6	10	10	10	10	10	10	6
P	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	\varnothing_{nec}	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	\varnothing	6	10	10	10	10	10	10	6

E 5.1.8.3. Dimensionarea armăturii longitudinale a stâlpilor

Valorile momentelor încovoietoare și a forțelor axiale pentru dimensionarea stâlpilor se determină pornind de la eforturile maxime determinate din calculul structural sub acțiunea forțelor laterale și verticale, considerând efectele de ordinul 2. Valorile de calcul ale momentelor încovoietoare se stabilesc respectând regulile ierarhizării capacităților de rezistență, astfel încât să se obțină un mecanism favorabil de disipare a energiei induse de seism, cu articulații plastice în grinzi. Pentru a minimiza riscul pierderii stabilității la acțiunea forțelor gravitaționale se evită, prin proiectare, apariția articulațiilor plastice în stâlpi (cu excepția bazei și eventual a ultimului nivel) prin amplificarea momentelor rezultate din calculul sub acțiunea forțelor laterale și verticale. În acest exemplu de calcul, amplificarea momentelor în secțiunile stâlpilor s-a făcut cu un coeficient care ține seama de suprarezistența globală a grinzilor de la nivelul considerat. Se evită astfel apariția mecanismului de nivel caracterizat prin articularea generală a stâlpilor de pe același nivel.

Algoritm de calcul

Forța axială de proiectare din stâlpi, N_{Ed} , se determină din calculul static, în combinația seismică considerată.

Se determină momentele încovoietoare de proiectare cu relația:

$$M_{Edc} = 1,2\gamma_{Rd} M'_{Edc} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M'_{Edb}}$$

unde,

M'_{Edc} momentul în stâlp rezultat din calculul structural sub încărcări seismice de proiectare

$\sum M_{Rb}$ suma momentelor capabile în secțiunile care se plastifică, ale unei grinzi în ansamblu, la un anumit nivel, calculate pentru un singur sens de rotire, corespunzător sensului acțiunii seismice

$\sum M'_{Edb}$ suma algebrică a momentelor rezultate din calculul structural sub încărcări seismice de proiectare în secțiunile care se plastifică, pentru o grindă în ansamblu, la un anumit nivel.

γ_{Rd} factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului; pentru clasa de ductilitate H, $\gamma_{Rd} = 1,3$

Se determină aria de armătură longitudinală necesară:

$$\lambda x = \frac{N_{Ed}}{b_c \cdot \eta \cdot f_{cd}}$$

$$A_s^{nec} = \frac{M_{Edc} - \frac{N_{Ed} \cdot h_s}{2}}{f_{yd} \cdot h_s}, \text{ dacă } \lambda x < x_{lim}$$

$$A_s^{nec} = \frac{M_{Edc} + \frac{N_{Ed} \cdot h_s}{2} - b_c \cdot \lambda x \cdot f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right)}{f_{yd} \cdot h_s}, \text{ dacă } \lambda x \geq x_{lim}$$

unde,

b_c latura stâlpului

Se verifică coeficientul de armare total:

$$0,01 \leq \rho = \frac{A_s^{eff}}{b_c \cdot d} \leq 0,04$$

Calculul armăturii longitudinale a stâlpilor se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.23 până la E 5.1.48.

Armare longitudinală stâlpi - cadru interior

Tabelul E 5.1.23. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed} +$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	-31	51	10	144	-2	101	273
6	25	106	49	199	53	153	584
5	83	162	89	238	105	212	889
4	135	211	124	273	151	260	1154
3	179	253	150	299	188	300	1369
2	216	288	166	316	216	330	1532
1	241	313	171	322	234	347	1628
P	234	305	140	290	212	327	1509

Tabelul E 5.1.24. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed} -$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	stânga	
7	101	-2	144	10	51	-31	273
6	153	53	199	49	106	25	584
5	212	105	238	89	162	83	889
4	260	151	273	124	211	135	1154
3	300	188	299	150	253	179	1369
2	330	216	316	166	288	216	1532
1	347	234	322	171	313	241	1628
P	327	212	290	140	305	234	1509

Tabelul E 5.1.25. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd} +$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	stânga	
7	114	217	114	217	114	171	949
6	114	217	114	217	114	171	949
5	171	294	171	294	171	261	1363
4	171	294	171	294	171	261	1363
3	261	335	221	335	261	368	1782
2	261	335	221	335	261	368	1782
1	261	335	221	335	261	368	1782
P	261	335	221	335	261	368	1782

Tabelul E 5.1.26. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd} -$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	stânga	
7	171	114	217	114	217	114	949
6	171	114	217	114	217	114	949
5	261	171	294	171	294	171	1363
4	261	171	294	171	294	171	1363
3	368	261	335	221	335	261	1782
2	368	261	335	221	335	261	1782
1	368	261	335	221	335	261	1782
P	368	261	335	221	335	261	1782

Tabelul E 5.1.27. Suprarezistența grinzilor

Nivel	$\Omega +$	$\Omega -$
	sens pozitiv	sens negativ
7	3.48	3.48
6	1.62	1.62
5	1.53	1.53
4	1.18	1.18
3	1.30	1.30
2	1.16	1.16
1	1.09	1.09
P	1.18	1.18

Tabelul E 5.1.28. Eforturi de proiectare Stâlp ax A [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	$\Omega +$	M_{Ed}	$\Omega -$	M_{Ed}
7	sus	-196	-26	-221	33	1	41	1	51
	jos	-214	-5	-239	-14	1.62	12	1.62	36
6	sus	-390	-50	-492	85	1.62	127	1.62	215
	jos	-409	22	-510	-53	1.53	54	1.53	127
5	sus	-556	-75	-787	101	1.53	179	1.53	242
	jos	-575	51	-805	-77	1.18	94	1.18	143
4	sus	-698	-93	-1105	120	1.18	172	1.18	221
	jos	-717	76	-1123	-101	1.30	153	1.30	205
3	sus	-820	-109	-1441	132	1.30	221	1.30	269
	jos	-838	97	-1459	-120	1.16	176	1.16	217
2	sus	-923	-120	-1790	141	1.16	218	1.16	256
	jos	-941	117	-1809	-137	1.09	200	1.09	233
1	sus	-1014	-123	-2148	140	1.09	210	1.09	239
	jos	-1032	137	-2166	-153	1.18	253	1.18	282
P	sus	-1107	-80	-2496	91	1.18	148	1.18	168
	jos	-1125	237	-2514	-243	1	369	1	379

Tabelul E 5.1.29. Eforturi de proiectare Stâlp ax B [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'Ed	M'Ed	N'Ed	M'Ed	$\Omega +$	MEd	$\Omega -$	MEd
7	sus	-215	-47	-240	112	1	74	1	175
	jos	-233	26	-259	-80	1.62	67	1.62	202
6	sus	-472	-100	-508	138	1.62	253	1.62	350
	jos	-490	76	-526	-117	1.53	181	1.53	279
5	sus	-740	-138	-767	182	1.53	329	1.53	434
	jos	-758	119	-785	-161	1.18	219	1.18	297
4	sus	-1018	-170	-1018	211	1.18	314	1.18	389
	jos	-1036	156	-1036	-196	1.30	316	1.30	398
3	sus	-1306	-195	-1263	234	1.30	397	1.30	476
	jos	-1324	186	-1282	-224	1.16	337	1.16	406
2	sus	-1605	-213	-1504	249	1.16	386	1.16	451
	jos	-1624	209	-1522	-244	1.09	357	1.09	416
1	sus	-1915	-216	-1741	249	1.09	369	1.09	425
	jos	-1933	232	-1759	-265	1.18	428	1.18	489
P	sus	-2235	-153	-1979	179	1.18	283	1.18	330
	jos	-2253	280	-1997	-295	1	437	1	460

Tabelul E 5.1.30. Eforturi de proiectare Stâlp ax C [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'Ed	M'Ed	N'Ed	M'Ed	$\Omega +$	MEd	$\Omega -$	MEd
7	sus	-240	-112	-215	47	1	175	1	74
	jos	-259	80	-233	-26	1.62	202	1.62	67
6	sus	-508	-138	-472	100	1.62	350	1.62	253
	jos	-526	117	-490	-76	1.53	279	1.53	181
5	sus	-767	-182	-740	138	1.53	434	1.53	329
	jos	-785	161	-758	-119	1.18	297	1.18	219
4	sus	-1018	-211	-1018	170	1.18	389	1.18	314
	jos	-1036	196	-1036	-156	1.30	398	1.30	316
3	sus	-1263	-234	-1306	195	1.30	476	1.30	397
	jos	-1282	224	-1324	-186	1.16	406	1.16	337
2	sus	-1504	-249	-1605	213	1.16	451	1.16	386
	jos	-1522	244	-1624	-209	1.09	416	1.09	357
1	sus	-1741	-249	-1915	216	1.09	425	1.09	369
	jos	-1759	265	-1933	-232	1.18	489	1.18	428
P	sus	-1979	-179	-2235	153	1.18	330	1.18	283
	jos	-1997	295	-2253	-280	1	460	1	437

Tabelul E 5.1.31. Eforturi de proiectare Stâlp ax D [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	$\Omega +$	M_{Ed}	$\Omega -$	M_{Ed}
7	sus	-221	-33	-196	26	1	51	1	41
	jos	-239	14	-214	5	1.62	36	1.62	12
6	sus	-492	-85	-390	50	1.62	215	1.62	127
	jos	-510	53	-409	-22	1.53	127	1.53	54
5	sus	-787	-101	-556	75	1.53	242	1.53	179
	jos	-805	77	-575	-51	1.18	143	1.18	94
4	sus	-1105	-120	-698	93	1.18	221	1.18	172
	jos	-1123	101	-717	-76	1.30	205	1.30	153
3	sus	-1441	-132	-820	109	1.30	269	1.30	221
	jos	-1459	120	-838	-97	1.16	217	1.16	176
2	sus	-1790	-141	-923	120	1.16	256	1.16	218
	jos	-1809	137	-941	-117	1.09	233	1.09	200
1	sus	-2148	-140	-1014	123	1.09	239	1.09	210
	jos	-2166	153	-1032	-137	1.18	282	1.18	253
P	sus	-221	-33	-196	26	1	51	1	41
	jos	-239	14	-214	5	1.62	36	1.62	12

Tabelul E 5.1.32. Stâlp ax A

Nivel		sens pozitiv						sens negativ				A _{s,min} [mm ²]	A _{necc} [mm ²]	Armare	A _{eff} [mm ²]	M ⁺ [kNm]	M ⁻ [kNm]
		N _{Ed}	M _{Ed}	A _{s,necc}	N _{Ed}	M _{Ed}	A _{s,necc}	N _{Ed}	M _{Ed}	A _{s,necc}							
		[kN]	[kNm]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[mm ²]							
7	sus	196	41	0	221	51	0	0	935	935	4ø18	1018	190	195			
	jos	214	12	0	239	36	0	0		935	4ø18	1018	194	200			
6	sus	390	127	253	492	215	704	0		935	4ø18	1018	235	259			
	jos	409	54	0	510	127	54	0		935	4ø18	1018	240	263			
5	sus	556	179	344	787	242	417	0		935	4ø18	1018	274	326			
	jos	575	94	0	805	143	0	0		935	4ø18	1018	279	330			
4	sus	698	172	58	1105	221	0	0		935	4ø18	1018	308	381			
	jos	717	153	0	1123	205	0	0		935	4ø18	1018	312	384			
3	sus	820	221	231	1441	269	0	0		935	4ø18	1018	332	427			
	jos	838	176	0	1459	217	0	0		935	4ø18	1018	336	429			
2	sus	923	218	78	1790	256	0	0	935	4ø18	1018	351	461				
	jos	941	200	0	1809	233	0	0	935	4ø18	1018	354	462				
1	sus	1014	210	0	2148	239	0	0	935	4ø18	1018	366	483				
	jos	1032	253	192	2166	282	0	0	935	4ø18	1018	369	483				
P	sus	1107	148	0	2496	168	0	0	935	4ø18	1018	381	490				
	jos	1125	369	913	2514	379	232	0	935	4ø18	1018	384	490				

Tabelul E 5.1.33. Stâlp ax B

Nivel	sens pozitiv			sens negativ			A _{s,min} [mm ²]	A _{nec} [mm ²]	Armare	A _{eff} [mm ²]	M ⁺ [kNm]	M ⁻ [kNm]
	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _{s,nec} [mm ²]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _{s,nec} [mm ²]						
	7	sus	215	74	164	240						
6	jos	233	67	87	259	202	1002	1002	4ø18	1018	198	204
	sus	472	253	1006	508	350	1638					
5	jos	490	181	467	526	279	1103	1103	4ø25	1963	392	400
	sus	740	329	1105	767	434	1813					
4	jos	758	219	295	785	297	817	935	4ø25	1963	454	459
	sus	1018	314	644	1018	389	1176					
3	jos	1036	316	636	1036	398	1216	1216	4ø20	1256	400	401
	sus	1306	397	928	1263	476	1530					
2	jos	1324	337	486	1282	406	1018	1018	4ø25	1963	545	540
	sus	1605	386	601	1504	451	1139					
1	jos	1624	357	387	1522	416	879	935	4ø20	1256	480	469
	sus	1915	369	302	1741	425	793					
P	jos	1933	428	708	1759	489	1234	1234	4ø20	1256	505	492
	sus	2235	283	0	1979	330	0					
	jos	2253	437	668	1997	460	914	935	4ø20	1256	520	509

Tabelul E 5.1.34. Stâlp ax C

Nivel	sens pozitiv						sens negativ			A _{s,min} [mm ²]	A _{necc}	Armare	A _{eff} [mm ²]	M ⁺ [kNm]	M ⁻ [kNm]
	N _{Ed}	M _{Ed}	A _{s,necc}	N _{Ed}	M _{Ed}	A _{s,necc}	N _{Ed}	M _{Ed}	A _{s,necc}						
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[mm ²]						
7	sus	240	175	840	215	74	164	935	935	4ø18	1018	200	194		
	jos	259	202	1002	233	67	87		1002	4ø18	1018	204	198		
6	sus	508	350	1638	472	253	1006		1638	4ø25	1963	396	388		
	jos	526	279	1103	490	181	467		1103	4ø25	1963	400	392		
5	sus	767	434	1813	740	329	1105		1813	4ø25	1963	456	450		
	jos	785	297	817	758	219	295		935	4ø25	1963	459	454		
4	sus	1018	389	1176	1018	314	644		1176	4ø20	1256	401	400		
	jos	1036	398	1216	1036	316	636		1216	4ø20	1256	403	403		
3	sus	1263	476	1530	1306	397	928		1530	4ø25	1963	537	543		
	jos	1282	406	1018	1324	337	486		1018	4ø25	1963	540	545		
2	sus	1504	451	1139	1605	386	601	1139	4ø20	1256	467	478			
	jos	1522	416	879	1624	357	387	935	4ø20	1256	469	480			
1	sus	1741	425	793	1915	369	302	935	4ø20	1256	491	504			
	jos	1759	489	1234	1933	428	708	1234	4ø20	1256	492	505			
P	sus	1979	330	0	2235	283	0	935	4ø20	1256	508	519			
	jos	1997	460	914	2253	437	668	935	4ø20	1256	509	520			

Tabelul E 5.1.34. Stâlp ax D

Nivel	sens pozitiv						sens negativ						A _{s,min} [mm ²]	A _{nec} [mm ²]	Armare	A _{eff} [mm ²]	M ⁺ [kNm]	M ⁻ [kNm]
	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _{s,nec} [mm ²]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _{s,nec} [mm ²]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _{s,nec} [mm ²]									
	7	sus	221	51	0	196	41	0	935	4ø18	1018	195						
6	jos	239	36	0	214	12	0	935	4ø18	1018	200	194						
	sus	492	215	704	390	127	253	935	4ø18	1018	259	235						
5	jos	510	127	54	409	54	0	935	4ø18	1018	263	240						
	sus	787	242	417	556	179	344	935	4ø18	1018	326	274						
4	jos	805	143	0	575	94	0	935	4ø18	1018	330	279						
	sus	1105	221	0	698	172	58	935	4ø18	1018	381	308						
3	jos	1123	205	0	717	153	0	935	4ø18	1018	384	312						
	sus	1441	269	0	820	221	231	935	4ø18	1018	427	332						
2	jos	1459	217	0	838	176	0	935	4ø18	1018	429	336						
	sus	1790	256	0	923	218	78	935	4ø18	1018	461	351						
1	jos	1809	233	0	941	200	0	935	4ø18	1018	462	354						
	sus	2148	239	0	1014	210	0	935	4ø18	1018	483	366						
P	jos	2166	282	0	1032	253	192	935	4ø18	1018	483	369						
	sus	2496	168	0	1107	148	0	935	4ø18	1018	490	381						
	jos	2514	379	232	1125	369	913	935	4ø18	1018	490	384						

Armare longitudinală stâlpi - cadru exterior

Tabelul E 5.1.36. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed} +$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	-10	63	26	130	-13	81	276
6	57	137	63	177	30	128	592
5	114	193	101	213	89	195	905
4	167	243	133	245	140	247	1175
3	210	285	156	268	184	293	1396
2	245	318	171	283	219	329	1564
1	266	340	174	286	243	353	1663
P	250	323	145	256	229	341	1544

Tabelul E 5.1.37. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed} +$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	81	-13	130	26	63	-10	276
6	128	30	177	63	137	57	592
5	195	89	213	101	193	114	905
4	247	140	245	133	243	167	1175
3	293	184	268	156	285	210	1396
2	329	219	283	171	318	245	1564
1	353	243	286	174	340	266	1663
P	341	229	256	145	323	250	1544

Tabelul E 5.1.38. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd} +$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	99	171	99	171	99	137	777
6	99	171	99	171	99	137	777
5	171	261	137	261	171	261	1263
4	171	261	137	261	171	261	1263
3	261	335	204	335	261	368	1765
2	261	335	204	335	261	368	1765
1	261	335	204	335	261	368	1765
P	261	335	204	335	261	368	1765

Tabelul E 5.1.39. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd} +$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	137	99	171	99	171	99	777
6	137	99	171	99	171	99	777
5	261	171	261	137	261	171	1263
4	261	171	261	137	261	171	1263
3	368	261	335	204	335	261	1765
2	368	261	335	204	335	261	1765
1	368	261	335	204	335	261	1765
P	368	261	335	204	335	261	1765

Tabelul E 5.1.40. Suprarezistența grinzilor

Nivel	$\Omega +$	$\Omega -$
	sens pozitiv	sens negativ
7	2.82	2.82
6	1.31	1.31
5	1.40	1.40
4	1.07	1.07
3	1.26	1.26
2	1.13	1.13
1	1.06	1.06
P	1.14	1.14

Tabelul E 5.1.41. Eforturi de proiectare Stâlp ax A [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'Ed	M'Ed	N'Ed	M'Ed	$\Omega +$	MEd	$\Omega -$	MEd
7	sus	-227	-74	-252	-9	1	115	1	14
	jos	-245	30	-270	17	1.31	61	1.31	35
6	sus	-422	-75	-520	73	1.31	154	1.31	151
	jos	-440	48	-538	-38	1.40	105	1.40	84
5	sus	-595	-108	-817	88	1.40	234	1.40	191
	jos	-613	82	-835	-64	1.07	137	1.07	107
4	sus	-746	-126	-1136	112	1.07	212	1.07	187
	jos	-765	107	-1154	-92	1.26	211	1.26	182
3	sus	-880	-143	-1474	128	1.26	281	1.26	252
	jos	-898	130	-1492	-115	1.13	228	1.13	202
2	sus	-1000	-154	-1828	140	1.13	271	1.13	246
	jos	-1018	149	-1846	-136	1.06	247	1.06	225
1	sus	-1111	-155	-2193	142	1.06	256	1.06	235
	jos	-1129	170	-2211	-157	1.14	303	1.14	279
P	sus	-1230	-104	-2553	93	1.14	186	1.14	167
	jos	-1248	263	-2571	-256	1	342	1	333

Tabelul E 5.1.42. Eforturi de proiectare Stâlp ax B [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax B							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'Ed	M'Ed	N'Ed	M'Ed	$\Omega +$	MEd	$\Omega -$	MEd
7	sus	-193	-74	-224	89	1	115	1	139
	jos	-211	50	-242	-55	1.31	103	1.31	113
6	sus	-422	-126	-460	118	1.31	258	1.31	243
	jos	-440	99	-478	-95	1.40	216	1.40	207
5	sus	-664	-163	-679	164	1.40	356	1.40	357
	jos	-683	142	-697	-142	1.07	239	1.07	238
4	sus	-920	-196	-884	195	1.07	328	1.07	327
	jos	-938	179	-902	-179	1.26	354	1.26	352
3	sus	-1187	-220	-1074	220	1.26	434	1.26	434
	jos	-1205	209	-1092	-209	1.13	368	1.13	368
2	sus	-1463	-236	-1250	236	1.13	415	1.13	416
	jos	-1481	231	-1269	-232	1.06	382	1.06	384
1	sus	-1748	-237	-1414	239	1.06	392	1.06	396
	jos	-1766	253	-1432	-256	1.14	451	1.14	457
P	sus	-2033	-168	-1570	171	1.14	299	1.14	305
	jos	-2051	301	-1588	-302	1	391	1	393

Tabelul E 5.1.43. Eforturi de proiectare Stâlp ax C [kN],[kN]

Nivel		Stâlp ax C							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'Ed	M'Ed	N'Ed	M'Ed	$\Omega +$	MEd	$\Omega -$	MEd
7	sus	-224	-89	-193	74	1	139	1	115
	jos	-242	55	-211	-50	1.31	113	1.31	103
6	sus	-460	-118	-422	126	1.31	243	1.31	258
	jos	-478	95	-440	-99	1.40	207	1.40	216
5	sus	-679	-164	-664	163	1.40	357	1.40	356
	jos	-697	142	-683	-142	1.07	238	1.07	239
4	sus	-884	-195	-920	196	1.07	327	1.07	328
	jos	-902	179	-938	-179	1.26	352	1.26	354
3	sus	-1074	-220	-1187	220	1.26	434	1.26	434
	jos	-1092	209	-1205	-209	1.13	368	1.13	368
2	sus	-1250	-236	-1463	236	1.13	416	1.13	415
	jos	-1269	232	-1481	-231	1.06	384	1.06	382
1	sus	-1414	-239	-1748	237	1.06	396	1.06	392
	jos	-1432	256	-1766	-253	1.14	457	1.14	451
P	sus	-1570	-171	-2033	168	1.14	305	1.14	299
	jos	-1588	302	-2051	-301	1	393	1	391

Tabelul E 5.1.44. Eforturi de proiectare Stâlp ax D [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax D							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'Ed	M'Ed	N'Ed	M'Ed	$\Omega +$	MEd	$\Omega -$	MEd
7	sus	-252	9	-227	74	1	14	1	115
	jos	-270	-17	-245	-30	1.31	35	1.31	61
6	sus	-520	-73	-422	75	1.31	151	1.31	154
	jos	-538	38	-440	-48	1.40	84	1.40	105
5	sus	-817	-88	-595	108	1.40	191	1.40	234
	jos	-835	64	-613	-82	1.07	107	1.07	137
4	sus	-1136	-112	-746	126	1.07	187	1.07	212
	jos	-1154	92	-765	-107	1.26	182	1.26	211
3	sus	-1474	-128	-880	143	1.26	252	1.26	281
	jos	-1492	115	-898	-130	1.13	202	1.13	228
2	sus	-1828	-140	-1000	154	1.13	246	1.13	271
	jos	-1846	136	-1018	-149	1.06	225	1.06	247
1	sus	-2193	-142	-1111	155	1.06	235	1.06	256
	jos	-2211	157	-1129	-170	1.14	279	1.14	303
P	sus	-2553	-93	-1230	104	1.14	167	1.14	186
	jos	-2571	256	-1248	-263	1	333	1	342

Tabelul E 5.1.45. Stâlp ax A

Nivel	sens pozitiv						sens negativ				A _s ^{min} [mm ²]	A _s ^{necc} [mm ²]	Armare	A _{eff} [mm ²]	M _{Rd} ⁺ [kNm]	M _{Rd} ⁻ [kNm]
	N _{Ed}	M _{Ed}	A _s ^{necc}	N _{Ed}	M _{Ed}	A _s ^{necc}	N _{Ed}	M _{Ed}	A _s ^{necc}							
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[mm ²]							
7	sus	227	115	436	252	14	0	0	935	4ø18	1018	197	203			
	jos	245	61	23	270	35	0	0	935	4ø18	1018	201	207			
6	sus	422	154	386	520	151	202	0	935	4ø18	1018	243	266			
	jos	440	105	8	538	84	0	0	935	4ø18	1018	247	270			
5	sus	595	234	671	817	191	22	0	935	4ø18	1018	283	332			
	jos	613	137	0	835	107	0	0	935	4ø18	1018	288	335			
4	sus	746	212	261	1136	187	0	0	935	4ø18	1018	318	386			
	jos	765	211	234	1154	182	0	0	935	4ø18	1018	322	388			
3	sus	880	281	579	1474	252	0	0	935	4ø18	1018	343	430			
	jos	898	228	178	1492	202	0	0	935	4ø18	1018	347	432			
2	sus	1000	271	356	1828	246	0	0	935	4ø18	1018	364	464			
	jos	1018	247	167	1846	225	0	0	935	4ø18	1018	367	465			
1	sus	1111	256	127	2193	235	0	0	935	4ø18	1018	382	484			
	jos	1129	303	441	2211	279	0	0	935	4ø18	1018	385	485			
	sus	1230	186	0	2553	167	0	0	935	4ø18	1018	399	490			
p	jos	1248	342	591	2571	333	0	0	935	4ø18	1018	402	490			

Tabelul E 5.1.46. Stâlp ax B

Nivel	sens pozitiv						sens negativ			A _S ^{min} [mm ²]	A _S ^{nec} [mm ²]	Armare	A _{eff} [mm ²]	M _{Rd} ⁺ [kNm]	M _{Rd} ⁻ [kNm]
	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _S ^{nec} [mm ²]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A _S ^{nec} [mm ²]									
7	sus	193	115	497	224	139	610	935	935	4ø18	1018	189	196		
	jos	211	103	382	242	113	398		935	4ø18	1018	193	200		
6	sus	422	258	1125	460	243	953		1125	4ø20	1256	276	285		
	jos	440	216	800	478	207	674		935	4ø20	1256	280	290		
5	sus	664	356	1418	679	357	1398		1418	4ø22	1520	370	374		
	jos	683	239	555	697	238	526		935	4ø22	1520	375	378		
4	sus	920	328	863	884	327	895		935	4ø20	1256	384	377		
	jos	938	354	1019	902	352	1055		1055	4ø20	1256	387	381		
3	sus	1187	434	1308	1074	434	1432		1432	4ø22	1520	464	447		
	jos	1205	368	819	1092	368	944		944	4ø22	1520	466	450		
2	sus	1463	415	916	1250	416	1119		1119	4ø20	1256	463	436		
	jos	1481	382	670	1269	384	872		935	4ø20	1256	465	438		
1	sus	1748	392	555	1414	396	822	935	4ø20	1256	491	457			
	jos	1766	451	964	1432	457	1239	1239	4ø20	1256	493	459			
P	sus	2033	299	0	1570	305	55	935	4ø20	1256	511	474			
	jos	2051	391	398	1588	393	667	935	4ø20	1256	512	476			

Tabulul E 5.1.47. Stâlp ax C

Nivel	sens pozitiv						sens negativ			A ^{min} [mm ²]	A ^{s^{ne}} [mm ²]	Armare	A ^{eff} [mm ²]	M _{Rd⁺} [kNm]	M _{Rd⁻} [kNm]
	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A ^{s^{ne}} [mm ²]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	A ^{s^{ne}} [mm ²]									
7	sus	224	139	610	193	115	497	935	935	4ø18	1018	196	189		
	jos	242	113	398	211	103	382		935	4ø18	1018	200	193		
6	sus	460	243	953	422	258	1125		1125	4ø20	1256	285	276		
	jos	478	207	674	440	216	800		935	4ø20	1256	290	280		
5	sus	679	357	1398	664	356	1418		1418	4ø22	1520	374	370		
	jos	697	238	526	683	239	555		935	4ø22	1520	378	375		
4	sus	884	327	895	920	328	863		935	4ø20	1256	377	384		
	jos	902	352	1055	938	354	1019		1055	4ø20	1256	381	387		
3	sus	1074	434	1432	1187	434	1308		1432	4ø22	1520	447	464		
	jos	1092	368	944	1205	368	819		944	4ø22	1520	450	466		
2	sus	1250	416	1119	1463	415	916		1119	4ø20	1256	436	463		
	jos	1269	384	872	1481	382	670		935	4ø20	1256	438	465		
1	sus	1414	396	822	1748	392	555	935	4ø20	1256	457	491			
	jos	1432	457	1239	1766	451	964	1239	4ø20	1256	459	493			
P	sus	1570	305	55	2033	299	0	935	4ø20	1256	474	511			
	jos	1588	393	667	2051	391	398	935	4ø20	1256	476	512			

Tabelul E.5.1.48. Stâlp ax D

Nivel	sens pozitiv			sens negativ			A_s^{min} [mm ²]	A_s^{nec} [mm ²]	Armare	A_{eff} [mm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]
	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	A_s^{nec} [mm ²]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	A_s^{nec} [mm ²]						
7	sus	252	14	0	227	115	436	935	4ø18	1018	203	197
	jos	270	35	0	245	61	23	935	4ø18	1018	207	201
6	sus	520	151	202	422	154	386	935	4ø18	1018	266	243
	jos	538	84	0	440	105	8	935	4ø18	1018	270	247
5	sus	817	191	22	595	234	671	935	4ø18	1018	332	283
	jos	835	107	0	613	137	0	935	4ø18	1018	335	288
4	sus	1136	187	0	746	212	261	935	4ø18	1018	386	318
	jos	1154	182	0	765	211	234	935	4ø18	1018	388	322
3	sus	1474	252	0	880	281	579	935	4ø18	1018	430	343
	jos	1492	202	0	898	228	178	935	4ø18	1018	432	347
2	sus	1828	246	0	1000	271	356	935	4ø18	1018	464	364
	jos	1846	225	0	1018	247	167	935	4ø18	1018	465	367
1	sus	2193	235	0	1111	256	127	935	4ø18	1018	484	382
	jos	2211	279	0	1129	303	441	935	4ø18	1018	485	385
P	sus	2553	167	0	1230	186	0	935	4ø18	1018	490	399
	jos	2571	333	0	1248	342	591	935	4ø18	1018	490	402

E 5.1.8.4. Dimensionarea armăturii transversale a stâlpilor

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub acțiunea momentele de la extremități, corespunzând, pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulațiilor plastice, care pot apărea fie în grinzi, fie în stâlpii conectați în nod.

Algoritm de calcul

Se determină momentele maxime de la extremitățile stâlpului:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

unde,

$M_{Rc,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice

γ_{Rd} factor care introduce efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate; $\gamma_{Rd} = 1,30$ pentru nivelul de la baza construcției și $\gamma_{Rd} = 1,20$ pentru restul nivelurilor.

$\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care întra în nodul învecinat secțiunii de calcul.

Valorile de proiectare ale momentelor capabile în stâlpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația de proiectare seismică corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.

Se determină forța tăietoare de proiectare:

$$V_{Ed} = \frac{M_{dc,1} + M_{dc,2}}{l_{cl}}$$

Calculul secțiunii la forță tăietoare se efectuează conform SR EN 1992-1-1 considerând înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele de 45°.

Se verifică rezistența bielelor comprimate cu expresia:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg(\theta) + tg(\theta)}$$

Dacă inegalitatea de mai sus este verificată se determină aria secțiunilor pentru forță tăietoare cu expresia:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)^{nec} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot ctg(\theta)}$$

Se determină lungimea zonei critice:

$$l_{cr} \geq \max \{1,5h_c; l_{cl}/6; 600mm\} = \max \{1,5 \cdot 550; 2600/6; 600mm\} = 825mm$$

unde,

h_c este cea mai mare dimensiune a secțiunii stâlpului

l_{cl} este înălțimea liberă

La primele două niveluri ale clădirii :

$$l_{cr} = 1,5 \cdot 825 = 1237,5 \text{ mm}$$

Se determină distanța maximă între etrieri:

- la baza stâlpului, deasupra nivelului teoretic de încastrare:

$$s_{max} = \min \{b_0/3; 125 \text{ mm}; 6d_{bL}\}$$

- în restul zonelor critice:

$$s_{max} = \min \{b_0/3; 125 \text{ mm}; 7d_{bL}\}$$

unde,

b_0 latura minimă a secțiunii situată la interiorul etrierului perimetral

d_{bL} diametrul minim al armăturilor longitudinale.

Se verifică dacă armarea transversală aleasă îndeplinește condițiile:

- la baza stâlpului, deasupra nivelului teoretic de încastrare:

$$\rho_w = \frac{nA_{st}}{b_c s} \geq 0,005 \text{ și}$$

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{s b_0 h_0} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,12$$

unde,

ρ_w coeficientul unidirecțional de armare

ω_{wd} coeficientul mecanic de armare

n, n_b, n_h numărul ramurilor etrierilor în direcția considerată

A_{st} aria secțiunii unei ramuri a etrierului

b_0, h_0 dimensiunile secțiunii transversale a miezului confinat

- în restul zonelor critice:

$$\rho_w = \frac{nA_{st}}{b_c s} \geq 0,003 \text{ și}$$

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{s b_0 h_0} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08$$

Calculul armăturii transversale a stâlpilor se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.49 până la E 5.1.64.

Armare transversală stâlpi - cadru interior

Tabel E 5.1.49. Determinarea forței tăietoare de proiectare – stâlp ax A

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim
		M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	
7	sus	190	0.93	212	123	195	0.56	130	83	123
	ios	194	0.36	83		200	0.29	69		
6	sus	235	0.36	100	91	259	0.29	90	87	91
	ios	240	0.41	117		263	0.38	120		
5	sus	274	0.41	134	106	326	0.38	148	114	114
	ios	279	0.36	119		330	0.31	124		
4	sus	308	0.36	132	127	381	0.31	144	138	138
	ios	312	0.46	174		384	0.41	188		
3	sus	332	0.46	185	150	427	0.41	208	166	166
	ios	336	0.44	176		429	0.37	191		
2	sus	351	0.44	184	150	461	0.37	205	166	166
	ios	354	0.42	177		462	0.35	194		
1	sus	366	0.42	183	150	483	0.35	202	166	166
	ios	369	0.40	177		483	0.34	197		
P	sus	381	0.40	198	290	490	0.34	216	356	356
	ios	384	1	499		490	1.00	637		

Tabel E 5.1.50. Determinarea forței tăietoare de proiectare - stâlp ax B

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim
		M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	
7	sus	194	1.71	233	153	200	1.66	240	156	156
	ios	198	0.57	135		204	0.55	135		
6	sus	388	0.57	263	218	396	0.55	263	218	218
	ios	392	0.55	260		400	0.54	261		
5	sus	450	0.55	299	248	456	0.54	297	248	248
	ios	454	0.54	297		459	0.54	298		
4	sus	400	0.54	262	228	401	0.54	260	236	236
	ios	403	0.59	284		403	0.63	307		
3	sus	543	0.59	383	308	537	0.63	409	330	330
	ios	545	0.54	355		540	0.59	383		
2	sus	478	0.54	312	265	467	0.59	332	284	284
	ios	480	0.57	325		469	0.62	350		
1	sus	504	0.57	342	279	491	0.62	366	299	299
	ios	505	0.54	329		492	0.60	352		
P	sus	519	0.54	366	434	508	0.60	394	440	440
	ios	520	1	676		509	1.00	661		

Tabelul E 5.1.51. Determinarea forței tăietoare de proiectare - stâlp ax C

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim
		M _{Rc}	ΣM _{Rb} / ΣM _{Rc}	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	ΣM _{Rb} / ΣM _{Rc}	M _{dc}	V _{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	
7	sus	200	1.66	240	156	194	1.71	233	153	156
	jos	204	0.55	135		198	0.57	135		
6	sus	396	0.55	263	218	388	0.57	263	218	218
	jos	400	0.54	261		392	0.55	260		
5	sus	456	0.54	297	248	450	0.55	299	248	248
	jos	459	0.54	298		454	0.54	297		
4	sus	401	0.54	260	236	400	0.54	262	228	236
	jos	403	0.63	307		403	0.59	284		
3	sus	537	0.63	409	330	543	0.59	383	308	330
	jos	540	0.59	383		545	0.54	355		
2	sus	467	0.59	332	284	478	0.54	312	265	284
	jos	469	0.62	350		480	0.57	325		
1	sus	491	0.62	366	299	504	0.57	342	279	299
	jos	492	0.60	352		505	0.54	329		
P	sus	508	0.60	394	440	519	0.54	366	434	440
	jos	509	1	661		520	1.00	676		

Tabel E 5.1.52. Determinarea forței tăietoare de proiectare – stâlp

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim
		M _{Rc}	ΣM _{Rb} / ΣM _{Rc}	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	ΣM _{Rb} / ΣM _{Rc}	M _{dc}	V _{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	
7	sus	195	0.56	130	8	190	0.93	212	123	123
	jos	200	0.29	6		194	0.36	8		
6	sus	259	0.29	9	8	235	0.36	100	9	9
	jos	263	0.38	120		240	0.41	117		
5	sus	326	0.38	148	114	274	0.41	134	106	114
	jos	330	0.31	124		279	0.36	119		
4	sus	381	0.31	144	138	308	0.36	132	127	138
	jos	384	0.41	188		312	0.46	174		
3	sus	427	0.41	208	166	332	0.46	185	150	166
	jos	429	0.37	191		336	0.44	176		
2	sus	461	0.37	205	166	351	0.44	184	150	166
	jos	462	0.35	194		354	0.42	177		
1	sus	483	0.35	202	166	366	0.42	183	150	166
	jos	483	0.34	197		369	0.40	177		
P	sus	490	0.34	216	356	381	0.40	198	290	356
	jos	490	1	637		384	1.00	499		

Tabel E 5.1.53. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax A

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing_{calcul}^{nec}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	123	1136	5.3	7.2	8
6	91		4.6		8
5	114		5.1		8
4	138		5.6		8
3	166		6.2		8
2	166		6.2		8
1	166		6.2		8
P sus	356		9.1		10
P baza	356		9.1	9.4	10

Tabel E 5.1.54. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax B

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing_{calcul}^{nec}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	156	1136	6.0	7.2	8
6	218		7.1		8
5	248		7.6		8
4	236		7.4		8
3	330		8.7		10
2	284		8.1		10
1	299		8.3		10
P sus	440		10.1		12
P baza	440		10.1	9.4	12

Tabel E 5.1.55. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax C

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing_{calcul}^{nec}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}	
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	
7	156	1136	6.0	7.2	8	
6	218		7.1		8	
5	248		7.6		8	
4	236		7.4		8	
3	330		8.7		10	
2	284		8.1		10	
1	299		8.3		10	
P sus	440		10.1		12	
P baza	440		10.1		9.4	12

Tabel E 5.1.56. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax D

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing_{calcul}^{nec}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}	
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	
7	123	1136	5.3	7.2	8	
6	91		4.6		8	
5	114		5.1		8	
4	138		5.6		8	
3	166		6.2		8	
2	166		6.2		8	
1	166		6.2		8	
P sus	356		9.1		10	
P baza	356		9.1		9.4	10

Armare transversală stâlpi - cadru exterior

Tabel E 5.1.57. Determinarea forței tăietoare de proiectare - stâlp ax A

Nivel	sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim	
	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}		
	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]		
7	sus	197	1.00	236	135	203	0.20	48	36	135
	ios	201	0.36	88		207	0.16	39		
6	sus	243	0.36	106	99	266	0.16	50	66	99
	ios	247	0.44	130		270	0.33	107		
5	sus	283	0.44	150	118	332	0.33	132	101	118
	ios	288	0.39	133		335	0.28	111		
4	sus	318	0.39	147	140	386	0.28	128	126	140
	ios	322	0.49	188		388	0.37	174		
3	sus	343	0.49	200	162	430	0.37	193	154	162
	ios	347	0.46	189		432	0.34	177		
2	sus	364	0.46	199	162	464	0.34	190	154	162
	ios	367	0.43	190		465	0.32	180		
1	sus	382	0.43	198	162	484	0.32	187	154	162
	ios	385	0.41	191		485	0.31	182		
P	sus	399	0.41	214	307	490	0.31	200	349	349
	ios	402	1	522		490	1.00	637		

Tabel E 5.1.58. Determinarea forței tăietoare de proiectare - stâlp ax B

Nivel	sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim	
	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}		
	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]		
7	sus	189	1.43	227	150	196	1.38	235	154	154
	ios	193	0.58	134		200	0.56	134		
6	sus	276	0.58	191	165	285	0.56	191	174	174
	ios	280	0.61	206		290	0.65	226		
5	sus	370	0.61	272	212	374	0.65	292	230	230
	ios	375	0.53	236		378	0.57	260		
4	sus	384	0.53	242	223	377	0.57	259	245	245
	ios	387	0.63	294		381	0.72	329		
3	sus	464	0.63	353	282	447	0.72	386	312	312
	ios	466	0.58	325		450	0.67	363		
2	sus	463	0.58	322	265	436	0.67	352	293	293
	ios	465	0.56	315		438	0.67	350		
1	sus	491	0.56	332	271	457	0.67	365	299	299
	ios	493	0.54	318		459	0.64	352		
P	sus	511	0.54	357	426	474	0.64	394	422	426
	ios	512	1	665		476	1.00	619		

Tabel E 5.1.59. Determinarea forței tăietoare de proiectare - stâlp ax C

Nivel	sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim	
	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}		
	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]		[kN]
7	sus	196	1.38	235	154	189	1.43	227	150	154
	ios	200	0.56	134		193	0.58	134		
6	sus	285	0.56	191	174	276	0.58	191	165	74
	ios	290	0.65	226		280	0.61	206		
5	sus	374	0.65	292	230	370	0.61	272	212	230
	ios	378	0.57	260		375	0.53	236		
4	sus	377	0.57	259	245	384	0.53	242	223	245
	ios	381	0.72	329		387	0.63	294		
3	sus	447	0.72	386	312	464	0.63	353	282	312
	ios	450	0.67	363		466	0.58	325		
2	sus	436	0.67	352	293	463	0.58	322	265	293
	ios	438	0.67	350		465	0.56	315		
1	sus	457	0.67	365	299	491	0.56	332	271	299
	ios	459	0.64	352		493	0.54	318		
P	sus	474	0.64	394	422	511	0.54	357	426	426
	ios	476	1	619		512	1.00	665		

Tabel E 5.1.60. Determinarea forței tăietoare de proiectare - stâlp ax D

Nivel	sens pozitiv				sens negativ				V _{Ed} maxim	
	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}	M _{Rc}	$\frac{\Sigma M_{Rb/}}{\Sigma M_{Rc}}$	M _{dc}	V _{Ed}		
	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]		[kN]
7	sus	203	0.20	48	36	197	1.00	236	135	135
	ios	207	0.16	39		201	0.36	88		
6	sus	266	0.16	50	66	243	0.36	106	99	99
	ios	270	0.33	107		247	0.44	130		
5	sus	332	0.33	132	101	283	0.44	150	118	118
	ios	335	0.28	111		288	0.39	133		
4	sus	386	0.28	128	126	318	0.39	147	140	140
	ios	388	0.37	174		322	0.49	188		
3	sus	430	0.37	193	154	343	0.49	200	162	162
	ios	432	0.34	177		347	0.46	189		
2	sus	464	0.34	190	154	364	0.46	199	162	162
	ios	465	0.32	180		367	0.43	190		
1	sus	484	0.32	187	154	382	0.43	198	162	162
	ios	485	0.31	182		385	0.41	191		
P	sus	490	0.31	200	349	399	0.41	214	307	349
	ios	490	1	637		402	1.00	522		

Tabel E 5.1.61. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax A

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing^{nec}_{calcul}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	135	1136	5.6	7.2	8
6	99		4.8		8
5	118		5.2		8
4	140		5.7		8
3	162		6.1		8
2	162		6.1		8
1	162		6.1		8
P sus	349		9.0		10
P baza	349		9.0	9.4	10

Tabel E 5.1.62. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax B

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing^{nec}_{calcul}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	154	1136	6.0	7.2	8
6	174		6.3		8
5	230		7.3		8
4	245		7.5		8
3	312		8.5		10
2	293		8.2		10
1	299		8.3		10
P sus	426		9.9		10
P baza	426		9.9	9.4	10

Tabel E 5.1.63. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax C

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing^{nec}_{calcul}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	154	1136	6.0	7.2	8
6	174		6.3		8
5	230		7.3		8
4	245		7.5		8
3	312		8.5		10
2	293		8.2		10
1	299		8.3		10
P sus	426		9.9		10
P baza	426		9.9	9.4	10

Tabel E 5.1.64. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax D

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$\varnothing^{nec}_{calcul}$	$\varnothing_{constructiv}$	\varnothing_{eff}	
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	
7	135	1136	5.6	7.2	8	
6	99		4.8		8	
5	118		5.2		8	
4	140		5.7		8	
3	162		6.1		8	
2	162		6.1		8	
1	162		6.1		8	
P sus	349		9.0		10	
P baza	349		9.0		9.4	10

E 5.1.8.5. Verificarea nodurilor de cadru

Nodurile se proiectează astfel încât să poată prelua și transmite forțele tăietoare care acționează asupra lor în plan orizontal și în plan vertical.

Forța tăietoare de proiectare în nod se stabilește corespunzător situației plastificării grinzilor care intră în nod, pentru sensul de acțiune cel mai defavorabil al acțiunii seismice.

Algoritm de calcul

Se determină valoarea de proiectare a forței tăietoare în nod, V_{jhd} :

- pentru noduri centrale:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$$

- pentru noduri de capăt:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c$$

unde,

A_{s1}, A_{s2} ariile armăturilor întinse de la partea superioară și, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice

V_c forța tăietoare din stâlpul de deasupra nodului corespunzătoare situației considerate

γ_{Rd} factor de suprarezistență al oțelului, egal cu 1,1

Se verifică dacă forța de compresiune înclinată produsă în nod de mecanismul de diagonală comprimată nu va depăși rezistența la compresiune a betonului solicitat transversal la întindere:

- pentru noduri centrale:

$$V_{jhd} \leq 0,3b_j h_c f_{cd}$$

- pentru noduri de capăt:

$$V_{jhd} \leq 0,25b_j h_c f_{cd}$$

unde,

η coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare; $\eta = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,54$

v_d forța axială normalizată în stâlpul de deasupra nodului

b_j lățimea de proiectare a nodului; $b_j = \min(b_c; b_w + 0,5h_c)$

În cazul în care inegalitățile nu sunt satisfăcute, trebuie crescute dimensiunile nodului (prin creșterea dimensiunilor stâlpului) și/sau calitatea betonului.

Se determină armătura transversală necesară din nod, A_{sh} , necesară asigurării integrității acestuia după fisurarea înclinată:

- pentru noduri centrale:

$$A_{sh}^{nec} = \frac{0,8(A_{s1} + A_{s2})f_{yd}(1 - 0,8v_d)}{f_{ywd}}$$

- pentru noduri de capăt:

$$A_{sh}^{nec} = \frac{0,8A_{s2}f_{yd}(1 - 0,8v_d)}{f_{ywd}}$$

unde,

A_{s1}, A_{s2} ariile armăturilor întinse de la partea superioară și, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice

v_d forța axială normalizată în stâlpul inferior

În cazul în care nu există grinzi care intră în nod în direcție transversală acțiunii seismice, pe ambele fețe laterale ale nodului, armătura rezultată din calcul, A_{sh} , se sporește cu 25%.

Se verifică dacă armătura verticală care trece prin nod este suficientă:

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} A_{sh} (h_{jc} / h_{jw})$$

unde,

h_{jw} distanța interax între armăturile de la partea superioară și cea inferioară a grinzilor

h_{jc} distanța interax între armăturile marginale ale stâlpilor

Armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armătura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului.

Verificarea nodurilor se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.65 până la 80.

Armare transversala stâlpi - cadru interior

Tabelul E 5.1.65. Forța tăietoare de proiectare în nod asociată sensului pozitiv [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	A _{s,b}		V _c		A _{s,b}		V _c		A _{s,b}		V _c		A _{s,b}		V _c	
	stânga	dreapta	sus		stânga	dreapta	sus		stânga	dreapta	sus		stânga	dreapta	sus	
7	680	763	0	476	1448	763	0	730	1448	763	0	730	1140	-680	0	152
6	416	763	123	266	1448	763	153	577	1448	763	156	573	1140	-416	83	156
5	416	1140	91	423	1963	1140	218	806	1963	1140	218	806	1742	-416	87	350
4	415	1140	106	408	1963	1140	248	776	1963	1140	248	776	1742	-415	114	324
3	415	1742	127	584	2233	1473	228	995	2233	1742	236	1075	2454	-415	138	535
2	414	1742	150	561	2233	1473	308	915	2233	1742	330	982	2454	-414	166	507
1	414	1742	150	561	2233	1473	265	958	2233	1742	284	1028	2454	-414	166	507
P	413	1742	150	561	2233	1473	279	944	2233	1742	299	1013	2454	-413	166	507

Tabelul E 5.1.66. Forța tăietoare de proiectare în nod asociată sensului negativ [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	A _{s,b}		V _c		A _{s,b}		V _c		A _{s,b}		V _c		A _{s,b}		V _c	
	stânga	dreapta	sus		stânga	dreapta	sus		stânga	dreapta	sus		stânga	dreapta	sus	
7	-680	1140	0	152	763	1448	0	730	763	1448	0	730	763	680	0	476
6	-416	1140	83	156	763	1448	156	573	763	1448	153	577	763	416	123	266
5	-416	1742	87	350	1140	1963	218	806	1140	1963	218	806	1140	416	91	423
4	-415	1742	114	324	1140	1963	248	776	1140	1963	248	776	1140	415	106	408
3	-415	2454	138	535	1742	2233	236	1075	1473	2233	228	995	1742	415	127	584
2	-414	2454	166	507	1742	2233	330	982	1473	2233	308	915	1742	414	150	561
1	-414	2454	166	507	1742	2233	284	1028	1473	2233	265	958	1742	414	150	561
P	-413	2454	166	507	1742	2233	299	1013	1473	2233	279	944	1742	413	150	561

Tabulul E 5.1.67. Verificarea bielei comprimate în nod; sens pozitiv

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D							
	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifi	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,max}	V _{jhd}	Verifica	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica
	[kN]		[kN]	[kN]	care	[kN]		[kN]	[kN]	re	[kN]		[kN]	[kN]	re	[kN]		[kN]	[kN]	re
7	0	0.00	1260	476	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.0	1260	152	OK
6	214	0.04	1260	266	OK	233	0.05	1513	577	OK	259	0.05	1513	573	OK	239	0.0	1260	156	OK
5	409	0.08	1260	423	OK	490	0.10	1513	806	OK	526	0.10	1513	806	OK	510	0.1	1260	350	OK
4	575	0.11	1260	408	OK	758	0.15	1513	776	OK	785	0.16	1513	776	OK	805	0.1	1260	324	OK
3	717	0.14	1260	584	OK	1036	0.21	1513	995	OK	1036	0.21	1513	1075	OK	1123	0.2	1260	535	OK
2	838	0.17	1260	561	OK	1324	0.26	1513	915	OK	1282	0.25	1513	982	OK	1459	0.2	1260	507	OK
1	941	0.19	1260	561	OK	1624	0.32	1513	958	OK	1522	0.30	1513	1028	OK	1809	0.3	1260	507	OK
P	1032	0.20	1260	561	OK	1933	0.38	1513	944	OK	1759	0.35	1513	1013	OK	2166	0.4	1260	507	OK

Tabulul E 5.1.68. Verificarea bielei comprimate în nod; sens negativ

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D							
	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifi	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,max}	V _{jhd}	Verifica	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica	N _{Ed}	v _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica
	[kN]		[kN]	[kN]	care	[kN]		[kN]	[kN]	re	[kN]		[kN]	[kN]	re	[kN]		[kN]	[kN]	re
7	0	0.00	1260	152	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.0	1260	476	OK
6	239	0.05	1260	156	OK	259	0.05	1513	573	OK	233	0.05	1513	577	OK	214	0.0	1260	266	OK
5	510	0.10	1260	350	OK	526	0.10	1513	806	OK	490	0.10	1513	806	OK	409	0.0	1260	423	OK
4	805	0.16	1260	324	OK	785	0.16	1513	776	OK	758	0.15	1513	776	OK	575	0.1	1260	408	OK
3	1123	0.22	1260	535	OK	1036	0.21	1513	1075	OK	1036	0.21	1513	995	OK	717	0.1	1260	584	OK
2	1459	0.29	1260	507	OK	1282	0.25	1513	982	OK	1324	0.26	1513	915	OK	838	0.1	1260	561	OK
1	1809	0.36	1260	507	OK	1522	0.30	1513	1028	OK	1624	0.32	1513	958	OK	941	0.1	1260	561	OK
P	2166	0.43	1260	507	OK	1759	0.35	1513	1013	OK	1933	0.38	1513	944	OK	1032	0.2	1260	561	OK

Tabelul E 5.1.69. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens pozitiv

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}
	stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta		
7	680	763	0.00	1155	1448	763	0.00	1769	1448	763	0.00	1769	1140	-680	0.00	368
6	416	763	0.04	911	1448	763	0.05	1703	1448	763	0.05	1696	1140	-416	0.05	557
5	416	1140	0.08	1164	1963	1140	0.10	2289	1963	1140	0.10	2275	1742	-416	0.10	975
4	415	1140	0.11	1131	1963	1140	0.15	2184	1963	1140	0.16	2173	1742	-415	0.16	926
3	415	1742	0.14	1529	2233	1473	0.21	2477	2233	1742	0.21	2657	2454	-415	0.22	1340
2	414	1742	0.17	1496	2233	1473	0.26	2342	2233	1742	0.25	2533	2454	-414	0.29	1254
1	414	1742	0.19	1467	2233	1473	0.32	2201	2233	1742	0.30	2412	2454	-414	0.36	1164
P	413	1742	0.20	1442	2233	1473	0.38	2055	2233	1742	0.35	2293	2454	-413	0.43	1071

 Tabelul E 5.1.70. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens negativ.

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}	A _{s,b}		v	A _{sh} ^{nec}
	stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta		
7	-680	1140	0.00	368	763	1448	0.00	1769	763	1448	0.00	1769	763	680	0.00	1155
6	-416	1140	0.05	557	763	1448	0.05	1696	763	1448	0.05	1703	763	416	0.04	911
5	-416	1742	0.10	975	1140	1963	0.10	2275	1140	1963	0.10	2289	1140	416	0.08	1164
4	-415	1742	0.16	926	1140	1963	0.16	2173	1140	1963	0.15	2184	1140	415	0.11	1131
3	-415	2454	0.22	1340	1742	2233	0.21	2657	1473	2233	0.21	2477	1742	415	0.14	1529
2	-414	2454	0.29	1254	1742	2233	0.25	2533	1473	2233	0.26	2342	1742	414	0.17	1496
1	-414	2454	0.36	1164	1742	2233	0.30	2412	1473	2233	0.32	2201	1742	414	0.19	1467
P	-413	2454	0.43	1071	1742	2233	0.35	2293	1473	2233	0.38	2055	1742	413	0.20	1442

Tabelul E 5.1.71. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax A și D							
	A _{nec}	s	\varnothing_{nec}	\varnothing_{eff}	A _{sh eff}	A _{nec}	A _{eff}	Verificare
7	1155	100	8.6	10	1571	984	3054	ok
6	911	100	7.6	8	1005	630	3054	ok
5	1164	100	8.6	10	1571	984	3054	ok
4	1131	100	8.5	10	1571	984	3054	ok
3	1529	100	9.9	12	2262	1417	3054	ok
2	1496	100	9.8	10	1571	984	3054	ok
1	1467	100	9.7	10	1571	984	3054	ok
P	1442	100	9.6	10	1571	984	3054	ok

Tabelul E 5.1.72. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax B și C							
	A _{nec}	s	\varnothing_{nec}	\varnothing_{eff}	A _{sh eff}	A _{nec}	A _{eff}	Verificare
7	1769	100	10.6	12	2262	1417	3054	ok
6	1703	100	10.4	12	2262	1417	5889	ok
5	2289	75	10.2	12	3167	1984	5889	ok
4	2184	75	10.0	12	3167	1984	3768	ok
3	2657	75	11.0	12	3167	1984	5889	ok
2	2533	75	10.7	12	3167	1984	3768	ok
1	2412	75	10.5	12	3167	1984	3768	ok
P	2293	75	10.2	12	3167	1984	3768	ok

Armare transversală stâlpi - cadru exterior

Tabelul E 5.1.73. Forța tăietoare de proiectare în nod asociată sensului pozitiv [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	As,s		V _{jhd}		As,s		V _{jhd}		As,s		V _{jhd}		As,s		V _{jhd}	
	stânga	dreapta	sus	0	stânga	dreapta	sus	0	stânga	dreapta	sus	0	stânga	dreapta	sus	0
7	1057	663	0	568	1140	663	0	595	1140	663	0	595	914	-1057	0	-47
6	680	663	135	308	1140	663	150	445	1140	663	154	441	914	-680	36	41
5	679	1140	99	502	1742	914	165	711	1742	1140	174	777	1742	-679	66	285
4	679	1140	118	483	1742	914	212	665	1742	1140	230	721	1742	-679	101	250
3	680	1742	140	660	2233	1362	223	963	2233	1742	245	1067	2454	-680	126	460
2	680	1742	162	637	2233	1362	282	904	2233	1742	312	999	2454	-680	154	431
1	680	1742	162	637	2233	1362	265	921	2233	1742	293	1019	2454	-680	154	431
P	680	1742	162	637	2233	1362	271	915	2233	1742	299	1013	2454	-680	154	431

Tabelul E 5.1.74. Forța tăietoare de proiectare în nod asociată sensului negativ [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	As,b		V _{jhd}		As,b		V _{jhd}		As,b		V _{jhd}		As,b		V _{jhd}	
	stânga	dreapta	sus	0	stânga	dreapta	sus	0	stânga	dreapta	sus	0	stânga	dreapta	sus	0
7	1057	663	0	568	7	1057	663	0	568	7	1057	663	0	568	7	1057
6	680	663	135	308	6	680	663	135	308	6	680	663	135	308	6	680
5	679	1140	99	502	5	679	1140	99	502	5	679	1140	99	502	5	679
4	679	1140	118	483	4	679	1140	118	483	4	679	1140	118	483	4	679
3	680	1742	140	660	3	680	1742	140	660	3	680	1742	140	660	3	680
2	680	1742	162	637	2	680	1742	162	637	2	680	1742	162	637	2	680
1	680	1742	162	637	1	680	1742	162	637	1	680	1742	162	637	1	680
P	680	1742	162	637	P	680	1742	162	637	P	680	1742	162	637	P	680

Tabelul E 5.1.75. Verificarea bielei comprimate în nod; sens pozitiv

Nivel	Nod ax A					Nod ax B					Nod ax C					Nod ax D				
	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifi	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,max}	V _{jhd}	Verifi	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica
	[kN]		[kN]	[kN]	care	[kN]		[kN]	[kN]	car	[kN]		[kN]	[kN]	re	[kN]		[kN]	[kN]	re
7	0	0.00	1260	568	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	-47	OK
6	245	0.05	1260	308	OK	211	0.04	1260	445	OK	242	0.05	1260	441	OK	270	0.05	1260	41	OK
5	440	0.09	1260	502	OK	440	0.09	1260	711	OK	478	0.09	1260	777	OK	538	0.11	1260	285	OK
4	613	0.12	1260	483	OK	683	0.14	1260	665	OK	697	0.14	1260	721	OK	835	0.17	1260	250	OK
3	765	0.15	1260	660	OK	938	0.19	1260	963	OK	902	0.18	1260	1067	OK	1154	0.23	1260	460	OK
2	898	0.18	1260	637	OK	1205	0.24	1260	904	OK	109	0.22	1260	999	OK	1492	0.30	1260	431	OK
1	1018	0.20	1260	637	OK	1481	0.29	1260	921	OK	126	0.25	1260	1019	OK	1846	0.37	1260	431	OK
P	1129	0.22	1260	637	OK	1766	0.35	1260	915	OK	143	0.28	1260	1013	OK	2211	0.44	1260	431	OK

Tabelul E 5.1.76. Verificarea bielei comprimate în nod; sens negativ

Nivel	Nod ax A					Nod ax B					Nod ax C					Nod ax D				
	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifi	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,max}	V _{jhd}	Verifi	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica	N _{Ed}	V _d	V _{Rd,ma}	V _{jhd}	Verifica
	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	re	[kN]		[kN]	[kN]	re
7	0	0.00	1260	-47	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	568	OK
6	270	0.05	1260	41	OK	242	0.05	1260	441	OK	211	0.04	1260	445	OK	245	0.05	1260	308	OK
5	538	0.11	1260	285	OK	478	0.09	1260	777	OK	440	0.09	1260	711	OK	440	0.09	1260	502	OK
4	835	0.17	1260	250	OK	697	0.14	1260	721	OK	683	0.14	1260	665	OK	613	0.12	1260	483	OK
3	1154	0.23	1260	460	OK	902	0.18	1260	1067	OK	938	0.19	1260	963	OK	765	0.15	1260	660	OK
2	1492	0.30	1260	431	OK	1092	0.22	1260	999	OK	1205	0.24	1260	904	OK	898	0.18	1260	637	OK
1	1846	0.37	1260	431	OK	1269	0.25	1260	1019	OK	1481	0.29	1260	921	OK	1018	0.20	1260	637	OK
P	2211	0.44	1260	431	OK	1432	0.28	1260	1013	OK	1766	0.35	1260	915	OK	1129	0.22	1260	637	OK

Tabelul E 5.1.77. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens pozitiv

Nivel	Nod ax A						Nod ax B						Nod ax C						Nod ax D					
	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh				
	stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta						
7	1057	663	0.00	1376	1140	663	0.00	1442	1140	663	0.00	1442	1140	663	0.00	1442	914	-1057	0.00	-114				
6	680	663	0.05	1033	1140	663	0.04	1394	1140	663	0.05	1387	914	-680	0.05	179	914	-680	0.05	179				
5	679	1140	0.09	1354	1742	914	0.09	1977	1742	114	0.09	2131	1742	-679	0.11	778	1742	-679	0.11	778				
4	679	1140	0.12	1314	1742	914	0.14	1895	1742	114	0.14	2050	1742	-679	0.17	737	1742	-679	0.17	737				
3	680	1742	0.15	1702	2233	1362	0.19	2448	2233	174	0.18	2725	2454	-680	0.23	1160	2454	-680	0.23	1160				
2	680	1742	0.18	1661	2233	1362	0.24	2326	2233	174	0.22	2629	2454	-680	0.30	1083	2454	-680	0.30	1083				
1	680	1742	0.20	1625	2233	1362	0.29	2200	2233	174	0.25	2540	2454	-680	0.37	1003	2454	-680	0.37	1003				
P	680	1742	0.22	1591	2233	1362	0.35	2070	2233	174	0.28	2457	2454	-680	0.44	921	2454	-680	0.44	921				

 Tabelul E 5.1.78. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens negativ

Nivel	Nod ax A						Nod ax B						Nod ax C						Nod ax D					
	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh	A _{s,b}		v	A ^{nec} sh				
	stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta			stânga	dreapta						
7	-1057	914	0.00	-114	663	1140	0.00	1442	663	114	0.00	1442	663	1057	0.00	1376	663	1057	0.00	1376				
6	-680	914	0.05	179	663	1140	0.05	1387	663	114	0.04	1394	663	680	0.05	1033	663	680	0.05	1033				
5	-679	1742	0.11	778	1140	1742	0.09	2131	914	174	0.09	1977	1140	679	0.09	1354	1140	679	0.09	1354				
4	-679	1742	0.17	737	1140	1742	0.14	2050	914	174	0.14	1895	1140	679	0.12	1314	1140	679	0.12	1314				
3	-680	2454	0.23	1160	1742	2233	0.18	2725	1362	223	0.19	2448	1742	680	0.15	1702	1742	680	0.15	1702				
2	-680	2454	0.30	1083	1742	2233	0.22	2629	1362	223	0.24	2326	1742	680	0.18	1661	1742	680	0.18	1661				
1	-680	2454	0.37	1003	1742	2233	0.25	2540	1362	223	0.29	2200	1742	680	0.20	1625	1742	680	0.20	1625				
P	-680	2454	0.44	921	1742	2233	0.28	2457	1362	223	0.35	2070	1742	680	0.22	1591	1742	680	0.22	1591				

Tabelul E 5.1.79. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax A și D							
	A _{nec}	s	\varnothing_{nec}	\varnothing_{eff}	A _{sh eff}	A _{nec}	A _{eff}	Verificare
7	1720	100	10.5	12	2262	1417	3054	ok
6	1291	100	9.1	10	1571	984	3054	ok
5	1692	100	10.4	12	2262	1417	3054	ok
4	1642	100	10.2	12	2262	1417	3054	ok
3	2128	100	11.6	12	2262	1417	3054	ok
2	2077	100	11.5	12	2262	1417	3054	ok
1	2031	100	11.4	12	2262	1417	3054	ok
P	1988	100	11.3	12	2262	1417	3054	ok

Tabelul E 5.1.80. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax B și C							
	A _{nec}	s	\varnothing_{nec}	\varnothing_{eff}	A _{sh eff}	A _{nec}	A _{eff}	Verificare
7	1803	100	10.7	12	2262	1417	3054	ok
6	1743	100	10.5	12	2262	1417	3768	ok
5	2663	75	11.0	12	3167	1984	4560	ok
4	2563	75	10.8	12	3167	1984	3768	ok
3	3406	75	12.4	14	4310	2701	4560	ok
2	3286	75	12.2	14	4310	2701	3768	ok
1	3175	75	12.0	14	4310	2701	3768	ok
P	3072	75	11.8	12	3167	1984	3768	ok

E 5.2 Proiectarea unei structuri cu pereți structurali din beton armat

E 5.2.1. Descrierea construcției

- Amplasament: București;
- În elevație: 3S+P+14 etaje;
 înălțime etaj curent: 3.0m;
 Înălțime parter: 6.0m;
- În plan: Cinci deschideri $D=8\text{m}$;
 Patru travei $t=7\text{m}$ și o travee centrală de 4m;

Funcțiune: Birouri.

Figura 1 conține, cu rol informativ, planul de cofraj al unui nivel curent al clădirii.

Materiale folosite:

- Beton C30/37: $f_{ck}=30\text{ MPa}$, $f_{cd}=20\text{ MPa}$, $E=33\times 10^3\text{ MPa}$;
- Oțel S500: $f_{yk}=500\text{ MPa}$, $f_{yd}=435\text{ MPa}$, $E=2\times 10^5\text{ MPa}$;

Caracterizarea amplasamentului:

- Accelerația maximă a terenului (IMR=100 ani): $a_g=0.30g$;
- Perioada de colț: $T_c=1.6\text{ sec}$.

Proiectarea structurii a fost făcută pentru clasa H de ductilitate și clasa de importanță III ($\gamma_I=1.0$).

E 5.2.2. Predimensionarea elementelor structurale

Predimensionarea elementelor structurale reprezintă prima etapă în calculul acestora. În cazul structurilor din beton armat masa elementelor structurale reprezintă o mare parte din încărcările gravitaționale. Din această cauză pentru obținerea preliminară a unor dimensiuni pentru elementele structurale se folosesc formule simplificate derivate din criteriile de rigiditate, ductilitate, arhitecturale sau tehnologice.

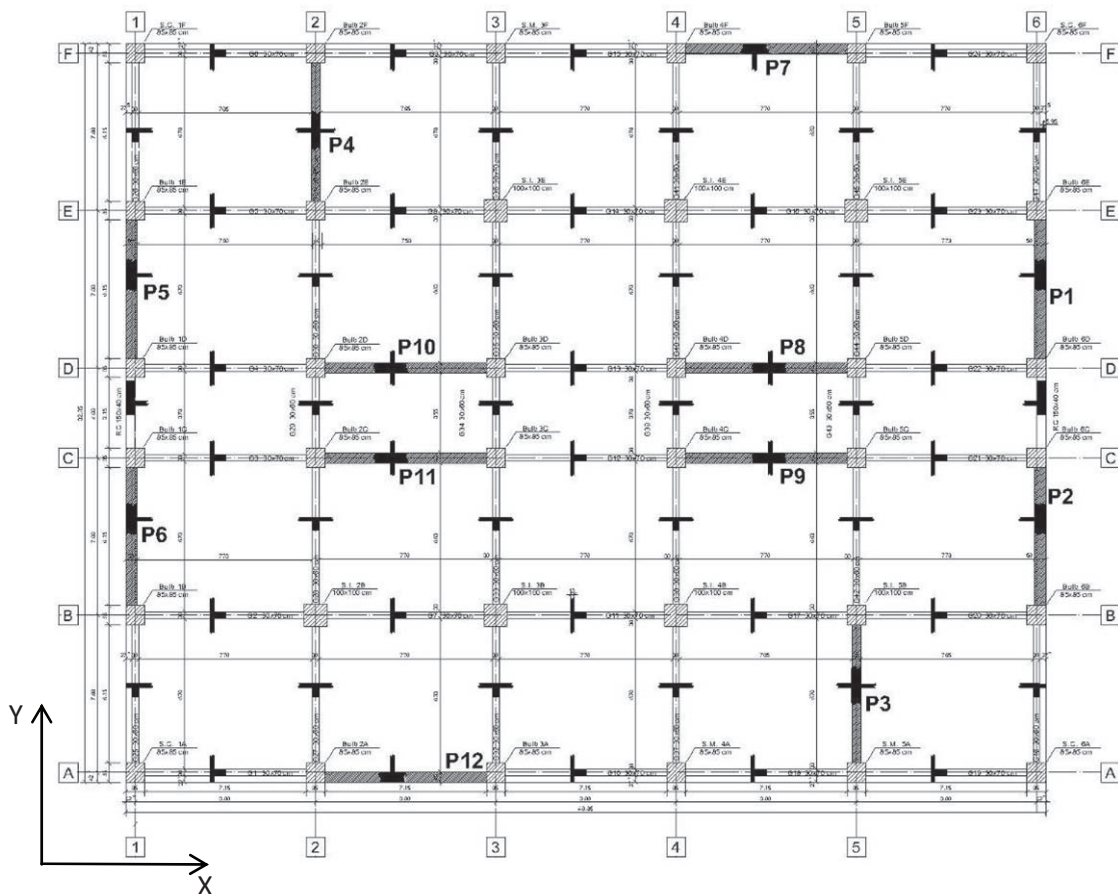


Figura E 5.2.1. Plan cofraj planșeu etaj curent

E 5.2.2.1. Predimensionarea grinzilor

Predimensionarea pe baza criteriilor de rigiditate și a criteriilor arhitecturale

Deschidere $L=8.0\text{m}$;

Travee $t=7.0\text{m}$.

Grinda longitudinală

$$h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot 8.00 = 1.00 \div 0.66 \text{ m} \quad h_w = 0.70 \text{ m};$$

$$b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot 0.70 = 0.35 \div 0.23 \text{ m} \quad b_w = 0.30 \text{ m};$$

Grinda transversală

$$h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot t = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot 7.00 = 0.875 \div 0.583 \text{ m} \quad h_w = 0.60 \text{ m};$$

$$b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot 0.60 = 0.30 \div 0.20 \text{ m} \quad b_w = 0.30 \text{ m}.$$

E 5.2.2.2. Predimensionarea plăcilor

Predimensionarea pe baza criteriilor de rigiditate și izolare fonică

În faza de predimensionare se consideră lumina aproximativ egală cu deschiderea interax. Trama tipică este 8 x 7m, placa fiind armată pe două direcții. Pentru limitarea săgeților verticale și obținerea unor procente de armare economice se pot utiliza următoarele condiții :

$$- \quad h_{st} = \frac{P}{180} + 20 \text{ mm};$$

$$L_0 = L - b_w = 8.00 - 0.30 = 7.70 \text{ m};$$

$$t_0 = t - b_w = 7.00 - 0.30 = 6.70 \text{ m};$$

$$P = 2(L_0 + t_0) = 2(7.70 + 6.70) = 28.80 \text{ m};$$

L_0 și t_0 - deschiderile de calcul pe cele două direcții;

P - perimetrul plăcii;

$$- \quad h_{st} > 130 \text{ mm, din motive de izolare fonică}$$

Se alege $h_{st} = 18\text{cm}$.

Evaluarea încărcărilor gravitaționale în situația de proiectare la cutremur

Se detaliază gruparea acțiunilor, respectiv gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, care conțin acțiunea seismică .

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + \gamma_{Ie} A_{Ek} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{unde:}$$

- $G_{k,j}$ - efectul acțiunii permanente j , luată cu valoarea caracteristică;
 $Q_{k,i}$ - efectul pe structură al acțiunii variabile i , luată cu valoarea caracteristică;
 A_{Ek} - valoarea caracteristică a acțiunii seismice ce corespunde intervalului mediu de recurență pentru Starea Limita Ultima (ULS);
 $\psi_{2,i}$ - coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile i ;
 γ_{Ie} - coeficient de importanță și expunere a clădirii.

Valorile caracteristice G_k și Q_k sunt valorile normate ale acțiunilor conform standardelor de încărcări. Pentru încărcările din zăpadă și cele datorate exploatării $\psi_2=0.4$.

Tabelul E 5.2.1 Evaluarea încărcărilor pe placa de planșeu a nivelului curent

Încărcare	q^n (kN/m ²)	n^{ld}	ns^d	q^{ld} (kN/m ²)	q^{sd} (kN/m ²)
Greutate proprie placă	4.5	1.0	1.35	4.5	6.075
Încărcare utilă	2.5	0.4	1.5	1	3.75
Încărcare din compartimentări și pardoseală	2.07	1.0	1.35	2.07	2.79
				7.57	12.615

Tabelul E 5.2.2 Evaluarea încărcărilor pe grinzile perimetrare la nivelul curent

Încărcare	q^n (kN/m ²)	n^{ld}	ns^d	q^{ld} (kN/m ²)	q^{sd} (kN/m ²)
Încărcare din închideri	3.0	1.0	1.35	3.0	4.05

Tabelul E 5.2.3 Evaluarea încărcărilor pe placa de planșeu a ultimului nivel

Încărcare	q^n (kN/m ²)	n^{ld}	ns^d	q^{ld} (kN/m ²)	q^{sd} (kN/m ²)
Greutate proprie placă	4.5	1.0	1.35	4.5	6.075
Încărcare din Termo-Hidroizolație	3.85	1.0	1.35	3.85	5.2
Încărcare utilă	0.75	0.4	1.5	0.3	1.125
Încărcare din zăpadă	2	0.4	1.5	0.8	3.0
				9.45	15.4

E 5.2.2.3. Predimensionarea stâlpilor

Deoarece stâlpii structurii nu sunt elemente care participă la preluarea forței laterale, acest rol fiind îndeplinit de către pereții structurali, ei se vor proiecta ca elemente secundare. Criteriile referitoare la înălțimea relativă a zonei comprimate sunt mai puțin restrictive, acceptându-se un nivel mai mare al compresiunii în stâlpi decât în cazul celor ce alcătuiesc structurile în cadre de beton armat, cu rol principal în preluarea acțiunilor seismice. Astfel, conform paragrafului 5.6.2.4 din [1], forța axială adimensională din stâlpi se recomandă a nu depăși valoarea de 0,7.

1. Stâlp marginal

$$\begin{aligned} \text{Aria aferentă stâlpului marginal : } & A_{af} = 8 \cdot 3.5 = 28 \text{ m}^2 \\ \text{Încărcări : - greutate proprie stâlp} & N_{gp} = 0.50 \cdot 0.50 \cdot 25 \cdot (14 \cdot 3 + 6) \\ & N_{gp} = 300 \text{ kN} \\ & \text{- greutate grinzi} & N_{gr} = 15 \cdot 0.30 \cdot 0.70 \cdot 8 \cdot 25 + 15 \cdot 0.30 \cdot 0.60 \cdot 3.50 \cdot 25 \\ & & N_{gr} = 866.30 \text{ kN} \\ N_{tot} = 300 + 866.3 + (14 \cdot 28 \cdot 7.57 + 1 \cdot 28 \cdot 9.45) + 13 \cdot 8 \cdot 3 + 8 \cdot 5.07 & = 4751 \text{ kN} \\ v_{rec} = 0.7 & \end{aligned}$$

$$b = \sqrt{\frac{4751 \cdot 10^3}{20 \cdot 0.7}} = 682 \text{ mm}$$

2. Stâlp de colț

$$\begin{aligned} \text{Aria aferentă stâlpului de colț : } & A_{af} = 4.0 \cdot 3.5 = 14.0 \text{ m}^2 \\ N_{tot} = 300 + 15 \cdot 25 \cdot (0.3 \cdot 0.7 \cdot 4 + 0.3 \cdot 0.6 \cdot 3.5) + (14 \cdot 14 \cdot 7.57 + 1 \cdot 14 \cdot 9.45) + 3 \cdot 7.5 + 5.07 \cdot 7.5 & = \\ = 2528 \text{ kN} & \end{aligned}$$

$$b_{cm} = h_{cm} = \sqrt{\frac{2528 \cdot 10^3}{20 \cdot 0.7}} = 425 \text{ mm}$$

3. Stâlp interior

$$\begin{aligned} \text{Aria aferentă stâlpului interior: } & A_{af} = 8 \cdot 7 = 56 \text{ m}^2 \\ N_{tot} = 300 + 12 \cdot 25 \cdot (0.3 \cdot 0.7 \cdot 8 + 0.3 \cdot 0.6 \cdot 7) + 14 \cdot 56 \cdot 7.57 + 56 \cdot 9.45 & = 7867 \text{ kN} \\ v_{rec} = 0.7 & \end{aligned}$$

$$b_{cc} = h_{cc} = \sqrt{\frac{7867 \cdot 10^3}{20 \cdot 0.7}} = 750 \text{ mm.}$$

Se aleg: - pentru stâlpi marginali și de colț: $b_c = 70 \text{ cm}$;
- pentru stâlpi interiori: $b_c = 75 \text{ cm}$.

E 5.2.3. Calculul structurii conform CR 2-1-1.1

E 5.2.3.1. Evaluarea încărcărilor seismice:

Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție principală, se determină cu relația:

$$F_b = \gamma_I \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

în care:

$\gamma_{I,e}$ - factorul de importanță – expunere la cutremur a construcției; pentru clădiri obișnuite $\gamma_{I,e} = 1$;

a. În direcția Y (direcția pereților cuplați):

$S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de proiectare corespunzător perioadei proprii fundamentale de vibrație T_1 . Pentru orașul București și perioada $T_1 < T_c$:

$$S_d(T_1) = \frac{a_g \cdot \beta(T)}{q}$$

q_y - factorul de comportare al structurii; pentru structuri redundante cu pereți cuplați din beton armat, regulate în plan și în elevație, pentru clasa H de

ductilitate, se ia: a. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5.0 \cdot 1.25 = 6.25$, pentru DCH;

b. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.5 \cdot 1.25 = 4.375$, pentru DCM.

b. În direcția X (direcția pereților izolați):

$S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de proiectare corespunzător perioadei proprii fundamentale de vibrație T_1 . Pentru orașul București și perioada $T_1 < T_c$:

$$S_d(T_1) = \frac{a_g \cdot \beta(T)}{q}$$

q_x - factorul de comportare al structurii; pentru structuri redundante în cadre din beton armat, regulate în plan și în elevație, pentru clasa H de ductilitate, se

calculează: a. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4.0 \cdot 1.15 = 4.60$, pentru DCH;

b. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.0 \cdot 1.15 = 3.45$, pentru DCM;

a_g - accelerația orizontală maximă a terenului, pentru București $a_g = 0,30$ g;

$\beta(T)$ - spectru normalizat de răspuns elastic;

T_1 - perioada proprie de vibrație a structurii;

m - masa totală a clădirii calculată ca sumă a maselor de nivel;

$$m = \sum_{i=1}^n m_i = \sum_{i=1}^n \frac{G_i}{g};$$

λ - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental la răspunsul seismic al structurii:

$\lambda=0,85$ pentru $T_1 < T_c$ și clădirea are mai mult de 2 niveluri;

$\lambda=1,0$ pentru restul construcțiilor.

Calculul coeficientului seismic „c”:

$$c = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda / g = F_{Tb} / G$$

a. În direcția pereților cuplați: 1. DCH $c_y = 1 \cdot 0.12 \cdot 0.85 = 0.102$

2. DCM $c_y = 1 \cdot 0.171 \cdot 0.85 = 0.146$

b. În direcția pereților izolați: 1. DCH $c_x = 1 \cdot 0.163 \cdot 0.85 = 0.139$

2. DCM $c_x = 1 \cdot 0.217 \cdot 0.85 = 0.185$

E 5.2.3.2. Verificarea deplasărilor laterale

E 5.2.3.2.1. Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Această verificare are ca scop asigurarea continuității în funcționare a clădirii în urma unui cutremur de intensitate mică, cu probabilitate mare de apariție pe durata de viață a construcției (IMR= 30 ani). Acest deziderat se realizează prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

d_r^{SLS} - deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

v - factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociate verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului v este 0.5;

q - factorul de comportare specific tipului de structură;

d_{re} - deplasarea relativă a aceluiși nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;

$d_{r,a}^{SLS}$ - valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel: $d_{r,a}^{SLS} = 0.005$.

E 5.2.3.2.2. Verificarea la starea limită ultimă (ULS)

Starea limită ultimă mai este întâlnită în bibliografie ca starea limită de siguranță a vieții. Este deci ușor de intuit că această verificare are drept scop evitarea pierderilor de viați omenești la atacul unui cutremur major. În acest scop, limitarea deplasărilor laterale are ca efect prevenirea apariției unor degradări suficient de mari încât să producă prăbușirii totale a elementelor nestructurale.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

d_r^{ULS} - deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS;

q - factorul de comportare specific tipului de structură;

d_{re} - deplasarea relativă a aceluiași nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c - coeficient de amplificare al deplasărilor, care ține seama că pentru $T < T_c$ (T_c este perioada de control a spectrului de răspuns) deplasările seismice calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic. Valorile c se aleg conform relației:

$$1 \leq c = 3 - 2,3 \frac{T}{T_c} \leq \frac{\sqrt{T_c q}}{1.7};$$

$d_{r,a}^{ULS}$ - valoare admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $0.025h$ (unde h este înălțimea de nivel).

Tabelul E 5.2.4 Factori de comportare și coeficienți de reducere

Direcție	Clasa	q	c	c_{max}
Long.	DCH	4.60	1.56	1.60
	DCM	3.45		1.38
Trans.	DCH	6.25		1.86
	DCM	4.38		1.56

Tabelul E 5.2.5 Verificarea deplasărilor laterale în direcția longitudinală

Nivel	Direcție	DCH				DCM				Verif.	
		$d_r^{e,DCH}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)	d_f^{ULS} (m)	d_{ra}^{ULS} (m)	$d_r^{e,DCM}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)		d_f^{ULS} (m)
E14	Longitudinal	0.0016	0.0037	0.0115			0.0021	0.0037	0.0136		ok
E13		0.0017	0.0039	0.0122			0.0022	0.0039	0.0142		ok
E12		0.0017	0.0040	0.0125			0.0023	0.0039	0.0144		ok
E11		0.0018	0.0041	0.0127			0.0024	0.0041	0.0150		ok
E10		0.0018	0.0042	0.0132			0.0024	0.0041	0.0150		ok
E9		0.0018	0.0041	0.0129			0.0024	0.0041	0.0153		ok
E8		0.0018	0.0041	0.0129			0.0024	0.0041	0.0150		ok
E7		0.0018	0.0041	0.0129	0.025		0.0024	0.0041	0.0150	0.025	ok
E6		0.0018	0.0041	0.0127			0.0023	0.0039	0.0144		ok
E5		0.0016	0.0038	0.0117			0.0022	0.0038	0.0140		ok
E4		0.0016	0.0036	0.0113			0.0020	0.0035	0.0127		ok
E3		0.0014	0.0032	0.0101			0.0018	0.0031	0.0114		ok
E2		0.0012	0.0028	0.0086			0.0015	0.0026	0.0097		ok
E1		0.0010	0.0022	0.0069			0.0012	0.0021	0.0078		ok
P			0.0005	0.0012	0.0038		0.0007	0.0012	0.0042		ok

Tabelul E 5.2.6 Verificarea deplasărilor laterale în direcția transversală

Nivel	Direcție	DCH				DCM				Verif.	
		$d_r^{e,DCH}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)	d_f^{ULS} (m)	d_{ra}^{ULS} (m)	$d_r^{e,DCM}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)		d_f^{ULS} (m)
E14	Transversal	0.0012	0.0039	0.0120			0.0019	0.0041	0.0113		ok
E13		0.0013	0.0041	0.0127			0.0019	0.0042	0.0117		ok
E12		0.0013	0.0041	0.0127			0.0020	0.0044	0.0121		ok
E11		0.0014	0.0043	0.0133			0.0020	0.0044	0.0123		ok
E10		0.0014	0.0044	0.0137			0.0021	0.0046	0.0127		ok
E9		0.0014	0.0044	0.0137			0.0021	0.0045	0.0125		ok
E8		0.0014	0.0044	0.0137			0.0021	0.0045	0.0125		ok
E7		0.0014	0.0043	0.0133			0.0021	0.0045	0.0125	0.025	ok
E6		0.0014	0.0043	0.0133	0.025		0.0020	0.0044	0.0121		ok
E5		0.0013	0.0041	0.0127			0.0019	0.0042	0.0115		ok
E4		0.0012	0.0038	0.0117			0.0018	0.0039	0.0109		ok
E3		0.0011	0.0033	0.0104			0.0015	0.0034	0.0093		ok
E2		0.0009	0.0029	0.0091			0.0014	0.0030	0.0083		ok
E1		0.0008	0.0024	0.0075			0.0011	0.0023	0.0065		ok
P			0.0004	0.0013	0.0039		0.0006	0.0012	0.0034		ok

E 5.2.3.3. Dimensionarea elementelor structurale - calculul pereților

Proiectarea structurii conform principiului ierarhizării capacităților de rezistență presupune stabilirea unor zone în care se vor concentra deformațiile plastice din timpul exercitării unei acțiuni seismice intense. Aceste zone, denumite zone critice, beneficiază de o detaliere specială, cu scopul de a le înzestra cu capacitatea de deformare necesară disipării hysteretice a unei cantități cât mai mare de energie. Zona critică, în cazul pereților structurali, izolați sau cuplați, este zona de la baza acestora (situată deasupra nivelului superior al infrastructurii sau fundațiilor), având lungimea:

$$h_{cr} = \max \{l_w, H_w/6\} \leq h_s, \text{ pentru clădiri cu cel mult 6 niveluri}$$

$$\leq 2h_s, \text{ pentru clădiri cu peste 6 niveluri}$$

în care:

H_w - înălțimea peretelui

l_w - lungimea secțiunii peretelui.

Pentru a obține o micșorare a forței seismice pereții structurali au fost proiectați ca având o grosime variabilă pe înălțime. Grosimile pereților pe înălțimea structurii sunt prezentate în tabelul de mai jos:

Tabelul E 5.2.7 Grosimi pereți structurali

Grosimi pereți (cm)				
Perete	Izolat longitudinal		Cuplat transversal	
	DCH	DCM	DCH	DCM
E10...E14	25	25	25	25
E4...E9	30	30	35	40
P...E3	35	40	45	55

E 5.2.3.3.2. Calculul pereților izolați la moment încovoietor

Valorile de dimensionare, M , ale momentelor încovoietoare în secțiunile orizontale ale pereților structurali se determină cu relațiile:

a) în suprastructură, pentru zona A:

$$M_{Ed} = M'_{Ed,o}$$

b) în suprastructură, pe înălțimea zonei B:

$$M_{Ed} = k_M \omega M'_{Ed} < \omega M'_{Ed,o}$$

M'_{Ed} - momentul încovoietor din încărcările seismice de proiectare, incluzând eventualele corecții rezultate în urma redistribuției eforturilor între pereți.

k_M - un coeficient de corecție a momentelor încovoietoare din pereți:

- în zona A:

$$k_M = 1,0;$$

- în zona B:

$k_M = 1,30$ pentru clasa de ductilitate DCH;

$k_M = 1,15$ pentru clasa de ductilitate DCM.

Pentru montanții izolați:

ω - raportul dintre valoarea momentului capabil de rasturnare, M_{Rd} , calculat la baza suprastructurii (la baza zonei A), asociat mecanismului de plastificare a peretelui structural individual, și valoarea momentului de rasturnare, M_{Ed} , corespunzător încărcărilor seismice de calcul.

Stabilirea necesității unui calcul al ductilității se face în funcție de înălțimea relativă a zonei comprimate. Dacă valorile ξ_{max} depășesc:

0,100 ($\omega + 2$), în cazul proiectării pentru clasa DCH și

0,135 ($\omega + 2$), în cazul proiectării pentru clasa DCM,

sunt necesare măsuri speciale de confinare a zonelor confinate de beton.

Exemplificarea calculului în cazul peretelui longitudinal izolat

1. Clasa H de ductilitate

$l_w = 8.85$ m; $H_w = 48$ m;

$h_{cr} = \max\{l_w, H_w/6\} = \max\{8.85; 8\}$

$h_{cr} = 8.85$ m

Prin urmare, zona A se va extinde pe înălțimea parterului și a primului etaj (9.0 m).

Calculul armăturii longitudinale este prezentat în tabelele 5.2.8...5.2.20 pentru pereții izolați. În aceste tabele semnificația termenilor este:

P - forța axială determinată în urma analizei;

M_{Rd} - momentul capabil pentru armarea propusă;

Armările obținute sunt prezentate în Figura 2.

Armare verticală:	
In bulb:	18 ϕ 28 + 6 ϕ 25
Pe inima:	2 ϕ 12/200

Tabelul E 5.2.8 Armare longitudinală zona A, nivelul 1

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	ω
1	P8	GSSXENN	Jos	-18281	-123724	128500	1.04
1		GSSXENP	Jos	-17116	124050	125400	1.01
1		GSSXEPN	Jos	-18362	-121956	128700	1.06
1		GSSXEPP	Jos	-17035	122282	125200	1.02

Tabelul E 5.2.9 Armare longitudinală zona A, nivelul 2

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)
2	P8	GSSXENN	Jos	-16755	-90013	124400
2		GSSXENP	Jos	-15624	90338	121200
2		GSSXEPN	Jos	-16832	-88706	124700
2		GSSXEPP	Jos	-15547	89031	121000

Tabelul E 5.2.10 Verificarea necesarului de armatură suplimentară pentru confinare

N.A.	x _u	Comb.	ξ _u	ξ _{max}	ξ < ξ _{lim}
226	167	GSSXENN	0.214	0.304	DA
243	150	GSSXENP	0.192	0.301	DA
225	168	GSSXEPN	0.215	0.306	DA
244	148	GSSXEPP	0.190	0.302	DA

Tabelul E 5.2.11 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M' Ed (kNm)	ω	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENN	Jos	-1317	3784	1.039	5108	30680	20φ16	2φ10/ 200
14				-2472	4863		6566	35340		
13				-3628	4415		5962	39960		
12				-4785	2349		3172	44550		
11				-5944	-1124		-1517	49010		
10				-7134	-6099		-8234	53570		
9				-8325	-12373		-16706	58060		
8				-9517	-19929		-26908	62490		
7				-10710	-28701		-38751	66840		
6				-11903	-38672		-52214	71110		
5				-13096	-49699		-67103	75230		
4				-14317	-62035		-83758	100100	24φ22	2φ12/ 200
3				-15537	-75460		-101885	103800		

Tabelul E 5.2.12 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M' _{Ed} (kNm)	ω	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENP	Jos	-1228	-3820	1.011	-5020	30310	20φ16	2φ10/ 200
14				-2296	-4850		-6374	34650		
13				-3362	-4376		-5751	38950		
12				-4430	-2285		-3003	43170		
11				-5499	1214		1596	47340		
10				-6598	6226		8182	51560		
9				-7700	12528		16464	55720		
8				-8804	20112		26430	59880		
7				-9911	28910		37992	63970		
6				-11023	38908		51131	68020		
5				-12141	49966		65663	72000		
4				-13294	62344		81929	96840	24φ22	2φ12/ 200
3				-14455	75786		99594	100500		

Tabelul E 5.2.13 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M' _{Ed} (kNm)	ω	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPN	Jos	-1319	3743	1.055	5135	30690	20φ16	2φ10/ 200
14				-2480	4802		6588	35380		
13				-3642	4360		5981	40050		
12				-4805	2325		3190	44610		
11				-5969	-1096		-1504	49120		
10				-7165	-6001		-8232	53680		
9				-8363	-12185		-16716	58210		
8				-9561	-19630		-26930	62640		
7				-10760	-28270		-38784	67010		
6				-11960	-38092		-52258	71310		
5				-13159	-48955		-67161	75440		
4				-14386	-61114		-83842	100300	24φ22	2φ12/ 200
3				-15610	-74348		-101997	104000		

Tabelul E 5.2.14 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'Ed (kNm)	ω	MEd (kNm)	MRd (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPP	Jos	-1225	-3779	1.024	-5030	30320	20 ϕ 16	2 ϕ 10/ 200
14				-2287	-4789		-6375	34600		
13				-3349	-4321		-5751	38890		
12				-4411	-2261		-3009	43100		
11				-5474	1187		1579	47250		
10				-6567	6128		8157	51420		
9				-7662	12340		16425	55590		
8				-8760	19812		26370	59720		
7				-9861	28480		37907	63790		
6				-10967	38328		51016	67800		
5				-12079	49222		65515	71770		
4				-13226	61424		81756	96610		
3				-14382	74674		99393	100300		

2. Clasa M de ductilitate

Armare efectiva:	
In bulb:	12 ϕ 32 + 24 ϕ 28
Pe inima:	2 ϕ 16/200

Tabelul E 5.2.15 Armare longitudinală zona A, nivelul 1

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	MEd (kNm)	MRd (kNm)	ω
1	P8	GSSXENN	Jos	-18637	-168203	172900	1.028
1		GSSXENP	Jos	-17120	168554	169200	1.004
1		GSSXEPN	Jos	-18741	-165702	173200	1.045
1		GSSXEPP	Jos	-17016	166054	169000	1.018

Tabelul E 5.2.16 Armare longitudinală zona A, nivelul 2

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	MEd (kNm)	MRd (kNm)
2	P8	GSSXENN	Jos	-17046	-122828	169100
2		GSSXENP	Jos	-15573	123175	165200
2		GSSXEPN	Jos	-17146	-120952	169300
2		GSSXEPP	Jos	-15473	121299	164900

Tabelul E 5.2.17 Verificarea necesarului de armătură suplimentară pentru confinare

N.A.	x_u	Comb.	ξ_u	ξ_{lim}	$\xi < \xi_{lim}$
209.7	183	GSSXENN	0.207	0.409	DA
228.3	164	GSSXENP	0.186	0.406	DA
208.4	184	GSSXEPN	0.208	0.411	DA
229.5	163	GSSXEPP	0.184	0.407	DA

Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'Ed (kNm)	ω	MEd (kNm)	MRd (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENN	Jos	-1333	4950	1.028	5852	30810	20 ϕ 16	2 ϕ 10/ 200
14				-2503	6286		7431	35540		
13				-3676	5577		6593	40170		
12				-4849	2702		3194	44740		
11				-6023	-2066		-2442	49260		
10				-7229	-8845		-10456	53840		
9				-8436	-17381		-20546	58370		
8				-9644	-27650		-32685	62830		
7				-10852	-39559		-46763	67250		
6				-12060	-53112		-62785	82330	24 ϕ 18	2 ϕ 12/ 200
5				-13266	-67984		-80365	86290		
4				-14530	-84839		-100289	121800	18 ϕ 28+ 6 ϕ 25	2 ϕ 14/ 200
3				-15790	-103069		-121840	125500		

Tabelul E 5.2.18 Armare longitudinală zona B

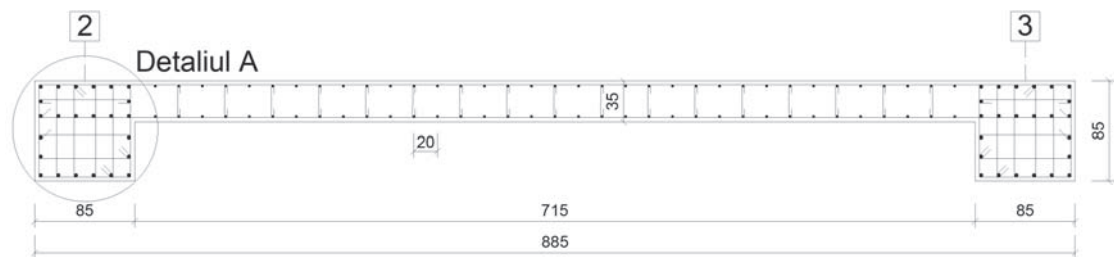
Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'Ed (kNm)	ω	MEd (kNm)	MRd (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENP	Jos	-1216	-4989	1.004	-5759	30330	20 ϕ 16	2 ϕ 10/ 200
14				-2272	-6275		-7244	34600		
13				-3328	-5538		-6393	38810		
12				-4384	-2636		-3043	42930		
11				-5441	2160		2494	47050		
10				-6528	8976		10362	51200		
9				-7618	17541		20249	55330		
8				-8711	27837		32135	59400		
7				-9809	39773		45914	63440		
6				-10911	53352		61590	78370	24 ϕ 18	2 ϕ 12/ 200
5				-12021	68256		78795	82200		
4				-13195	85165		98315	117700	18 ϕ 28+ 6 ϕ 25	2 ϕ 14/ 200
3				-16329	95400		119384	121400		

Tabelul E 5.2.19 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M' _{Ed} (kNm)	ω	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPN	Jos	-1336	4897	1.045	5887	30810	20φ16	2φ10/ 200
14				-2514	6213		7468	35560		
13				-3693	5519		6634	40230		
12				-4874	2694		3238	44840		
11				-6056	-1992		-2395	49400		
10				-7270	-8671		-10423	54000		
9				-8485	-17079		-20530	58560		
8				-9701	-27192		-32686	63050		
7				-10917	-38921		-46784	67470		
6				-12133	-52270		-62830	82570		
5				-13347	-66921		-80441	86540	24φ18	2φ12/ 200
4				-14618	-83515		-100388	122100	18φ28+ 6φ25	2φ14/ 200
3				-15885	-101469		-121970	125700		

Tabelul E 5.2.20 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M' _{Ed} (kNm)	ω	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPP	Jos	-1213	-4936	1.018	-5777	30300	20φ16	2φ10/200
14				-2262	-6202		-7258	34550		
13				-3310	-5480		-6414	38750		
12				-4359	-2628		-3076	42840		
11				-5408	2086		2442	46910		
10				-6487	8802		10302	51030		
9				-7569	17239		20177	55130		
8				-8654	27380		32045	59180		
7				-9743	39134		45803	63210		
6				-10838	52509		61457	78140		
5				-11939	67192		78642	81940		
4				-13107	83841		98128	108600	18φ28+ 6φ25	2φ14/200
3				-14285	101816		119166	121100		



Detaliul A

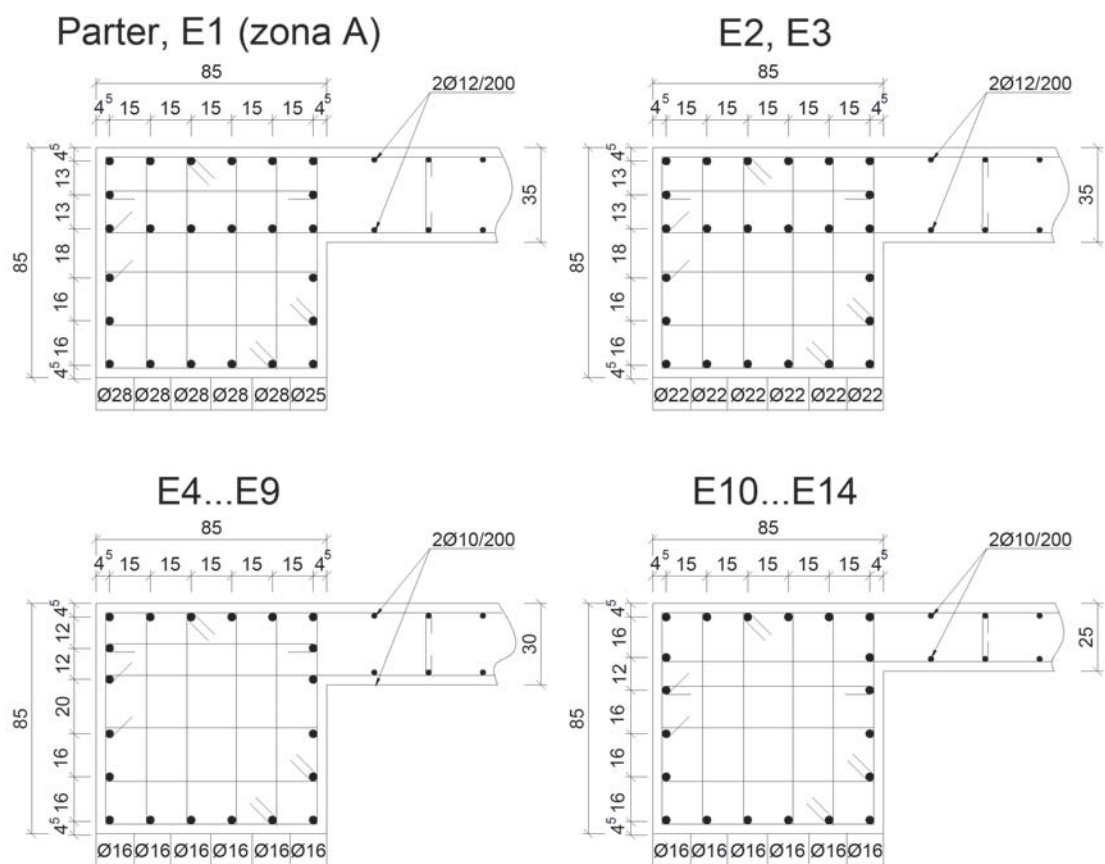


Figura E 5.2.2. Armare longitudinală perete izolat longitudinal P8..P11, clasa de ductilitate H

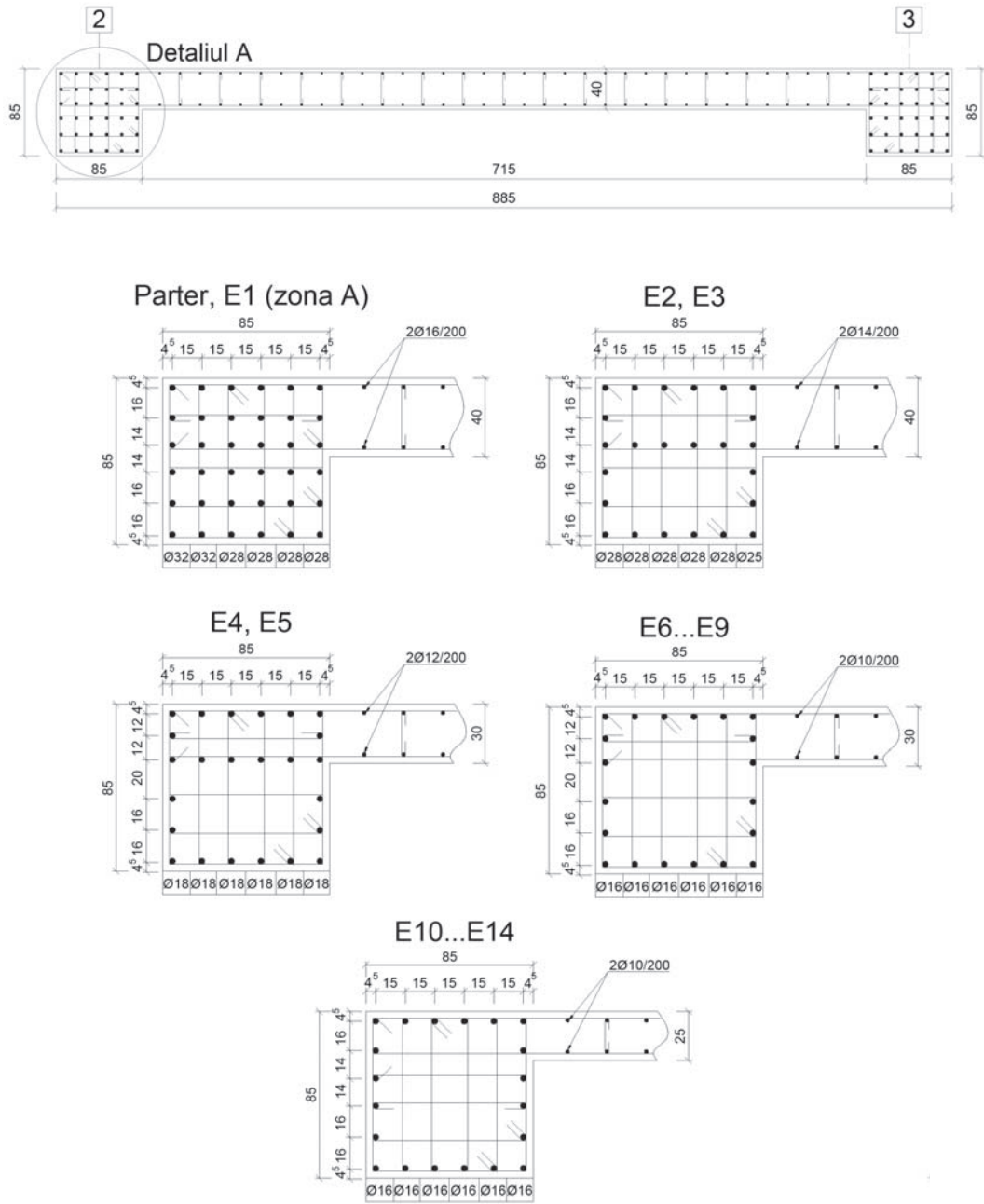


Figura E 5.2.3. Armare longitudinală perete izolat longitudinal P8..P11, clasa de ductilitate M

E 5.2.3.3.3. Calculul pereților cuplați la moment încovoietor

E 5.2.3.3.3.1. Armarea longitudinală a grinzilor de cuplare

Armarea grinzilor de cuplare se poate face în două moduri: cu bare ortogonale sau cu carcasa înclinată. De cele mai multe ori, dimensiunile grinzilor fiind dictate de cele ale golurilor, condițiile din cod referitoare la secțiunea de beton a riglelor implică, de fapt, alegerea unuia din cele două moduri de detaliere, al doilea fiind cel recomandat în cazul structurilor ce fac parte din clasa H.

În cazul grinzilor de cuplare cu carcasa înclinată, aria de armatură înclinată se determină cu relația :

$$V_{Ed} \leq 2 \sum A_{si} f_{yd,i} \sin \alpha$$

Exemplu :

1. Clasa H de ductilitate

a. Rigla de cuplare parter (400x45 cm)

$V_{max} = 2373 \text{ kN} < 0.1 b_w h f_{cd} = 3600 \text{ kN}$; pentru această grindă se poate adopta varianta de armare cu bare ortogonale.

Tabelul E 5.2.21 Armare grindă de cuplare parter

M_{cd}^+ (kNm)	M_{cd}^- (kNm)	A_{s1}^{nec} (mm ²)	A_{s1}^{ef} (mm ²)		M_{Rb}^+ (kNm)
2950	-3131	1735	1900	2φ25 + 3φ22	3232

A_{s2}^{nec} (mm ²)	A_{s2}^{ef} (mm ²)		M_{Rb}^- (kNm)	Q_{as} (kN)
1841	2121	2φ25 + 3φ22	3608	2714

b. Rigla de cuplare etaj curent (150x40/25 cm)

Tabelul E 5.2.22 Armare grindă de cuplare etaj curent

Nivel	Perete	Comb.	Loc (m)	M_{Ed} (kNm)	V_{ed} (kN)	A_{s1}^{nec} (mm ²)	A_{s1}^{ef} (mm ²)	Q_{cap} (kN)	Q_{as} (kN)	Armare carcasă
14	B48	GSSYENN	0.4	-789	483	1368	1608	568	710	8φ16
14			3.6	757						
13			0.4	-813	498	1410				
13			3.6	781						
12			0.4	-837	513	1453				
12			3.6	805						
11			0.4	-862	528	1496				
11			3.6	829						
10			0.4	-1207	742	2102	2035	719	899	8φ18
10			3.6	1169						
9			0.4	-1223	752	2130				
9			3.6	1184						
8			0.4	-1226	754	2134				
8			3.6	1186						
7			0.4	-1211	744	2108				
7			3.6	1171						
6			0.4	-1175	722	2043				
6			3.6	1134						
5			0.4	-1113	683	1932	2035	719	899	8φ18
5			3.6	1071						
4			0.4	-1284	788	2232				
4			3.6	1238						
3			0.4	-1132	692	1960	1821	643	804	4φ18 + 4φ16
3			3.6	1083						
2			0.4	-942	574	1624				
2			3.6	893						

c. Rigla de cuplare ultimul etaj (50x25cm)

Tabelul E 5.2.23 Armare grindă de cuplare ultimul nivel

M_{ed}^+ (kNm)	M_{ed}^- (kNm)	A_{s1}^{nec} (mm ²)	A_{s1}^{ef} (mm ²)	M_{Rb}^+ (kNm)
18	-50	99	615	4φ18

A_{s2}^{nec} (mm ²)	A_{s2}^{ef} (mm ²)	M_{Rb}^- (kNm)	Q_{as} (kN)
278	615	4φ18	110
			86

2. Clasa M de ductilitate

Tabelul E 5.2.24 Armare grindă de cuplare etaj curent

Nivel	Perete	Comb.	Loc (m)	M _{Ed} (kNm)	V _{ed} (kN)	As ^{nec} (mm ²)	As ^{ef} (mm ²)	Q _{cap} (kN)	Q _{as} (kN)	Armare carcasă
14	B48	GSSYENN	0.4	-931	572	1619	1608	568	710	8φ16
14			3.6	899						
13			0.4	-955	587	1661				
13			3.6	923						
12			0.4	-979	602	1703				
12			3.6	946						
11			0.4	-1001	616	1743				
11			3.6	969						
10			0.4	-1401	864	2445	2513	888	1110	8φ18
10			3.6	1363						
9			0.4	-1409	869	2459				
9			3.6	1370						
8			0.4	-1402	864	2446				
8			3.6	1363						
7			0.4	-1375	847	2398				
7			3.6	1335						
6			0.4	-1323	815	2306				
6			3.6	1283						
5			0.4	-1242	764	2162	2273	803	1004	8φ18
5			3.6	1201						
4			0.4	-1428	878	2486				
4			3.6	1382						
3			0.4	-1249	766	2169	2035	719	899	4φ18 + 4φ16
3			3.6	1203						
2	0.4	-1031	630	1783						
2	3.6	984								

E 5.2.3.3.4. Armarea longitudinală a pereților cuplați

În cazul pereților cuplați, pentru fiecare montant suprarezistența, ω , se calculează în modul următor:

$$\omega \cong \frac{M_{Rd,0} + 0.85 \cdot \left[\sum (V_{Edb,i}^l \cdot L_i^l) + \sum (V_{Edb,i}^r \cdot L_i^r) \right]}{M_{Ed,0} + \sum (V_{Edb,i}^{ll} \cdot L_i^l) + \sum (V_{Edb,i}^{rr} \cdot L_i^r)} \leq q$$

în care:

$M_{Rd,0}$ - momentul capabil la baza montantului considerat

$V_{Edb,i}^l$ - forța tăietoare produsă în grinda „i” din stânga ($V_{Edb,i}^l$) sau dreapta ($V_{Edb,i}^r$) montantului, sub încărcările seismice de proiectare

$V_{Edb,i}$ - forța tăietoare din grinda „i” din stânga ($V_{Edb,i}^l$) sau dreapta ($V_{Edb,i}^r$) montantului, asociată atingerii momentului capabil, incluzând efectul suprarezistenței;

L_i - distanța măsurată din axul grinzii „i” până în centrul de greutate al secțiunii montantului considerat.

Forța axială de calcul în montant se obține pornind de la forța dată de încărcările gravitaționale din gruparea specială, adunând sau scăzând, după caz, o forța axială asociată plastificării riglelor de cuplare, egală cu suma forțelor tăietoare asociate momentelor încovoietoare capabile. Se consideră ca nu toate riglele se plastifică și, prin urmare, această sumă se amplifică cu un coeficient subunitar egal cu 0.85.

Între cei doi montanți se permite o redistribuire a momentului încovoietor, deoarece în analiză ambii au fost prevăzuți cu aceeași rigiditate. În realitate, rigiditățile celor doi montanți sunt foarte diferite, unul fiind întins iar celălalt comprimat. Dacă în modelarea pereților s-ar fi ținut cont de acest aspect, aceștia s-ar fi încărcat de la sine cu momente încovoietoare cu valori diferite.

Redistribuția de momente între cei doi montanți are ca efect o redistribuție echivalentă a forței tăietoare care trebuie luată în calculul armăturii transversale.

1. Clasa H de ductilitate

Armare verticală			
In bulb:	19φ28	hcr=	8.00
Pe inima:	3φ12/200	Red°=	28.82

Tabelul E 5.2.25 Armare longitudinală zona A- montantul întins

Nivel	Pier	Loc	N_{g1} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^r$ (kN)	$0.85\Sigma V_{edb,i}^r$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{S1} (kNm)	M'_{Ed1} (kNm)	$\Sigma V'_{edb,i}^r$ (kN)	M_{rd1} (kNm)	ω_1
2	P4	Sus	11145	10823	9200	1945	45229			59550	
2		Jos	11471	10823	9200	2271	60302			60620	
1		Sus	12093	13537	11507	587	49486			55050	
1		Jos	12745	13537	11507	1239	80392	57220	10957	57220	

Tabelul E 5.2.26 Armare longitudinală zona A- montantul comprimat

Nivel	Pier	Loc	N_{g2} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^l$ (kN)	$0.85\Sigma V_{edb,i}^r$ (kN)	N_{c2} (kN)	M_{S2} (kNm)	M'_{Ed2} (kNm)	$\Sigma V'_{edb,i}^l$ (kN)	M_{rd2} (kNm)	ω_2
2	P3	Sus	11272	10823	9200	20472	45731			109300	
2		Bot	11598	10823	9200	20798	60568			109800	
1		Sus	12264	13537	11507	23771	49508			114600	
1		Bot	12916	13537	11507	24423	80468	103640	9832	115600	

Tabelul E 5.2.27 Necesitatea prevederii de armătură de confinare suplimentară

Montant	ξ_{lim}	x_{lim}	x	ξ_u	$x < x_{lim}$
Intins	0.303	236	38	0.048	DA
Comprimat	0.313	244	284	0.363	NU

Red %=	28.8	ω_1 =	1.026	M_{S01} =	80392	$\omega_1 M_{S01}^*$ =	58692
k_M =	1.3	ω_2 =	1.134	M_{S02} =	80468	$\omega_2 M_{S02}^*$ =	117550

Armare longitudinală zona B- montant întins

Etaj	Perete	Loc	M _{S1} (kNm)	M* _{S1} (kNm)	M _{Ed1} (kNm)	N _{g1} (kN)	0.85 ΣV _{edb,i} ^r (kN)	N _{c1} (kN)	M _{Rd1} (kNm)	Armare			
										Bulb	Inimă		
15	P4	Sus	1549	1102	1470	641	73	568	20410	16φ16	2φ10/ 200		
15		Jos	1270	904	1206	864		791	21210				
14		Sus	5293	3767	5024	1404	676	727	20990				
14		Jos	2434	1733	2310	1627		950	21790				
13		Sus	6560	4669	6226	2166	1280	886	21560				
13		Jos	2509	1785	2381	2389		1109	22360				
12		Sus	6748	4803	6404	2929	1883	1046	22130				
12		Jos	1379	981	1308	3152		1269	22920				
11		Sus	5729	4078	5437	3692	2487	1205	22680				
11		Jos	-765	-545	726	3915		1428	23480				
10		Sus	4745	3377	4503	4458	3340	1119	25580	16φ16	2φ12/ 200		
10		Jos	-3535	-2516	3355	4733		1393	26550				
9		Sus	2036	1449	1932	5277	4193	1084	25460				
9		Jos	-7205	-5128	6838	5551		1358	26420				
8		Sus	-1630	-1160	1547	6096	5046	1050	25340				
8		Jos	-11841	-8428	11238	6370		1324	26300				
7		Sus	-6338	-4511	6015	6915	5899	1016	25220				
7		Jos	-17422	-12400	16535	7190		1291	26170				
6		Sus	-12084	-8601	11469	7736	6752	984	29230			7φ22+ 9φ16+	2φ12/ 200
6		Jos	-23988	-17074	22767	8010		1258	30200				
5	Sus	-18930	-13474	17967	8557	7516	1041	29440					
5	Jos	-31508	-22426	29904	8832		1316	30400					
4	Sus	-25996	-18503	24673	9384	8279	1105	44890	5φ25+ 14φ22	3φ12/ 200			
4	Jos	-39890	-28392	37859	9710		1431	45980					
3	Sus	-35023	-24928	33240	10264	8963	1301	45560					
3	Jos	-49297	-35088	46788	10590		1627	46640					

Tabelul E 5.2.28 Armare longitudinală zona B- montant comprimat

Etaj	Perete	Loc	M_{S2} (kNm)	M^*_{S2} (kNm)	M_{Ed2} (kNm)	N_{g2} (kN)	N_{c2} (kN)	M_{Rd2} (kNm)
15	P3	Sus	838	1285	1894	620	693	20860
15		Jos	1278	1645	2425	843	916	21660
14		Sus	4845	6371	9393	1390	2066	25770
14		Jos	2521	3223	4752	1613	2289	26570
13		Sus	6180	8071	11900	2160	3440	30540
13		Jos	2632	3355	4947	2383	3663	31320
12		Sus	6395	8340	12298	2930	4813	35210
12		Jos	1499	1897	2797	3153	5036	35960
11		Sus	5361	7012	10339	3700	3700	31430
11		Jos	-695	-915	1350	3923	6410	40520
10		Sus	4376	5744	8469	4483	7823	48010
10		Jos	-3387	-4406	6496	4757	8097	48870
9		Sus	1730	2316	3415	5317	9510	53300
9		Jos	-7019	-9095	13411	5591	9784	54130
8		Sus	-1912	-2382	3512	6150	11196	58310
8		Jos	-11642	-15055	22199	6425	11471	59080
7		Sus	-6621	-8448	12456	6984	12882	62980
7		Jos	-17231	-22253	32811	7258	13157	63690
6		Sus	-12390	-15873	23405	7816	14568	71380
6		Jos	-23832	-30746	45335	8091	14843	72040
5		Sus	-19286	-24742	36482	8648	16164	75080
5		Jos	-31433	-40515	59738	8923	16439	75690
4		Sus	-26380	-33874	49946	9490	17770	92360
4		Jos	-39825	-51323	75675	9816	18096	93040
3		Sus	-35431	-45526	67127	10382	19345	95510
3		Jos	-49324	-63533	93678	10708	19671	96140

2. Clasa M de ductilitate

Armare verticală:		
In bulb:	26φ32	Red%
Pe inima:	3φ16/200	27.42

Tabelul E 5.2.29 Armare longitudinală zona A- montantul întins

Etaj	Perete	Loc	N_{g1} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^r$ (kN)	0.85 $\Sigma V_{edb,i}^r$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{S1} (kNm)	M'_{Ed1} (kNm)	$\Sigma V'_{edb,i}^r$ (kN)	M_{rd1} (kNm)	ω_1
2	P4	Sus	11490	12278	10436	1054	74369	53976		95790	1.012
2		Jos	11867	12278	10436	1431	96133	69771		96950	
1		Sus	12495	15141	12870	-375	83162	60357		91220	
1		Jos	13250	15141	12870	380	129019	93640	12508	93640	

Tabelul E 5.2.30 Armare longitudinală zona A- montantul comprimat

Etaj	Perete	Loc	N_{g2} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^l$ (kN)	0.85 $\Sigma V_{edb,i}^r$ (kN)	N_{c2} (kN)	M_{S2} (kNm)	M'_{Ed2} (kNm)	$\Sigma V'_{edb,i}^l$ (kN)	M_{rd2} (kNm)	ω_2
2	P3	Sus	11540	12278	10436	21976	74901	95295		147700	0.990
2		Jos	11917	12278	10436	22353	96385	122746		148300	
1		Sus	12581	15141	12870	25450	83222	106026		153000	
1		Jos	13336	15141	12870	26205	129094	164474	11383	154000	

Red %=	27.4	ω_1 =	1.012	M_{S01} =	129019	$\omega_1 M_{S01}^*$ =	94787
k_M =	1.15	ω_2 =	0.990	M_{S02} =	129094	$\omega_2 M_{S02}^*$ =	162810

Tabelul E 5.2.31 Armare longitudinală zona B- montant întins

Etaj	Perete	Loc	M_{S1} (kNm)	M^*_{S1} (kNm)	M_{C1} (kNm)	N_{g1} (kN)	$0.85 \Sigma V_{ed.b.i}^r$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{rd1} (kNm)	Armare		
										Bulb	Inimă	
15	P4	Sus	2100	1524	1774	645	73	572	20000	20φ14	2φ10/ 200	
15		Jos	2277	1652	1923	868		795	20800			
14		Sus	7348	5333	6208	1415	676	739	20610			
14		Jos	3816	2769	3224	1638		962	21420			
13		Sus	8999	6531	7603	2185	1280	905	21210			
13		Jos	3765	2733	3181	2408		1128	22010			
12		Sus	9072	6584	7665	2955	1883	1071	21810			
12		Jos	1969	1429	1664	3178		1294	22620			
11		Sus	7390	5364	6244	3725	2487	1238	22410			
11		Jos	-1249	-906	1055	3948		1461	23210			
10		Sus	5521	4007	4665	4499	3430	1069	25040	20φ14	2φ12/ 200	
10		Jos	-5898	-4281	4983	4799		1370	26090			
9		Sus	903	655	763	5351	4373	978	24700			
9		Jos	-11890	-8630	10046	5651		1278	25770			
8		Sus	-5127	-3721	4332	6203	5316	887	24370			
8		Jos	-19361	-14052	16357	6503		1187	25460			
7		Sus	-12730	-9239	10755	7055	6259	796	24050			
7		Jos	-28274	-20521	23888	7355		1096	25130			
6	Sus	-21890	-15888	18495	7907	7202	705	44950	26φ22			2φ12/ 200
6	Jos	-38706	-28092	32702	8207		1005	45950				
5	Sus	-32707	-23738	27633	8760	8055	704	44950				
5	Jos	-50585	-36714	42738	9060		1004	45950				
4	Sus	-44138	-32034	37291	9618	8908	710	66940	7φ28+ 19φ25	3φ14/ 200		
4	Jos	-64113	-46532	54167	9995		1087	68150				
3	Sus	-58458	-42427	49389	10554	9672	881	67490				
3	Jos	-79059	-57380	66796	10931		1259	68710				

Tabelul E 5.2.32 Armare longitudinală zona B- montant comprimat

Etaj	Perete	Loc	M_{S2} (kNm)	M^*_{S2} (kNm)	M_{C2} (kNm)	N_{g2} (kN)	N_{c2} (kN)	M_{rd2} (kNm)
15	P3	Sus	1319	1895	2157	624	697	20460
15		Jos	2299	2923	3328	847	920	21280
14		Sus	6839	8854	10079	1395	2071	25390
14		Jos	3918	4964	5651	1618	2294	26180
13		Sus	8558	11026	12552	2166	3446	30180
13		Jos	3899	4932	5614	2389	3669	30920
12		Sus	8653	11141	12682	2937	4820	34850
12		Jos	2087	2627	2990	3160	5043	35600
11		Sus	6940	8967	10207	3708	3708	31070
11		Jos	-1209	-1551	1766	3931	6418	40160
10		Sus	5043	6557	7465	4492	7921	47930
10		Jos	-5747	-7364	8383	4792	8222	48880
9		Sus	520	768	874	5352	9725	53560
9		Jos	-11689	-14949	17018	5652	10025	54460
8		Sus	-5472	-6878	7829	6212	11528	58890
8		Jos	-19142	-24451	27834	6512	11828	59720
7		Sus	-13069	-16560	18851	7071	13330	63850
7		Jos	-28066	-35819	40775	7371	13630	64640
6		Sus	-22251	-28253	32163	7930	15132	88960
6		Jos	-38539	-49153	55954	8230	15432	89690
5		Sus	-33119	-42087	47911	8788	16843	92970
5		Jos	-50513	-64384	73293	9088	17143	93630
4		Sus	-44585	-56689	64532	9655	18564	116100
4		Jos	-64037	-81618	92911	10033	18941	116900
3		Sus	-58907	-74937	85306	10598	20271	119500
3		Jos	-79072	-100752	114693	10976	20648	120200

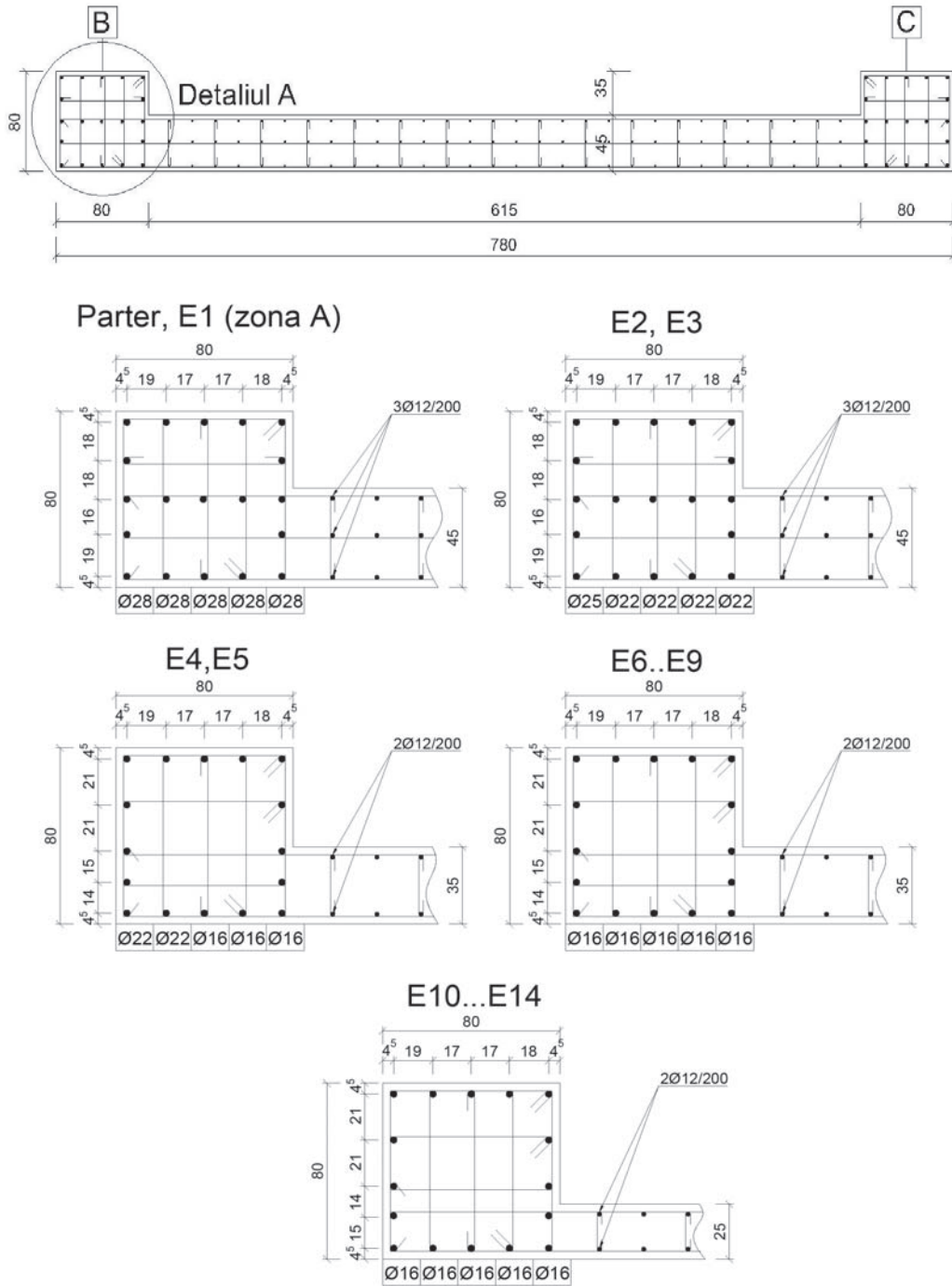


Figura E 5.2.4. Armare longitudinală perete cuplat transversal P1, P2, P5, P6, clasa de ductilitate H

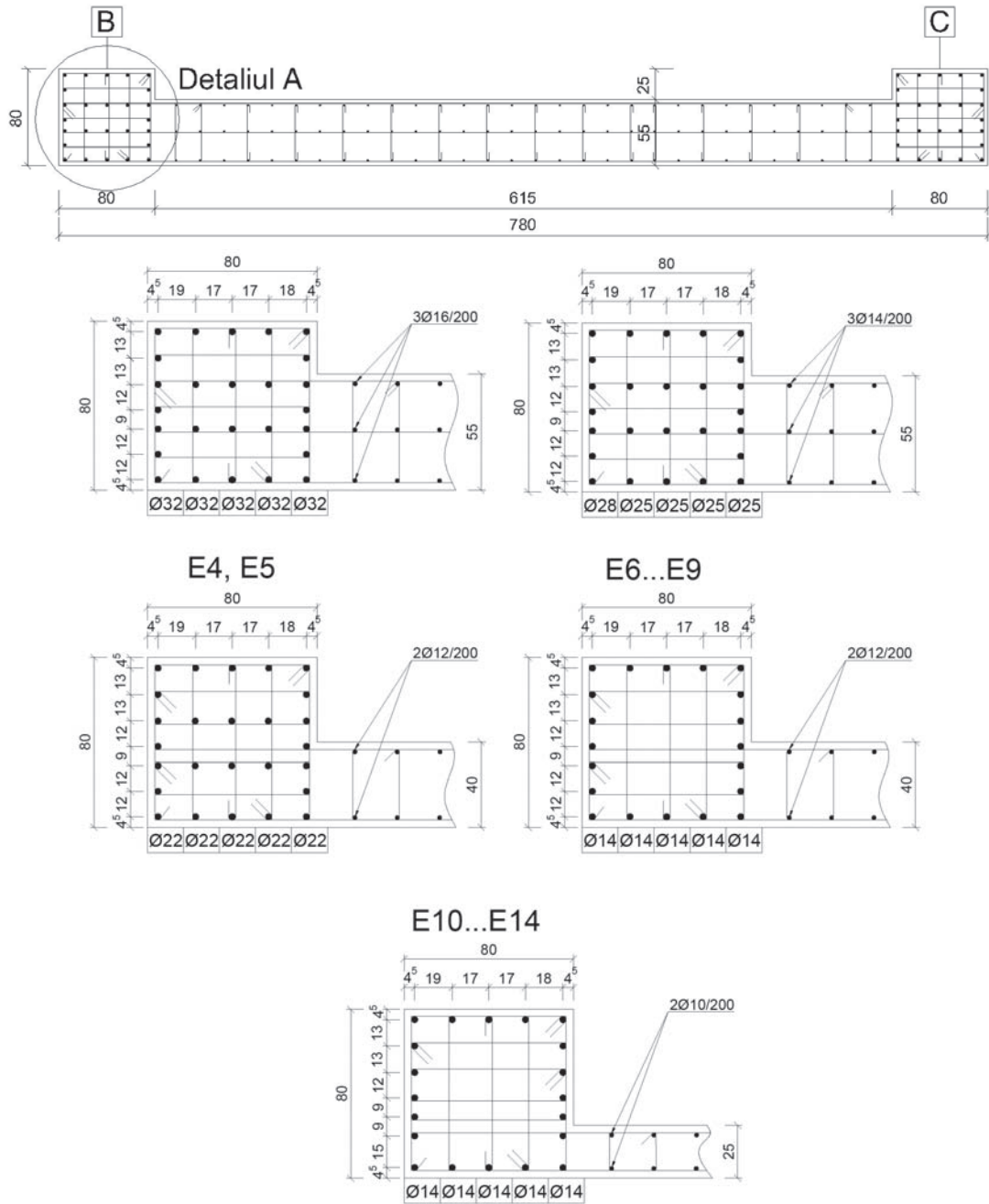


Figura E 5.2.5. Armare longitudinală perete cuplat transversal P1, P2, P5, P6, clasa de ductilitate M

E 5.2.3.3.5. Calculul la forță tăietoare

(1) Calculul la forță tăietoare constă în efectuarea a trei verificări:

- Verificarea secțiunii de beton în ceea ce privește capacitatea de a prelua eforturile principale de compresiune;
- Verificarea armăturilor transversale din inimă;
- Verificarea rosturilor orizontale.

(2) **a) Verificarea diagonalei comprimate de beton**

Valorile de proiectare V_{Ed} ale forțelor tăietoare din pereți se calculează astfel:

$$V_{Ed} = k_V \Omega V'_{Ed}$$

cu $1,5 \leq k_V \Omega \leq q$, unde:

$$k_V = 1,2 \text{ pentru clasa de ductilitate DCH și}$$

$$k_V = 1,0 \text{ pentru clasa de ductilitate DCM.}$$

Forța tăietoare maximă:

$$V_{Ed} \leq 0,15 b_{wo} l_w f_{cd}, \text{ pentru DCH și}$$

$$V_{Ed} \leq 0,18 b_{wo} l_w f_{cd}, \text{ în cazul DCM,}$$

în care:

- b_w, l_w - grosimea și lungimea (pe orizontală) a inimii peretelui și
 f_{cd} - valoarea de proiectare a rezistenței la compresiune a betonului.

(3) **b) Verificarea armăturilor transversale din inimă**

Pentru pereții la care $H_w / l_w \geq 1$, dimensionarea armăturilor se face astfel:

- în zona A se consideră că forța tăietoare este preluată doar de armăturile orizontale din inima peretelui intersectate de o fisură înclinată la 45°:

$$V_{Ed} \leq \Sigma A_{sh} f_{yd, h}$$

- în zona B se consideră și aportul betonului din zona comprimată în preluarea forței tăietoare:

$$V_{Rd, c} = 0,5 \sigma_{cp} b_{wo} l_w$$

- σ_{cp} reprezintă efortul unitar mediu de compresiune în perete, $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$;
 n_e este numărul de bare orizontale din inima peretelui.

$n_e=2, 0.15b_{w0}I_w f_{cd}=9293kN$

1. Clasa de ductilitate H
Tabelul E 5.2.33 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCH

Niv.	Per.	Comb.	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	ω	k _{v(0)} V _{Ed} (kN)	1.5V _{Ed} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	σ _{cp}	V _{Ed} (kN)	V _{Rd} (kN)	A _{sh} (mm ²)	φ (mm)	s (mm)	V _{ed} <V _{Rd}
15			-1320	283.7		354	426	656	452	0.408	426	1108	50.3	8	200	Ok
14			-2479	-672		-837	-1008	1312	848	0.767	-1008	2160	50.3	8	200	Ok
13			-3638	-1200		-1495	-1799	1935	1245	1.125	-1799	3180	50.3	8	200	Ok
12			-4799	-1760		-2194	-2640	1935	1642	1.484	-2640	3577	50.3	8	200	Ok
11			-5961	-2247		-2800	-3370	1935	2040	1.844	-3370	3975	50.3	8	200	Ok
10			-7153	-2760		-3440	-4140	2304	2645	1.993	-4140	4949	78.5	10	200	Ok
9	P8		-8348	-3193	1.039	-3980	-4790	2673	3087	2.325	-4790	5760	78.5	10	200	Ok
8		GSSXEN	-9543	-3610		-4499	-5415	3024	3529	2.658	-5415	6553	78.5	10	200	Ok
7			-10740	-3990		-4972	-5984	3024	3971	2.992	-5984	6995	78.5	10	200	Ok
6			-11936	-4352		-5424	-6528	3024	4414	3.325	-6528	7437	78.5	10	200	Ok
5			-13132	-4619		-5757	-6929	3024	4856	3.658	-6929	7879	78.5	10	200	Ok
4			-14386	-5029		-6268	-7544	3475	5644	3.644	-7544	9119	113.1	12	200	Ok
3			-15638	-5256		-6551	-7885	5401	6135	3.961	-7885	11537	113.1	12	100	Ok
2			-16887	-5500		-6855	-8251	8372	-	4.278	-8251	8372	153.9	14	100	Ok
1			-18473	-5891		-7342	-8837	11852	-	4.680	-8837	11852	153.9	14	100	Ok

Tabelul E 5.2.34 Armare transversală perete izolat longitudinal,DCH

Niv.	Per.	Comb.	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	ω	k _{v(0)} V _{Ed} (kN)	1.5V _{Ed} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	σ _{cp}	V _{Ed} (kN)	V _{Rd} (kN)	A _{sh} (mm ²)	φ (mm)	s (mm)	V _{ed} <V _{Rd}
15			-1232	-314		-391	-471	656	422	0.381	-471	1078	50.3	8	200	Ok
14			-2304	665.3		829	998	1312	788	0.713	998	2100	50.3	8	200	Ok
13			-3375	1188		1480	1781	1935	1155	1.044	1781	3090	50.3	8	200	Ok
12			-4447	1748		2179	2622	1935	1522	1.376	2622	3457	50.3	8	200	Ok
11			-5520	2236		2787	3355	1935	1889	1.708	3355	3824	50.3	8	200	Ok
10			-6624	2754		3432	4131	2304	2449	1.845	4131	4753	78.5	10	200	Ok
9			-7730	3186		3971	4780	2673	2858	2.153	4780	5531	78.5	10	200	Ok
8	P8	GSSXENP	-8838	3605	1.011	4493	5408	3024	3268	2.462	5408	6292	78.5	10	200	Ok
7			-9951	3987		4969	5980	3024	3680	2.772	5980	6703	78.5	10	200	Ok
6			-11067	4351		5423	6527	3024	4092	3.083	6527	7116	78.5	10	200	Ok
5			-12190	4624		5763	6936	3024	4508	3.396	6936	7531	78.5	10	200	Ok
4			-13377	5043		6286	7565	3475	5248	3.389	7565	8723	113.1	12	200	Ok
3			-14571	5264		6561	7896	5401	5717	3.691	7896	11118	113.1	12	100	Ok
2			-15773	5503		6859	8255	8372	-	3.996	8255	8372	153.9	14	100	Ok
1			-17327	5898		7351	8847	11852	-	4.389	8847	11852	153.9	14	100	Ok

Tabelul E 5.2.35 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCH

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	ω	$k_{V(\omega)} V_{Ed}$ (kN)	$1.5V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	$V_{ed} < V_{Rd}$
15			-1323	295.8	1.055	369	444	656	453	0.409	444	1109	50.3	8	200	Ok
14			-2487	-650		-810	-974	1312	851	0.769	-974	2163	50.3	8	200	Ok
13			-3652	-1169		-1456	-1753	1935	1250	1.130	-1753	3185	50.3	8	200	Ok
12			-4818	-1720		-2144	-2580	1935	1649	1.491	-2580	3584	50.3	8	200	Ok
11			-5986	-2199		-2741	-3299	1935	2049	1.852	-3299	3984	50.3	8	200	Ok
10			-7185	-2706		-3373	-4059	2304	2657	2.001	-4059	4961	78.5	10	200	Ok
9			-8386	-3133		-3904	-4699	2673	3101	2.336	-4699	5774	78.5	10	200	Ok
8	P8		-9588	-3543		-4416	-5315	3024	3545	2.671	-5315	6569	78.5	10	200	Ok
7			-10791	-3917		-4882	-5876	3024	3990	3.006	-5876	7014	78.5	10	200	Ok
6			-11993	-4274		-5327	-6411	3024	4435	3.341	-6411	7458	78.5	10	200	Ok
5			-13195	-4539	-5657	-6808	3024	4879	3.676	-6808	7903	78.5	10	200	Ok	
4			-14455	-4939	-6156	-7409	3475	5671	3.662	-7409	9146	113.1	12	200	Ok	
3			-15712	-5166	-6438	-7749	5401	6164	3.980	-7749	11566	113.1	12	100	Ok	
2			-16965	-5413	-6747	-8120	8372	-	4.298	-8120	8372	153.9	14	100	Ok	
1			-18555	-5801	-7230	-8701	11852	-	4.701	-8701	11852	153.9	14	100	Ok	

Tabelul E 5.2.36 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCH

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	ω	$k_{V(\omega)} V_{Ed}$ (kN)	$1.5V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	$V_{ed} < V_{Rd}$
15			-1229	-326	1.024	-406	-489	656	421	0.380	-489	1077	50.3	8	200	Ok
14			-2296	643		801	964	1312	786	0.710	964	2098	50.3	8	200	Ok
13			-3361	1157		1441	1735	1935	1150	1.040	1735	3085	50.3	8	200	Ok
12			-4427	1708		2129	2562	1935	1515	1.370	2562	3450	50.3	8	200	Ok
11			-5494	2189		2728	3283	1935	1880	1.700	3283	3815	50.3	8	200	Ok
10			-6592	2700		3365	4050	2304	2438	1.836	4050	4742	78.5	10	200	Ok
9			-7692	3126		3896	4689	2673	2844	2.143	4689	5517	78.5	10	200	Ok
8	P8		-8794	3538		4410	5307	3024	3252	2.450	5307	6275	78.5	10	200	Ok
7			-9900	3914		4878	5871	3024	3661	2.758	5871	6684	78.5	10	200	Ok
6			-11010	4274		5327	6411	3024	4071	3.067	6411	7095	78.5	10	200	Ok
5			-12127	4544	5663	6815	3024	4484	3.378	6815	7508	78.5	10	200	Ok	
4			-13308	4954	6174	7431	3475	5221	3.371	7431	8696	113.1	12	200	Ok	
3			-14497	5174	6448	7760	5401	5688	3.673	7760	11089	113.1	12	100	Ok	
2			-15695	5416	6750	8124	8372	-	3.976	8124	8372	153.9	14	100	Ok	
1			-17245	5808	7239	8712	11852	-	4.369	8712	11852	153.9	14	100	Ok	

Tabelul E 5.2.37 Armare transversală perete transversal cuplat, DCH

Red %	28.82
$k_0 =$	1.2
$\omega =$	1.026
P..E3 $n_c =$	3
E4..14 $n_c =$	2
0.15b _w f _{cd} =	10530

Niv.	Per.	N _{Ed1} (kN)	V' _{Ed1} (kN)	V [*] _{Ed1} (kN)	V _{Ed1} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	σ_{cp} (Mpa)	A _{so} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	V _{Ed1} < V _{Rd}
15		790	101	72	108	928	656	272	0.279	50.3	8	200	Ok
14		948	962	685	1027	1639	1312	327	0.335	50.3	8	200	Ok
13		1106	1360	968	1452	2087	1706	381	0.391	50.3	8	200	Ok
12		1265	1800	1281	1921	2510	2074	436	0.447	78.5	10	200	Ok
11		1423	2175	1548	2322	2934	2443	490	0.503	78.5	10	200	Ok
10		1387	2773	1974	2961	3214	2665	549	0.402	78.5	10	200	Ok
9	P4	1352	3093	2202	3302	3651	3116	535	0.392	113.1	12	200	Ok
8		1317	3417	2432	3648	4088	3567	521	0.382	113.1	12	200	Ok
7		1282	3707	2639	3958	4345	3837	507	0.372	113.1	12	200	Ok
6		1249	3980	2833	4249	4331	3837	494	0.362	113.1	12	200	Ok
5		1305	4204	2992	4488	4887	4370	516	0.378	153.9	14	200	Ok
4		1419	4629	3294	4942	6520	5908	612	0.349	153.9	14	200	Ok
3		1615	4763	3390	5085	8933	8236	696	0.397	153.9	14	150	Ok
2		2258	5035	3584	5376	9844	9844	-	-	153.9	14	150	Ok
1		1226	5153	3667	5502	10446	10446	-	-	153.9	14	150	Ok

Tabelul E 5.2.38 Armare transversală perete transversal cuplat, DCH

Red %	28.82
$k_0 =$	1.2
$\omega =$	1.134
P..E3 $n_c =$	3
E4..14 $n_c =$	2
0.15b _w f _{cd} =	10530

Niv.	Per.	N _{Ed2} (kN)	V' _{Ed2} (kN)	V [*] _{Ed2} (kN)	V _{Ed2} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	σ_{cp} (Mpa)	A _{so} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	V _{Ed1} < V _{Rd}
15		915	-142	-113	-153	971	656	315	0.323	50.3	8	200	Ok
14		2287	781	1059	1588	2100	1312	788	0.808	50.3	8	200	Ok
13		3659	1190	1582	2373	2966	1706	1261	1.293	50.3	8	200	Ok
12		5031	1639	2158	3237	3808	2074	1733	1.778	78.5	10	200	Ok
11		6403	2026	2653	3980	4650	2443	2206	2.263	78.5	10	200	Ok
10		8089	2598	3397	5096	5865	2665	3201	2.345	78.5	10	200	Ok
9	P2	9775	2926	3818	5727	6983	3116	3867	2.833	113.1	12	200	Ok
8		11460	3254	4238	6358	8101	3567	4534	3.322	113.1	12	200	Ok
7		13145	3547	4615	6923	9038	3837	5201	3.810	113.1	12	200	Ok
6		14829	3824	4971	7457	9705	3837	5867	4.298	113.1	12	200	Ok
5		16424	4058	5270	7905	10869	4370	6498	4.761	153.9	14	200	Ok
4		18080	4477	5811	8716	13704	5908	7796	4.442	153.9	14	200	Ok
3		19654	4634	6006	9009	16711	8236	8475	4.829	153.9	14	150	Ok
2		20780	4955	6406.4	9610	9844	9844	-	-	153.9	14	150	Ok
1		24403	5161	6646.8	9970	10446	10446	-	-	153.9	14	150	Ok

2. Clasa de ductilitate M

$$n_e=2, \quad 0.18b_{w0}I_w f_{cd}=12744kN$$

Tabelul E 5.2.39 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V_{Ed}^* (kN)	ω	$k_{V\omega}V_{Ed}$ (kN)	$1.5V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$		
15			-1333	379.7	1.028	390	569	656	456	0.412	569	1112	50.3	8	200	Ok		
14			-2503	-900		-925	-1350	1312	857	0.774	-1350	2169	50.3	8	200	Ok		
13			-3676	-1603		-1648	-2404	1935	1258	1.137	-2404	3193	50.3	8	200	Ok		
12			-4849	-2351		-2416	-3526	2304	1659	1.500	-3526	3963	78.5	10	200	Ok		
11			-6023	-3002		-3086	-4503	2673	2061	1.863	-4503	4734	78.5	10	200	Ok		
10			-7229	-3686		-3789	-5529	3475	2673	2.014	-5529	6148	113.1	12	200	Ok		
9			-8436	-4268		-4387	-6402	3926	3119	2.350	-6402	7045	113.1	12	200	Ok		
8	P8	GSSXEN	-9644	-4827		-4962	-7241	4354	3566	2.686	-7241	7920	113.1	12	200	Ok		
7			-10852	-5336		-5485	-8004	4887	4013	3.023	-8004	8900	153.9	14	200	Ok		
6			-12060	-5823		-5986	-8735	5420	4459	3.359	-8735	9879	153.9	14	200	Ok		
5			-13266	-6175		-6347	-9262	5926	4906	3.695	-9262	10832	153.9	14	200	Ok		
4			-14530	-6721		-6909	-10082	5926	5974	3.375	-10082	11900	153.9	14	200	Ok		
3			-15790	-7032		-7228	-10548	7935	6492	3.668	-10548	14427	153.9	14	100	100	Ok	
2			-17046	-7372		-7578	-11058	11174	-	-	3.960	-11058	11174	201.1	16	100	100	Ok
1			-18637	-7857		-8076	-11786	15481	-	-	4.329	-11786	15481	201.1	16	100	100	Ok

Tabelul E 5.2.40 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V_{Ed}^* (kN)	ω	$k_{V\omega}V_{Ed}$ (kN)	$1.5V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$		
15			-1216	-421	1.004	-433	-632	656	416	0.376	-632	1072	50.3	8	200	Ok		
14			-2272	884		909	1326	1312	778	0.703	1326	2090	50.3	8	200	Ok		
13			-3328	1582		1626	2373	1935	1139	1.029	2373	3074	50.3	8	200	Ok		
12			-4384	2330		2395	3495	2304	1500	1.356	3495	3804	78.5	10	200	Ok		
11			-5441	2983		3067	4475	2673	1862	1.683	4475	4535	78.5	10	200	Ok		
10			-6528	3670		3773	5505	3475	2414	1.818	5505	5889	113.1	12	200	Ok		
9			-7618	4253		4371	6379	3926	2817	2.122	6379	6743	113.1	12	200	Ok		
8	P8	GSSXENP	-8711	4814		4949	7221	4354	3221	2.427	7221	7575	113.1	12	200	Ok		
7			-9809	5326		5475	7989	4887	3627	2.732	7989	8514	153.9	14	200	Ok		
6			-10911	5816		5978	8724	5420	4035	3.039	8724	9455	153.9	14	200	Ok		
5			-12021	6174		6346	9261	5926	4445	3.348	9261	10371	153.9	14	200	Ok		
4			-13195	6729		6917	10093	5926	5425	3.065	10093	11352	153.9	14	200	Ok		
3			-14380	7034		7231	10551	7935	5912	3.340	10551	13847	153.9	14	100	100	Ok	
2			-15573	7371		7577	11057	11174	-	-	3.617	11057	11174	201.1	16	100	100	Ok
1			-17120	7863		8083	11795	15481	-	-	3.977	11795	15481	201.1	16	100	100	Ok

Tabelul E.5.2.41 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V_{Ed}^* (kN)	ω	$k_{V\omega} V_{Ed}$ (kN)	$1.5V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{sp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	$V_{ed} < V_{Rd}$
15			-1336	395.4	1.045	406	593	656	457	0.413	593	1113	50.3	8	200	Ok
14			-2514	-869		-893	-1303	1312	860	0.778	-1303	2172	50.3	8	200	Ok
13			-3693	-1560		-1603	-2340	1935	1264	1.142	-2340	3199	50.3	8	200	Ok
12			-4874	-2295		-2359	-3443	2304	1668	1.508	-3443	3972	78.5	10	200	Ok
11			-6056	-2936		-3018	-4404	2673	2073	1.874	-4404	4746	78.5	10	200	Ok
10			-7270	-3613		-3714	-5420	3475	2688	2.025	-5420	6163	113.1	12	200	Ok
9	P8		-8485	-4186		-4303	-6280	3926	3138	2.363	-6280	7063	113.1	12	200	Ok
8			-9701	-4737		-4869	-7106	4354	3587	2.702	-7106	7941	113.1	12	200	Ok
7			-10917	-5239		-5385	-7858	4887	4037	3.041	-7858	8924	153.9	14	200	Ok
6			-12133	-5720		-5879	-8579	5420	4487	3.380	-8579	9906	153.9	14	200	Ok
5			-13347	-6068		-6238	-9103	5926	4936	3.718	-9103	10862	153.9	14	200	Ok
4			-14618	-6605		-6789	-9907	5926	6010	3.396	-9907	11936	153.9	14	200	Ok
3			-15885	-6914		-7107	-10371	7935	6531	3.690	-10371	14466	153.9	14	100	Ok
2			-17146	-7259		-7462	-10889	11174	-	3.983	-10889	11174	201.1	16	100	Ok
1			-18741	-7745		-7961	-11618	15481	-	4.353	-11618	15481	201.1	16	100	Ok

Tabelul E.5.2.42 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V_{Ed}^* (kN)	ω	$k_{V\omega} V_{Ed}$ (kN)	$1.5V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{sp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)	$V_{ed} < V_{Rd}$
15			-1213	-437	1.018	-449	-655	656	415	0.375	-655	1071	50.3	8	200	Ok
14			-2262	852.8		877	1279	1312	774	0.700	1279	2086	50.3	8	200	Ok
13			-3310	1539		1582	2308	1935	1133	1.024	2308	3068	50.3	8	200	Ok
12			-4359	2274		2338	3411	2304	1492	1.348	3411	3796	78.5	10	200	Ok
11			-5408	2917		2998	4375	2673	1851	1.673	4375	4524	78.5	10	200	Ok
10			-6487	3597		3698	5396	3475	2399	1.807	5396	5873	113.1	12	200	Ok
9			-7569	4171		4287	6256	3926	2799	2.108	6256	6725	113.1	12	200	Ok
8	P8		-8654	4724		4856	7086	4354	3200	2.411	7086	7554	113.1	12	200	Ok
7			-9743	5228		5374	7842	4887	3603	2.714	7842	8490	153.9	14	200	Ok
6			-10838	5712		5872	8568	5420	4008	3.019	8568	9427	153.9	14	200	Ok
5			-11939	6067		6237	9101	5926	4415	3.326	9101	10341	153.9	14	200	Ok
4			-13107	6612		6797	9918	5926	5389	3.045	9918	11315	153.9	14	200	Ok
3			-14285	6917		7110	10375	7935	5873	3.318	10375	13808	153.9	14	100	Ok
2			-15473	7258		7461	10887	11174	-	3.594	10887	11174	201.1	16	100	Ok
1			-17016	7751		7968	11627	15481	-	3.953	11627	15481	201.1	16	100	Ok

Tabelul E 5.2.43 Armare transversală perete transversal cuplat-montant înfrîns, DCM

Red %	27.4
k_Q	1
ω	1.012
P..E3 n_e	3
E4..14 n_e	2
0.18b _w f _{cd}	15444 kN

Niv.	Per.	N _{Ed2} (kN)	V ¹ _{Ed2} (kN)	V* _{Ed2} (kN)	V _{Ed2} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	σ_{sp} (MPa)	A _{so} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)
15		795	-48	-35	-35	930	656	274	0.281	50.3	8	200
14		962	1188	862	1293	2381	2050	331	0.340	78.5	10	200
13		1128	1754	1273	1910	2832	2443	389	0.399	78.5	10	200
12		1294	2377	1725	2588	3111	2665	446	0.457	78.5	10	200
11		1461	2888	2096	3144	3619	3116	503	0.516	113.1	12	200
10		1370	3819	2772	4158	4668	4100	568	0.364	153.9	14	200
9		1278	4276	3103	4655	5434	4903	530	0.340	153.9	14	200
8	P4	1187	4755	3451	5176	5716	5223	492	0.316	153.9	14	200
7		1096	5190	3767	5651	5678	5223	455	0.291	153.9	14	200
6		1005	5613	4074	6111	6310	5893	417	0.267	153.9	14	150
5		1004	5966	4330	6495	6979	6562	417	0.267	153.9	14	150
4		1087	6666	4838	7257	8801	8303	497	0.232	153.9	14	150
3		1259	6874	4989	7483	12227	11652	576	0.268	153.9	14	100
2		1431	7259	5269	7903	14464	14464	-	-	153.9	14	100
1		380	7651	5553	8329	15669	15669	-	-	153.9	14	100

Tabelul E 5.2.44 Armare transversală perete transversal cuplat-montant comprimă, DCM

Red %	27.4
k_Q	1
ω	0.990
P..E3 n_e	3
E4..14 n_e	2
0.18b _w f _{cd}	15444 kN

St.	Pier	N _{Ed2} (kN)	V ¹ _{Ed2} (kN)	V* _{Ed2} (kN)	V _{Ed2} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	σ_{sp} (MPa)	A _{so} (mm ²)	ϕ (mm)	s (mm)
15		920	-315	-328	-325	973	656	317	0.325	50.3	8	200
14		2294	984	1310	1965	2840	2050	790	0.811	78.5	10	200
13		3669	1563	2044	3066	3707	2443	1264	1.296	78.5	10	200
12		5043	2198	2850	4275	4402	2665	1737	1.782	78.5	10	200
11		6418	2725	3517	5275	5327	3116	2211	2.268	113.1	12	200
10		8222	3609	4656	6985	7511	4100	3411	2.187	153.9	14	200
9		10025	4081	5254	7880	9063	4903	4159	2.666	153.9	14	200
8	P3	11828	4567	5871	8806	10130	5223	4907	3.146	153.9	14	200
7		13630	5008	6431	9647	10878	5223	5655	3.625	153.9	14	200
6		15432	5437	6977	10465	12295	5893	6403	4.104	153.9	14	150
5		17143	5805	7441	11162	13675	6562	7113	4.559	153.9	14	150
4		18941	6492	8320	12479	18509	8303	8663	4.039	153.9	14	150
3		20648	6728	8613	12919	21223	11652	9444	4.403	153.9	14	100
2		22353	7166	9156	13735	14464	14464	-	-	153.9	14	100
1		26205	7653	9751	14627	15669	15669	-	-	153.9	14	100

c) Verificarea rosturilor orizontale

Verificarea este necesară doar în zona A a pereților, unde trebuie respectată următoarea relație:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$V_{Rd,s}$ reprezintă valoarea de proiectare a rezistenței la lunecare:

$$V_{Rd,s} = \mu_f (\Sigma A_{sv} f_{yd,v} + 0,7 N_{Ed}) + \Sigma A_{si} f_{yd,i} (\cos \alpha + \mu_f \sin \alpha)$$

ΣA_{sv} - armăturilor verticale active de conectare,

ΣA_{si} - suma secțiunilor armăturilor înclinate sub unghiul α , față de planul potențial de forfecare, solicitate la întindere de forțele laterale,

N_{Ed} - valoarea de proiectare a forței axiale în secțiunea orizontală considerată, în combinația de încărcări care include acțiunea seismică,

μ_f - coeficientul de frecare beton pe beton sub acțiuni ciclice: $\mu_f = 0,6$ pentru DCH și 0.7 pentru DCM.

În cazul pereților cuplați inegalitatea se scrie pentru întreg ansamblul, lungimea rostului fiind egală cu suma lungimilor secțiunilor pereților. Calculul este exemplificat în tabelele 45 – 48.

1. Clasa de ductilitate H

Tabelul E 5.2.45 Verificarea în lungul rostului-perete izolat

Niv.	Comb.	Per.	Loc	P (kN)	V_{Ed} (kN)	$\Sigma A_{s,inima}$ (mm ²)	$\Sigma A_{s,bulb}$ (mm ²)	ΣA_{sv} (mm ²)	$V_{Rd,s}$ (kN)
2	GSSXENN	P8	log	-16755	-8251	7917	14030	21947	12765
1	GSSXENN			-18281	-8837				12924
2	GSSXENP			-15624	8255				11808
1	GSSXENP			-17116	8847				12435
2	GSSXEPN			-16832	-8120				12316
1	GSSXEPN			-18362	-8701				12958
2	GSSXEPP			-15547	8124				11776
1	GSSXEPP			-17035	8712				12401

Tabelul E 5.2.46 Verificarea în lungul rostului- perete cuplat

Niv.	Per.	P (kN)	V_{Ed1} (kN)	Per.	P (kN)	V_{Ed2} (kN)	V_{Ed} (kN)	$\Sigma A_{s,inima}$ (mm ²)	$\Sigma A_{s,bub}$ (mm ²)	ΣA_{sv} (mm ²)	$V_{Rd,s}$ (kN)
2	P4	2271	5376	P3	20798	9610	14986	10179	11700	43758	21110
1		1239	5502		24423	9970	15472	10179	11700	43758	22199

2. Clasa de ductilitate M

Tabelul E 5.2.47 Verificarea în lungul rostului- perete izolat, DCM

Niv.	Comb.	Per.	Loc	P (kN)	V _{Ed} (kN)	ΣA _{s,inima} (mm ²)	ΣA _{s,bulb} (mm ²)	ΣA _{sv} (mm ²)	V _{Rd,s} (kN)
2	GSSXENN	P8	Ios	-17046	-11058	14077	24430	38507	17209
1	GSSXENN			-18637	-11786				15089
2	GSSXENP			-15573	11057				13802
1	GSSXENP			-17120	11795				14452
2	GSSXEPN			-17146	-10889				14462
1	GSSXEPN			-18741	-11618				15133
2	GSSXEPP			-15473	10887				13760
1	GSSXEPP			-17016	11627				14408

Tabelul E 5.2.48 Verificarea în lungul rostului- perete cuplat, DCM

Niv.	Per.	P (kN)	V _{Ed1} (kN)	Per.	P (kN)	V _{Ed2} (kN)	V _{Ed} (kN)	ΣA _{s,inima} (mm ²)	ΣA _{s,bulb} (mm ²)	ΣA _{sv} (mm ²)	V _{Rd,s} (kN)
2	P4	1431	7903	P3	22353	13735	21638	18099	20909	78016	35410
1		380	8329		26205	14627	22956	18099	20909	78016	36783

E 5.2.3.3.6. Calculul armăturii de confinare a zonelor comprimate

Verificarea nu este necesară dacă este îndeplinită condiția (7.7) din CR 2-1-1.1:

$$\xi_u = x_u / l_w \leq \xi_{max}$$

unde $x_{max}=0,100 (\Omega + 2)$, în cazul proiectării pentru clasa DCH și $x_{max}=0,135 (\Omega + 2)$ în cazul DCM. Dacă această condiție nu este satisfăcută, se calculează armătura necesară pentru confinare a zonelor comprimate.

Calcul de ductilitate pentru peretele transversal cuplat, DCH, montantul comprimat

Considerând rezistențele de calcul ale materialelor, înălțimea zonei comprimate este:

$$x_u = 343 \text{ cm}, \xi_u = 343 / 780 = 0.440$$

$$\xi_{max} = 0,100 (\Omega + 2) = 0,100 (1.13 + 2) = 0.313$$

$$\xi_u > \xi_{max}$$

Este necesară efectuarea unui calcul al ductilității, luând în considerare efectul de confinare a betonului.

Stabilirea cerinței, $\theta_{u,nec}$

$$\theta_{u,nec}^{ULS} = cq\theta_e$$

θ_e - rotirea corzii determinată prin calcul elastic sub acțiunile seismice de proiectare:

$$\theta_e = d_i / L_v.$$

L_v - lungimea brațului de forță tăietoare. În calcul aceasta se consideră egală cu înălțimea punctului de inflexiune, sau a punctului în care valoarea momentului încovoietor este zero.

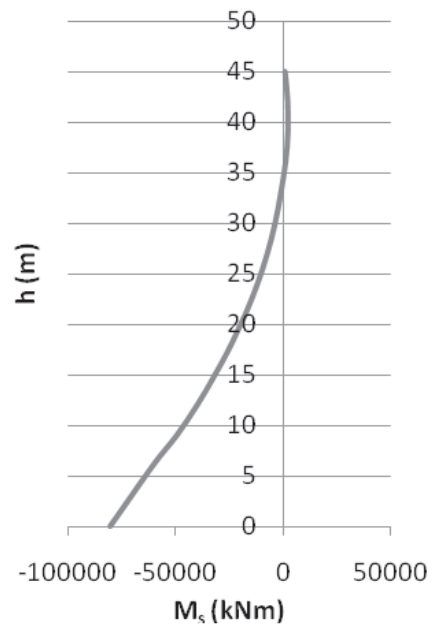


Figura E 5.2.6. Determinarea punctului de inflexiune

În acest caz, $L_v=34$ m.

d_i - deplasarea laterală a punctului de inflexiune:

$$d_i=3.62 \text{ cm};$$

$$\theta_e=0.00106 \text{ rad};$$

c - coeficientul din anexa E a codului P 100-1

$$c=3-2.3T/T_c;$$

$$c=1.56;$$

$$\theta_{u,nec} = 1.56 \cdot 6.25 \cdot 0.00106 ;$$

$$\theta_{u,nec} = 0.0103 \text{ rad.}$$

Calculul capacității de deformare

Se propune dispunerea cantității minime de armătură de confinare:

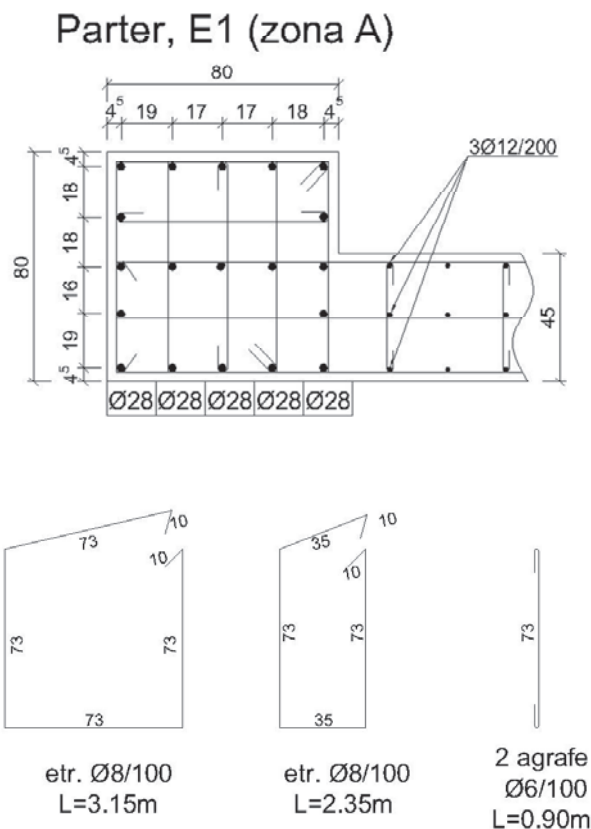


Figura E 5.2.7. Armare transversală minimă, perete cuplat, clasa de ductilitate M

Se verifică valoarea coeficientului volumetric de armare transversală:

$$\omega_w = \frac{(6 \cdot 730 + 2 \cdot 350) \cdot 50.4 + 2 \cdot 730 \cdot 28.3}{730^2 \cdot 100} \cdot \frac{435}{20} = 0.121 > 0.12$$

Pentru stabilirea caracteristicilor betonului confinat se folosește modelul de confinare din SR EN 1992-1-1.

$$\rho_{sw,y} = \frac{4 \cdot 50.3 + 1 \cdot 28.3}{800 \cdot 100} = 0.00287;$$

$$\rho_{sw,x} = \frac{2 \cdot 50.3 + 1 \cdot 28.3}{800 \cdot 100} = 0.00161;$$

$$\rho_{sw} = \frac{\rho_{sw,x} + \rho_{sw,y}}{2} = 0.00224;$$

$$b_0 = h_0 = 73 \text{ cm};$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = 0.73.$$

Rezultă:

$$\sigma_2 = 0.73 \cdot 0.00224 \cdot 575;$$

$$\sigma_2 = 0.94 \text{ MPa} < 0.05f_{cm} = 1.90 \text{ MPa}.$$

Se calculează:

a. rezistența betonului confinat:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) = 30 \left(1 + 5 \frac{0.94}{30} \right);$$

$$f_{ck,c} = 34.7 \text{ MPa}.$$

b. deformația specifică caracteristică a betonului confinat:

$$\varepsilon_{c,c} = \varepsilon_c \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 = 0.002 \left(\frac{34.7}{30} \right)^2;$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0.00268.$$

c. deformația specifică ultimă a betonului confinat:

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 0.0035 + 0.2 \frac{0.94}{30};$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0098.$$

În urma efectuării unui calcul secțional se observă că cedarea are loc prin strivirea betonului neconfinat din inimă. Prin urmare, se prelungește zona confinată prin amplasarea etrierilor și în inima peretelui. Calculul consideră numai coeficientul de armare transversal pe direcția scurtă a inimii peretelui.

$$\rho_{sw,x} = \frac{2 \cdot 28.3}{200 \cdot 100} = 0.00283;$$

$$\alpha = 0.727;$$

$$\sigma_2 = 0.727 \cdot 0.0015 \cdot 575 = 1.183;$$

$$\sigma_2 < 0.05f_{cm} = 1.90 \text{ MPa}.$$

Se calculează caracteristicile betonului confinat din inimă:

$$f_{ck,c} = 30 \left(1 + 5 \frac{1.183}{30} \right) = 35.92 \text{ MPa};$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0.002 \left(\frac{35.92}{30} \right)^2 = 0.00286;$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.2 \frac{1.183}{30} = 0.0114.$$

În urma dispunerii betonului confinat în inimă pe o lungime de 40 cm (2 etrieri), cedarea se produce prin zdrobirea betonului neconfinat din inima peretelui. Se obțin următoarele valori ale curburilor:

Curbura, Φ_y , la curgere:

$$\Phi_y = 0.000533 \text{ m}^{-1}$$

Curbura ultimă:

$$\Phi_u = 0.00624 \text{ m}^{-1}$$

Evaluarea rotirii capabile ultime a secțiunii se poate face astfel:

$$\theta_u = \frac{1}{\lambda_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

θ_y reprezintă rotirea de coardă la atingerea momentului de curgere la baza peretelui. Un procedeu pentru aproximarea acestei valori este prezentat în continuare.

Se aproximează digrama de moment încovoietor, la curgere, până la punctul de inflexiune cu una liniară. Astfel, consola are un moment încovoietor egal cu M_y la bază, ce variază liniar până la 0, în dreptul punctului de inflexiune.

Conform calculului secțional, $M_y = 116700 \text{ kNm}$.

Se calculează forța concentrată care, aplicată la vârful consolei, produce momentul încovoietor M_y :

$$P = M_y / L_v = 116700 / 34$$

$$P = 3432 \text{ kN}.$$

Deplasarea la vârful consolei produsă de această forță se calculează:

$$d_y = \frac{Pl^3}{EI}, \text{ unde:}$$

E = modulul de elasticitate al betonului considerat în calcul, $E = 26.4 \cdot 10^6 \text{ kNm}$;

I = momentul de inerție al secțiunii peretelui, $I = 24.67 \text{ m}^4$.

Efectuând calculul, rezultă o deplasare la vârful consolei de 0.069 m. Se poate calcula, prin împărțire la înălțimea consolei, rotirea de coardă la curgere:

$$\theta_y = \frac{d_y}{L_v} = 0.002 \text{ rad.}$$

Factorul de siguranță γ_{el} ia valoarea 2 când se utilizează modelul de confinare din SR EN 1992-1.

L_p reprezintă lungimea teoretică a articulației plastice și se calculează cu formula:

$$L_p = 0.1 L_v + 0.17 h + 0.24 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}};$$

$$L_p = 3.4 + 1.326 + 0.716 = 5.44 \text{ m}.$$

Înlocuind în formula pentru calculul rotirii ultime se obține:

$$\theta_u = 0.0153 \text{ rad}.$$

Se poate observa că armătura de confinare minimă satisface cerința de deformare indusă structurii de acțiunea seismică:

$$\theta_u = 0.0153 > \theta_{u,nec} = 0.0103 \text{ rad.}$$

Verificarea deformațiilor la ULS în riglele de cuplare

Cerința de rotire totală în riglele de cuplare se estimează la fel ca în cazul pereților, pornind de la rotirea elastică. Astfel, se presupune că rotirea elastică este egală cu raportul dintre deplasarea relativă de nivel și înălțimea nivelului. Apoi, înmulțind această valoare cu produsul dintre coeficientul c și factorul de comportare q se obține o valoare aproximativă a cerinței totale de rotire.

În tabelul 49 sunt prezentate rezultatele acestui calcul pentru riglele de cuplare ale structurii studiate.

Tabelul E 5.2.49 Rotiri cerință în riglele de cuplare

Nivel	Comb.	UY (m)	dr (m)	θ_e (rad)	θ_{uls} (rad)
15	GSSYEN	-0.0546	0.0037	0.0012	0.012
14		-0.0509	0.0039	0.0013	0.013
13		-0.047	0.0039	0.0013	0.013
12		-0.0431	0.0041	0.0014	0.013
11		-0.039	0.0042	0.0014	0.014
10		-0.0348	0.0042	0.0014	0.014
9		-0.0306	0.0042	0.0014	0.014
8		-0.0264	0.0041	0.0014	0.013
7		-0.0223	0.0041	0.0014	0.013
6		-0.0182	0.0039	0.0013	0.013
5		-0.0143	0.0036	0.0012	0.012
4		-0.0107	0.0032	0.0011	0.010
3		-0.0075	0.0028	0.0009	0.009
2		-0.0047	0.0023	0.0008	0.007
1		-0.0024	0.0024	0.0004	0.004
Bază			0	-	-

Se poate observa că, în cazul riglelor de cuplare curente, rotirea maximă nu depășește valoarea de 0.015 radiani. Verificarea este îndeplinită și în cazul celorlalte două, grinzi armate cu bare ortogonale: cea de la parter și cea de la ultimul nivel, limita fiind în acest caz de 0.015 radiani.

E 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE OȚEL

Acest capitol exemplifică aplicarea prevederilor P 100-1 pentru proiectarea a trei tipologii de structuri din oțel:

- Structură în cadre necontravântuite
- Structură în cadre contravântuite centric în V inversat
- Structură în cadre contravântuite excentric

Exemplele de calcul prezintă abordări și soluții tipice pentru fiecare problemă în parte, dar care nu sunt și unicele posibile.

E 6.1. Structură în cadre necontravântuite

E 6.1.1. Date generale despre structură

Amplasament: București.

Funcțiune: clădire birouri.

Regim de înălțime: Parter+3 etaje (4 nivele).

Înălțime: $H = 14$ m

Dimensiunea în plan: 22×29 m.

Clădirea se încadrează în clasa III de importanță și de expunere conform Tabelului 4.2 din P 100-1. Rezultă factorul de importanță cu valoarea $\gamma_{1,e}=1,0$.

Schema spațială a structurii este prezentată în Figura E 6.1.1. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre necontravântuite cu noduri rigide dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 5 și pe direcția Y în axele A, B, C și D, vezi Figura E 6.1.2 și Figura E 6.1.3.

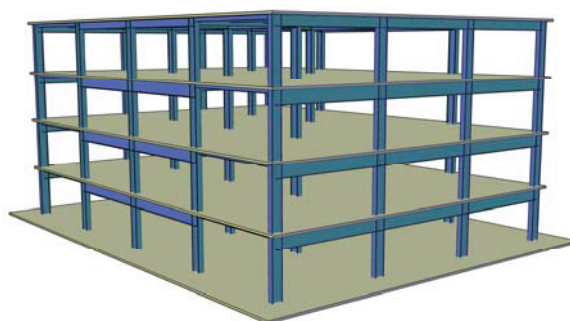


Figura E 6.1.1 Schema spațială a structurii.

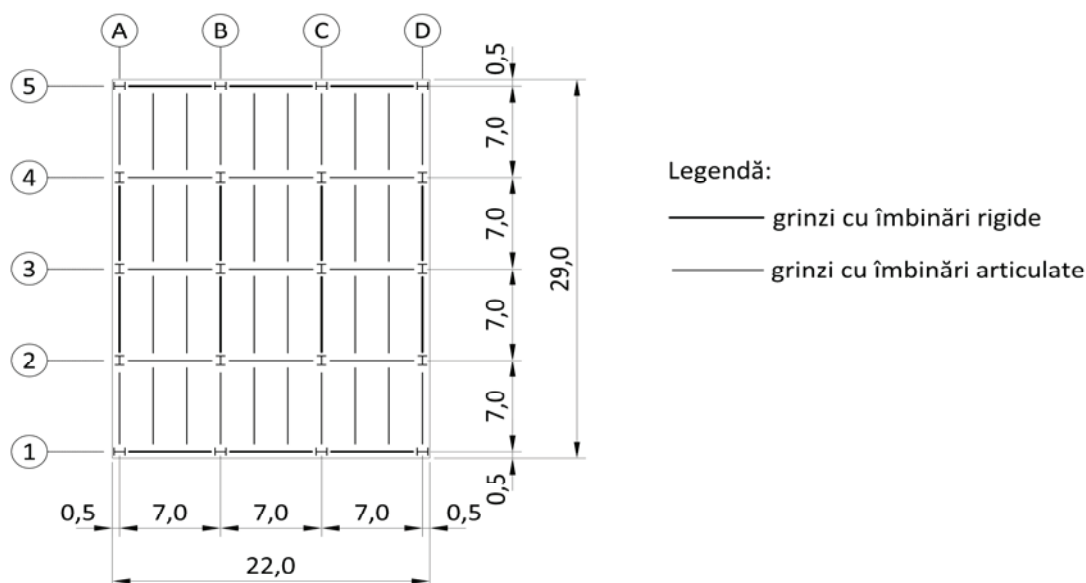


Figura E 6.1.2 Planul structurii.

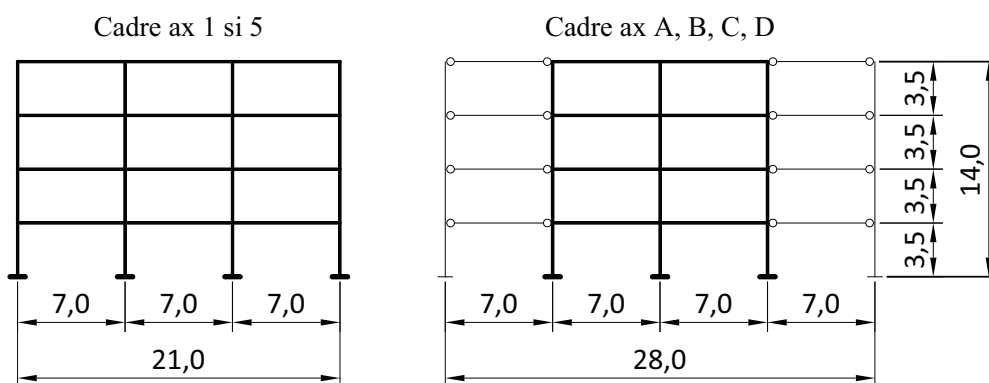


Figura E 6.1.3 Secțiuni verticale prin axe 1, 5 și A, B, C, D.

Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminate europene din oțel S235 (grinzile) și S355 (stâlpii).

Componentele nestructurale sunt realizate din materiale cu capacitate de deformare mare.

E 6.1.2. Alegerea modelului structurii și a metodei de calcul

Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P 100-1.

Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente (vezi paragraful E 6.1.5.2). În consecință, structura este regulată pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P 100-1.

Conform Tabelului 4.1 din P 100-1, pentru structuri regulate în plan și pe verticală, se admite adoptarea separată a unor modele plane ale structurii. Structura are o înălțime mai mică de 30 m și perioada proprie fundamentală $T_1 < 1.5$ sec (vezi paragraful E 6.3.5.3). În consecință calculul structural poate fi efectuat folosind metoda forțelor laterale.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P 100-1. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în același timp la o proiectare mai economică.

E 6.1.3. Încărcări

E 6.1.3.1. Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planșeele curente (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$$G_{k1} = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea permanentă pe acoperiș (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$$G_{k2} = 5,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea permanentă pe pereții exteriori:

$$G_{k3} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Greutatea proprie a structurii metalice a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planșeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereți despărțitori mobili, conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k1} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 + 0,8 \text{ kN} / \text{m}^2 = 3,3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea utilă pe acoperiș (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k2} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

E 6.1.3.2. Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P 100-1), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații $S_e(T) = a_g \cdot \beta(T)$.

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției (București) în conformitate cu Figura 3.1 din P 100-1 sau din Anexa A a codului, Tabelul A.1:

$$a_g = 0,3 \cdot g$$

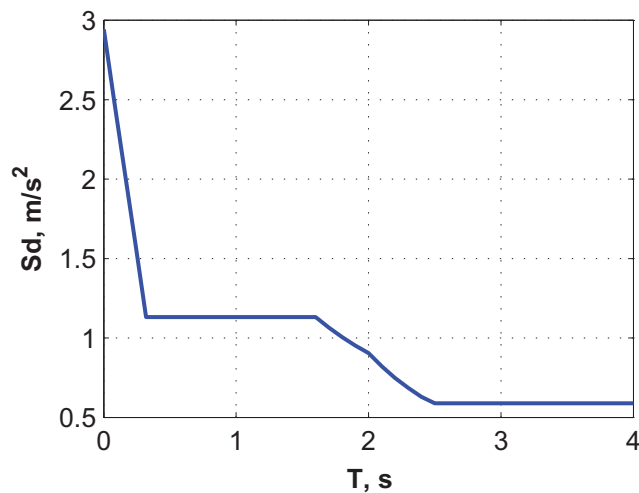


Figura E 6.1.4 Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P 100-1 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 = 2,5$ și de perioadele de control T_B , T_C și T_D (determinate din Figura 3.2 din P 100-1 pentru amplasamentul construcției și Tabelul 3.1 din P 100-1):

$$T_B = 0,32s \quad T_C = 1,6s \quad T_D = 2,0s$$

Se adoptă conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P 100-1. Rezultă factorul de comportare $q = 6,5$ pentru cadre necontravântuite din oțel, regulate pe verticală și clasa de ductilitate a structurii DCH, conform P 100-1, Tabelul E 6.3.

Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P 100-1 și este prezentat în Figura E 6.1.4.

E 6.1.4. Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (ULS), conform secțiunii 3.3 din P 100-1 și secțiunii 6.4.3.2 din CR 0 - 2012, este:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DIS})$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0,3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi tabelul 7.1 din CR 0 - 2012, iar A_{Ed} este valoarea de proiectare a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la ULS.

Conform 6.6.3(2) din P 100-1, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpilor) la ULS pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-NDIS})$$

unde Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P 100-1 deplasările structurii pentru verificarea la ULS pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DEP})$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P 100-1 deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vq A_{Ed} \quad (\text{S-SLS})$$

E 6.1.5. Calculul structural

E 6.1.5.1. Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial (vezi Figura E 6.1.5). S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Stâlpii au fost încastrați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura E 6.1.2 și Figura E 6.1.3. Secțiunile elementelor structurale pentru sistemul de preluare a încărcărilor laterale sunt prezentate în Figura E 6.1.6 și Figura E 6.1.7. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrice (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

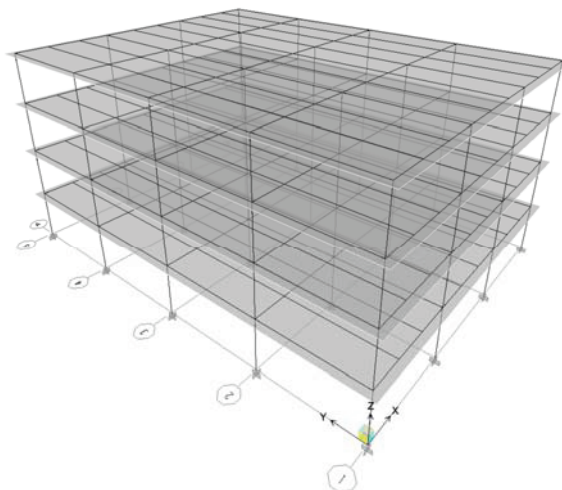


Figura E 6.1.5 Modelul spațial al structurii în programul de calcul.

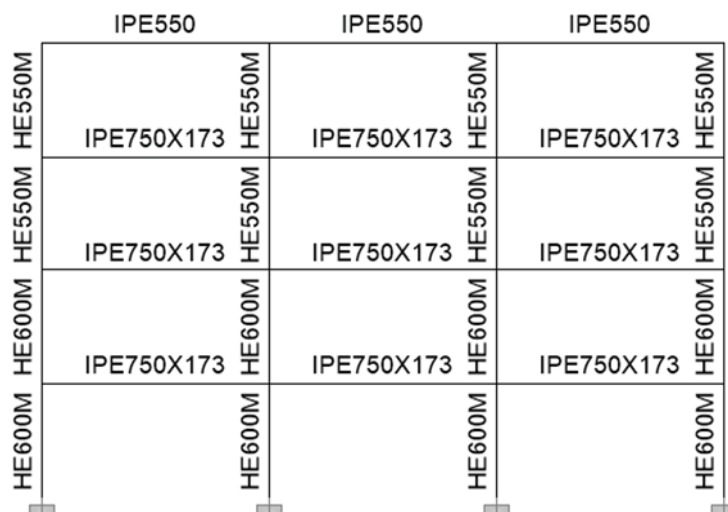


Figura E 6.1.6 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele 1 și 5.

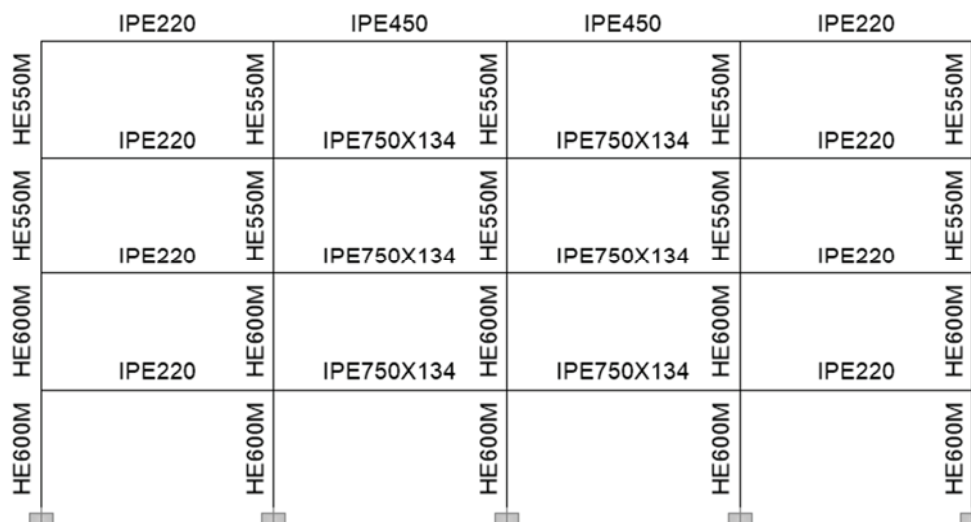


Figura E 6.1.7 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele A, B, C și D.

E 6.1.5.2. Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR 0 - 2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul E 6.1.1.

Tabelul E 6.1.1: Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

Nivel	Masa, tone	Momentul de inerție al maselor, tone×m ²
4	452,4	56320,3
3	468,9	60593,9
2	469,1	60620,4
1	470,8	61101,3

E 6.1.5.3. Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul E 6.1.2. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P 100-1. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura E 6.1.8.

Tabelul E 6.1.2: Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T s	$M_{n,x}^*$ %	$M_{n,y}^*$ %	$\sum M_{n,x}^*$ %	$\sum M_{n,y}^*$ %
1	0,734	81,0	0,0	81,0	0,0
2	0,688	0,0	79,2	81,0	79,2
3	0,510	0,0	0,0	81,0	79,2
4	0,241	12,3	0,0	93,3	79,2
5	0,224	0,0	13,4	93,3	92,6
6	0,169	0,0	0,0	93,3	92,6

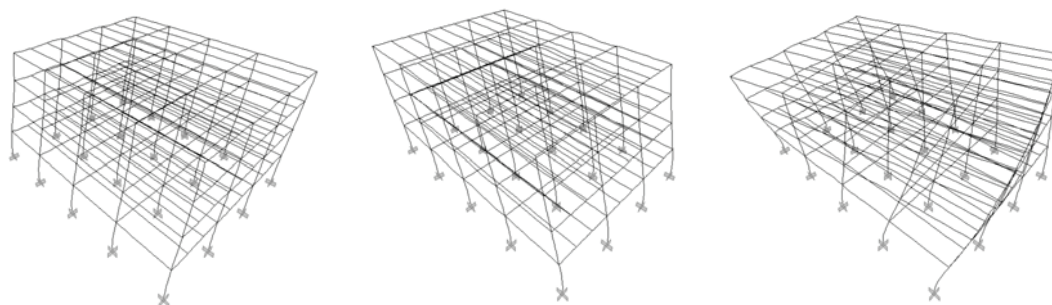


Figura E 6.1.8 Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.

E 6.1.5.4. Calculul modal cu spectre de răspuns

Efectele acțiunii seismice au fost determinate folosind calculul modal cu spectre de răspuns. S-au folosit spectrele de răspuns de proiectare determinate în secțiunea E 6.1.3.2, aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula "combinarea pătratică completă", efectele componentelor acțiunii seismice cu regula "radical din suma pătratelor".

Efectele de torsiune accidentală au fost luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P 100-1). Valoarea excentricității accidentale a fost considerată egală cu 0,05 din dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P 100-1).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{e}=1,0$ (vezi relația 3.1 din P 100-1).

E 6.1.5.5. Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-ULS-DIS) este sintetizată în Tabelul E 6.1.3.

Tabelul E 6.1.3: Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$.

nivel	$H_{Ed,x}$ kN	$H_{Ed,y}$ kN	V_{Ed} kN	$0,15V_{Ed}$ kN	$H_{Ed,x} \geq 0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0,15V_{Ed}$
4	750	771	4541	681	DA	DA
3	1241	1238	9155	1373	NU	NU
2	1581	1562	13773	2066	NU	NU
1	1762	1743	18406	2761	NU	NU

Se observă că nu este îndeplinită condiția $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pe nici una dintre cele două direcții orizontale, ceea ce implică necesitatea modelării imperfecțiunilor globale pentru analiza structurii. Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1 imperfecțiunile globale pot fi modelate printr-un sistem de forțe laterale echivalente H_i .

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}} \text{ dar } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \Rightarrow \alpha_h = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = 0,791$$

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = 0,002635$$

Forțele laterale echivalente H_i de la nivelul i , calculate în funcție de încărcările gravitaționale totale P_i de la același nivel și imperfecțiunea globală inițială ϕ rezultă:

nivel	P_i kN	H_i kN
4	4541	11,97
3	4613	12,16
2	4619	12,17
1	4633	12,21

Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, în cazul modelelor spațiale, imperfecțiunile globale trebuie modelate pe fiecare direcție orizontală, dar în ipoteze independente de încărcare.

Astfel, pentru verificările aferente ULS, rezultă următoarele combinații de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-NDIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-NDIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

E 6.1.5.6. Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ , determinat conform 4.6.2.2(2) din P 100-1:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii și pentru fiecare direcție a imperfecțiunilor este sintetizat în Tabelul E 6.1.4 și Tabelul E 6.1.5. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-ULS-DIS-Ix și S-ULS-DIS-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DIS-Iy})$$

iar deplasările din S-ULS-DEP-Ix, respectiv S-ULS-DEP-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

Tabelul E 6.1.4: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția X.

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4541	762	771	0,0146	0,0144	0,087	0,085
3	9155	1265	1238	0,0179	0,0159	0,130	0,117
2	13773	1617	1562	0,0196	0,0165	0,167	0,145
1	18406	1811	1743	0,0132	0,0104	0,134	0,110

Tabelul E 6.1.5: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția Y.

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4541	750	782	0,0145	0,0145	0,088	0,084
3	9155	1241	1262	0,0179	0,0159	0,132	0,115
2	13773	1581	1598	0,0196	0,0165	0,170	0,142
1	18406	1762	1791	0,0131	0,0105	0,137	0,108

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$$\theta = 0,170$$

Pentru $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul doi trebuie luate în calcul, multiplicând valorile de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul:

$$\alpha = \frac{1}{(1-\theta)} = 1,205$$

Pentru simplitate, factorul α a fost inclus în combinațiile de încărcări pentru verificarea la ULS:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha Q_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-NDIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cq A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-NDIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

E 6.1.6. Verificarea componentelor structurale la ULS

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P 100-1, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Conform paragrafului 6.2(5) din P 100-1, factorul de suprarezistență de material pentru S235 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$$\gamma_{ov} = 1,4$$

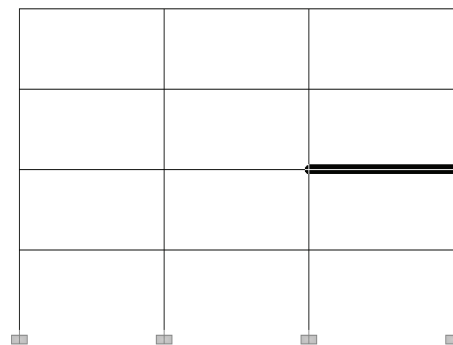
E 6.1.6.1. Verificarea grinzilor

Verificarea la ULS este exemplificată pentru grinda cea mai solicitată, amplasată în cadrul ax 1 și evidențiată în figura alăturată.

Eforturile maxime au rezultat din combinația de încărcări S-ULS-DIS-Ix:

$$M_{Ed} = 577,7 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$



Secțiune: IPE 750x173 ($h_b = 762 \text{ mm}$ $b_b = 267 \text{ mm}$ $t_{fb} = 21,6 \text{ mm}$ $A = 22100 \text{ mm}^2$
 $I_{b,y} = 205800 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $W_{pl,y} = 6218000 \text{ mm}^3$ $A_v = 11600 \text{ mm}^2$ $I_t = 2740000 \text{ mm}^4$
 $i_z = 55,7 \text{ mm}$)

Oțel: S235 ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$)

Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate DCH.

Verificarea zonei disipative de la capătul grinzii

Conform paragrafului 6.6.2(1) din P 100-1, grinzile cadrelor necontravântuite trebuie verificate conform SR EN 1993-1-1 în ipoteza că la unul din capete s-a format o articulație plastică. În plus, conform paragrafului 6.6.2(5) din P 100-1, în zona articulației plastice trebuie asigurate legături laterale la ambele tălpi ale grinzii. Aceste cerințe implică verificarea lungimii stabile a segmentelor adiacente articulației plastice conform 6.3.5 și BB.3 din SR EN 1993-1-1. Porțiunile de grindă în care nu se formează articulații plastice (cuprinse între două reazemele laterale consecutive) se

verifică în conformitate cu 6.3.2 din SR EN 1993-1-1 (vezi Figura E 6.1.9). Talpa superioară are asigurată legături laterale prin intermediul conectorilor și a plăcii de beton armat. Conectorii nu se dispun în zona articulației plastice pe o lungime definită în secțiunea 7.7.5 din SR EN 1998-1 pentru a preveni creșterea momentului capabil al grinzii ca urmare a conlucrării cu placa de beton armat. La talpa inferioară se dispun contrafișe (vezi Figura E 6.1.10) la capătul zonelor disipative, conform cerințelor P 100-1, paragraful 6.6.2(5).

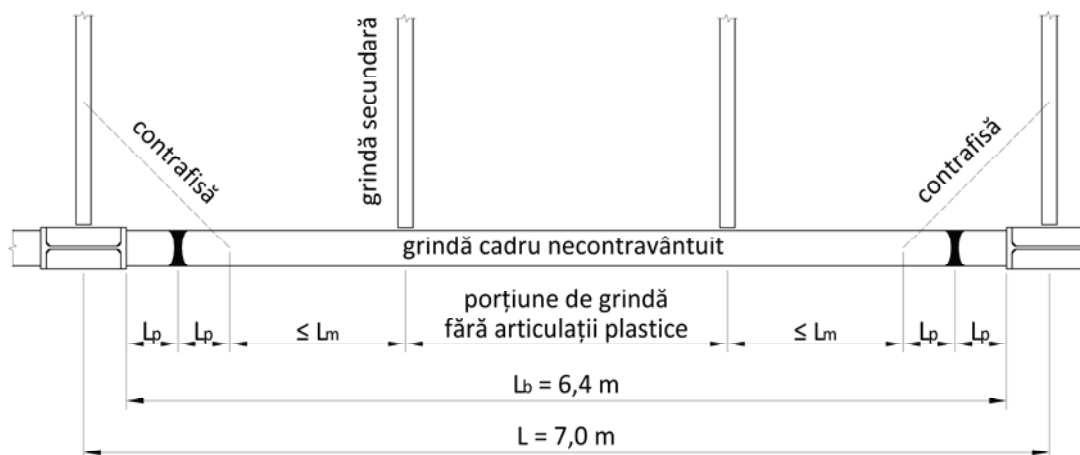


Figura E 6.1.9 Grinda cadrului necontravântuit cu legăturile laterale.

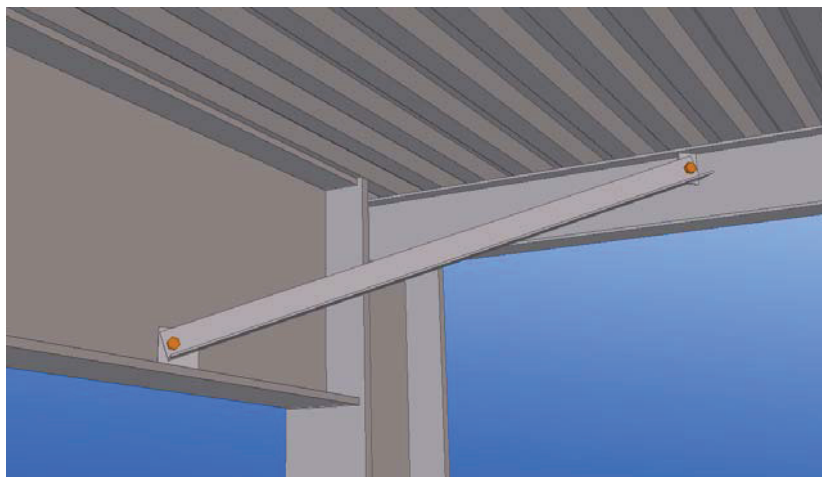


Figura E 6.1.10 Contrafișe pentru asigurarea legăturilor laterale la talpa inferioară a grinzii cadrului necontravântuit.

Lungimea interax a grinzii: $L = 7000 \text{ mm}$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6380 \text{ mm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10. "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b / 2 \quad 3b_b) = 0,3810 \text{ m} \Rightarrow L_p = 0,38 \text{ m}$$

S-au dispus contrafișe la ambele capete ale grinzii, la o distanță de $2L_p = 760,0 \text{ mm}$ de la fața stâlpului (vezi Figura E 6.1.9).

Segmentul de grindă cuprins între contrafișă și grinda secundară are lungimea de 1 263 mm. Lungimea stabilă L_m a segmentului de grindă se determină conform paragrafului 6.3.5.3(1)B sau BB.3.1.1 din SR EN 1993-1-1.

$C_1 = 1$ (acoperitor, moment aproximativ constant pe lungimea considerată).

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{57,4 \left(\frac{N_{Ed} \cdot mm^2 / N}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left(\frac{f_y}{235N / mm^2} \right)^2}} = 2\,303\,mm$$

1 263 mm \leq $L_m = 2\,303\,mm \rightarrow$ verifică.

Conform secțiunii 6.2 din SR EN 1993-1-1:

$$M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 1\,328\,kNm$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 4\,721\,kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M0}} = 1\,431\,kN$$

În zonele plastice potențiale se verifică relațiile (6.2)-(6.4) din P 100-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd,b}} = 0,4349 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15 \rightarrow \text{verifică.}$$

$V_{Ed,G} = 79,65\,kN$ (din încărcările gravitaționale în combinația seismică).

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b} = 416,4\,kN$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 496,1\,kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,3467 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificare contrafișă

Reazemele laterale (contrafișele) adiacente zonelor potențial plastice s-au proiectat pentru a prelua o forță laterală egală cu

$$0,06\gamma_{ov} f_y t_{fb} b_b = 113,8\,kN$$

Contrafișa s-a dispus între talpa inferioară a grinzii principale și talpa superioară a grinzii secundare perpendiculare, prinsă de stâlp.

Au rezultat două corniere L75x50x8 din oțel S235, prinse de un guseu cu grosimea de 15 mm din oțel S355.

Verificarea segmentului central (elastic) al grinzii

Pentru segmentul central al grinzii cu lungimea de 2 333 mm, cuprins între două grinzi secundare, rezultă:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,233 \leq \overline{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

În această situație elementul nu este sensibil la flambaj prin încovoiere-răsucire, vezi 6.3.2.2(4) din SR EN 1993-1-1. Momentele maxime fiind la capetele barei, nu sunt necesare verificări suplimentare.

E 6.1.6.2. Calculul suprarezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative se folosește suprarezistența sistemului structural, determinată cu relația (vezi 6.6.3(1) din P 100-1):

$$\Omega_T = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M$$

unde $\Omega^M = \min(\Omega_i^M)$, iar $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$.

Pentru S235: $\gamma_{ov} = 1,400$.

Calculul valorilor Ω_i^M este sintetizat în Tabelul E 6.1.6 pentru direcția X a structurii și în Tabelul E 6.1.7 pentru direcția Y a structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistență:

$$\Omega_T = 4,0$$

Alternativ, se pot folosi factori de suprarezistență diferențiați pe cele două direcții principale ale structurii.

Conform paragrafului 6.6.3(2) din P 100-1, valorile maxime și minime ale Ω_i^M trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de $24\% \leq 25\%$, iar pe direcția Y este de $15\% \leq 25\%$.

Tabelul E 6.1.6: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii.

Deschidere	Nivel	Secțiune	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	Ω_i^M	$\Omega^M = \min(\Omega_i^M)$	Ω_T
1	4	IPE550	0,380	2,63	2,27	3,5
	3	IPE750X173	0,365	2,74		
	2	IPE750X173	0,434	2,30		
	1	IPE750X173	0,417	2,40		
2	4	IPE550	0,378	2,65		
	3	IPE750X173	0,334	2,99		
	2	IPE750X173	0,396	2,53		
	1	IPE750X173	0,379	2,64		
3	4	IPE550	0,377	2,65		
	3	IPE750X173	0,369	2,71		
	2	IPE750X173	0,440	2,27		
	1	IPE750X173	0,424	2,36		

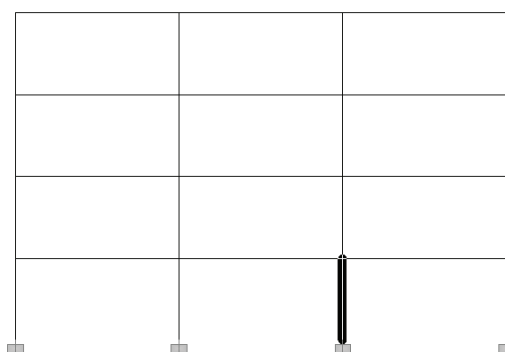
Tabelul E 6.1.7: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii.

Deschidere	Nivel	Secțiune	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	Ω_i^M	$\Omega^M = \min(\Omega_i^M)$	Ω_T
A2	4	IPE450	0,332	3,01	2,59	4,0
	3	IPE750X134	0,339	2,95		
	2	IPE750X134	0,380	2,63		
	1	IPE750X134	0,352	2,84		
A3	4	IPE450	0,345	2,90		
	3	IPE750X134	0,328	3,05		
	2	IPE750X134	0,365	2,74		
	1	IPE750X134	0,336	2,98		
B2	4	IPE450	0,329	3,04		
	3	IPE750X134	0,344	2,91		
	2	IPE750X134	0,386	2,59		
	1	IPE750X134	0,358	2,79		
B3	4	IPE450	0,342	2,92		
	3	IPE750X134	0,333	3,00		
	2	IPE750X134	0,371	2,70		
	1	IPE750X134	0,342	2,92		

E 6.1.6.3. Verificarea stâlpilor de la parter

Verificarea la ULS a stâlpilor de la parter este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 și evidențiat în figura alăturată.

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.6) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-ULS-NDIS-Ix și S-ULS-NDIS-Iy.



Se remarcă totuși faptul că paragraful 6.6.1(1) din P 100-1 permite formarea articulațiilor plastice la baza stâlpilor. În consecință, momentele de calcul de la baza structurii au fost luate din combinațiile de încărcări folosite pentru proiectarea elementelor disipative (S-ULS-DIS-Ix și S-ULS-DIS-Iy).

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$$M_{y,Ed,1} = 733,3 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,1} = 40,5 \text{ kNm} \quad (\text{din combinația S-ULS-DIS-Ix})$$

$$M_{y,Ed,2} = 455,7 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,2} = 44,4 \text{ kNm} \quad (\text{din combinația S-ULS-NDIS-Ix})$$

$$N_{Ed} = 1006,1 \text{ kN} \quad (\text{din combinația S-ULS-NDIS-Ix})$$

$$V_{z,Ed} = 1209,3 \text{ kN} \quad V_{y,Ed} = 43,7 \text{ kN} \quad (\text{din combinația S-ULS-NDIS-Ix})$$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEM600

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Clasa secțiunii

Clasa secțiunii este 1 (conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1) \Rightarrow secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative (baza stâlpului) supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate DCH.

Verificarea la încovoiere și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.6.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că pe de o parte, efectele de ordinul doi au fost luate explicit în calcul, iar pe de altă parte stâlpul poate forma o articulație plastică la capătul inferior, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu lungimea interax $kL = 3,5m$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$$0,086 + 0,280 + 0,051 = 0,417 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform paragrafului 6.6.3(3) din P 100-1 forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,433 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0,009 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea panoului de inimă a stâlpului

Grinda: IPE 750x173

Stâlp: HEM 600 ($h_c = 620 \text{ mm}$ $d = 486 \text{ mm}$ $t_{wp} = 21 \text{ mm}$ $b_c = 305 \text{ mm}$ $t_{cf} = 40 \text{ mm}$
 $A_{vc} = 14970 \text{ mm}^2$ $i_y = 255,5 \text{ mm}$ $i_z = 72,2 \text{ mm}$ $N_{pl,Rd,c} = 11747,3 \text{ kN}$)

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1\,328 \text{ kNm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b / 2 \quad 3b_b) = 0,3810 \text{ m}$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6,380 \text{ m}$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 79,65 \text{ kN}$$

Forța tăietoare în grindă, aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 472,8 \text{ kN}$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V_{Ed}^{cor} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 552,5 \text{ kN}$$

Momentul încovoietor de la fața stâlpului aferent formării articulației plastice la distanța L_p :

$$M_{pl,Rd,b}^{cor} = M_{pl,Rd,b} + L_p \times V_{Ed} = 1538,5 \text{ kNm}$$

Forța tăietoare din panoul de inimă a stâlpului se determină conform paragrafului 6.6.3(5) din P 100-1, relația (6.9).

$$V_{wp,Ed} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^{cor}}{h_b - t_{fb}} = 4\,155 \text{ kN}$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1:

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235 \text{ N/mm}^2}{f_y} \right)} = 0,8136$$

$d / t_{wp} = 23,14 \leq 69\varepsilon = 56,14 \rightarrow \text{verifică.}$

Rezistența plastică la încovoiere a unei tălpi de stâlp este:

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{f_y b_c t_{cf}^2}{4\gamma_{M0}} = 39,37 \text{ kNm}$$

Rigidizările de continuitate din panoul de inimă a stâlpului au grosimea de:

$$t_{st} = 22 \text{ mm}$$

și lățimea totală (de pe ambele părți ale inimii) de:

$$b_{st} = 2 \times 142 \text{ mm} = 284,0 \text{ mm}$$

Rezistența plastică la încovoiere a unei rigidizări de continuitate este:

$$M_{pl,st,Rd} = \frac{f_y b_{st} t_{st}^2}{4 \gamma_{M0}} = 11,09 \text{ kNm}$$

Distanța dintre axele rigidizărilor de continuitate este:

$$d_s = 740 \text{ mm}$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului este:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_y A_{vc}}{\sqrt{(3) \gamma_{M0}}} + \min \left(\frac{4 M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \frac{2 M_{pl,fc,Rd} + 2 M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 2 \text{ 647 kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P 100-1:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 1,570 \not\leq 1,0 \rightarrow \text{NU verifică. Sunt necesare plăci de dublare.}$$

Se dispune o placă de dublare cu grosimea $t_s = 22 \text{ mm}$ și lățimea de $b_s = d = 486,0 \text{ mm}$.

$$b_s = 486,0 \text{ mm} \leq 40 \epsilon t_s = 716,0 \text{ mm} \rightarrow \text{verifică.}$$

Rezultă forța tăietoare capabilă a panoului de inimă rigidizat:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_y (A_{vc} + b_s t_{wp})}{\sqrt{(3) \gamma_{M0}}} + \min \left(\frac{4 M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \frac{2 M_{pl,fc,Rd} + 2 M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 4 \text{ 358 kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P 100-1:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 0,953 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Zveltețea stâlpului

În planul cadrului din ax 1 grinzile pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(10) din P 100-1):

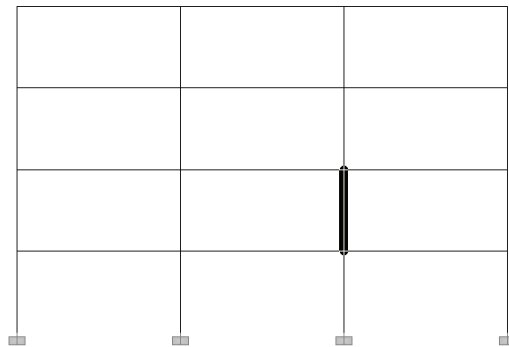
$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 13,70 \leq 0,7 \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 53,49 \rightarrow \text{verifică.}$$

În afara planului cadrului din ax 1 grinzile nu pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(11) din P 100-1):

$$\lambda_z = \frac{kL}{i_z} = 48,48 \leq 1,3 \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99,33 \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.1.6.4. Verificarea stâlpilor de la celelalte niveluri decât parterul

Verificarea la ULS a stâlpilor de la celelalte niveluri decât parterul este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 și evidențiat în figura alăturată.



Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.6) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-ULS-NDIS-Ix și S-ULS-NDIS-Iy.

Au rezultat următoarele eforturi maxime (din combinația S-ULS-NDIS-Ix):

$$M_{y,Ed,1} = 2304,6 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,1} = 24,7 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = -1243,5 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,2} = 19,4 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 731,0 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 1293,2 \text{ kN} \quad V_{y,Ed} = 9,8 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEM600

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.6.2(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi și imperfecțiunile globale au fost luate explicit în calcul, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu lungimea interax $kL = 3,5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$$0,062 + 0,831 + 0,040 = 0,934 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform paragrafului 6.6.3(3) din P 100-1 forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,463 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0,002 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea panoului de inimă a stâlpului

Grinda: IPE 750x173

Stâlp: HEM 600 ($h_c = 620 \text{ mm}$ $d = 486 \text{ mm}$ $t_{wp} = 21 \text{ mm}$ $b_c = 305 \text{ mm}$ $t_{cf} = 40 \text{ mm}$)

$$A_{vc} = 14970 \text{ mm}^2 \quad i_y = 255,5 \text{ mm} \quad i_z = 72,2 \text{ mm} \quad N_{pl,Rd,c} = 11747,3 \text{ kN}$$

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1 \text{ 328 kNm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b / 2 \quad 3b_b) = 0,3810 \text{ m}$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6,380 \text{ m}$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 79,65 \text{ kN}$$

Forța tăietoare în grindă, aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 472,8 \text{ kN}$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V_{Ed}^{cor} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 552,5 \text{ kN}$$

Momentul încovoietor de la fața stâlpului aferent formării articulației plastice la distanța L_p :

$$M_{pl,Rd,b}^{cor} = M_{pl,Rd,b} + L_p \times V_{Ed} = 1538,5 \text{ kNm}$$

Forța tăietoare din panoul de inimă a stâlpului se determină conform paragrafului 6.6.3(5) din P 100-1, relația (6.9).

$$V_{wp,Ed} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^{cor}}{h_b - t_{fb}} = 4 \text{ 155 kN}$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1:

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235 \text{ N/mm}^2}{f_y} \right)} = 0,8136$$

$$d/t_{wp} = 23,14 \leq 69\varepsilon = 56,14 \rightarrow \text{verifică.}$$

Rezistența plastică la încovoiere a unei tălpi de stâlp este:

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{f_y b_c t_{cf}^2}{4\gamma_{M0}} = 39,37 \text{ kNm}$$

Rigidizările de continuitate din panoul de inimă a stâlpului au grosimea de:

$$t_{st} = 22 \text{ mm}$$

și lățimea totală (de pe ambele părți ale inimii) de:

$$b_{st} = 2 \times 142 \text{ mm} = 284,0 \text{ mm}$$

Rezistența plastică la încovoiere a unei rigidizări de continuitate este:

$$M_{pl,st,Rd} = \frac{f_y b_{st} t_{st}^2}{4\gamma_{M0}} = 11,09 \text{ kNm}$$

Distanța dintre axele rigidizărilor de continuitate este:

$$d_s = 740 \text{ mm}$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului este:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_y A_{vc}}{\sqrt{(3)}\gamma_{M0}} + \min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}\right) = 2\,647 \text{ kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P 100-1:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 1,570 \not\leq 1,0 \rightarrow \text{NU verifică. Sunt necesare plăci de dublare.}$$

Se dispune o placă de dublare cu grosimea $t_s = 22 \text{ mm}$ și lățimea de $b_s = d = 486,0 \text{ mm}$.

$$b_s = 486,0 \text{ mm} \leq 40\varepsilon t_s = 716,0 \text{ mm} \rightarrow \text{verifică.}$$

Rezultă forța tăietoare capabilă a panoului de inimă rigidizat:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_y (A_{vc} + b_s t_{wp})}{\sqrt{(3)}\gamma_{M0}} + \min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}\right) = 4\,358 \text{ kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P 100-1:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 0,953 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Zveltețea stâlpului

În planul cadrului din ax 1 grinzile pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(10) din P 100-1):

$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 13,70 \leq 0,7\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 53,49 \rightarrow \text{verifică.}$$

În afara planului cadrului din ax 1 grinzile nu pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(11) din P 100-1):

$$\lambda_z = \frac{kL}{i_z} = 48,48 \leq 1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99,33 \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.1.6.5. Îmbinările grindă-stâlp

S-a optat pentru o îmbinare grindă-stâlp nedisipativă, cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență. Conform secțiunilor 6.6.4 și 6.5.5 din P 100-1, îmbinarea trebuie proiectată pentru a avea o suprazistență de cel puțin $1,1\gamma_{ov}$ față de elementul îmbinat (grinda).

Eforturile de calcul în îmbinare

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1\,328\text{ kNm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b / 2 \quad 3b_b) = 0,3810\text{ m}$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6,380\text{ m}$

Momentul capabil al grinzii în articulațiile plastice ținând cont de suprazistență:

$$M_{pl,Rd,b}^* = 1,1\gamma_{ov} M_{pl,Rd,b} = 2\,046\text{ kNm}$$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 79,65\text{ kN}$$

Forța tăietoare aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^*}{L_b - 2L_p} = 728,3\text{ kN}$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V_{Ed}^* = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 807,9\text{ kN}$$

Momentul încovoietor și forța tăietoare de la fața stâlpului aferente formării articulației plastice la distanța L_p :

$$M_{Ed,i} = M_{pl,Rd,b}^* + L_p \times V_{Ed}^* = 2\,354\text{ kNm}$$

$$V_{Ed,i} = V_{Ed}^* = 807,9\text{ kN}$$

Calculul îmbinării

Îmbinarea s-a verificat conform SR EN 1993-1-8 folosind metoda componentelor, cu următoarele modificări:

- nu a fost luată în calcul componenta "panoul de inimă al stâlpului" aceasta fiind verificată separat conform prevederilor P 100-1 și SR EN 1993-1-8, fără a fi necesară suprazistența față de grinzi;
- nu au fost luate în calcul componentele aferente grinzii – "inima grinzii la întindere" și "talpa și inima grinzii la compresiune" – deoarece aceste componente corespund formării articulației plastice în grindă.

A rezultat o placă de capăt cu grosimea de 30 mm din S355 și 16 șuruburi M36 gr 10.9 (vezi Figura E 6.1.11).

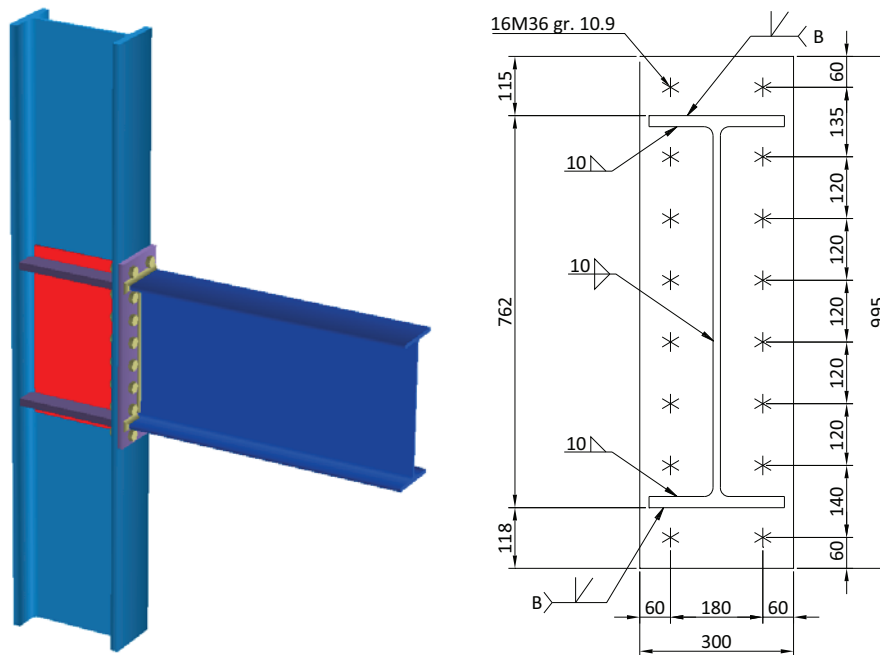


Figura E 6.1.11 Îmbinarea grindă-stâlp.

$$M_{Ed,i} = 2\,354\text{ kNm} \leq M_{Rd,i} = 2523\text{ kNm} \rightarrow \text{verifică.}$$

$$V_{Ed,i} = 807,9\text{ kN} \leq V_{Rd,i} = 2581\text{ kN} \rightarrow \text{verifică.}$$

Sudurile de pe tălpi au fost realizate cu pătrundere completă și nivel B de acceptare a defectelor, iar rădăcina sudurii a fost întărită printr-o sudură de colț, asigurându-se astfel o suprazistență a sudurii față de talpă. Sudura de pe inimă a fost realizată cu sudură de colț pe ambele părți, pentru a dezvolta o capacitate egală cu cea a inimii.

E 6.1.7. Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P 100-1. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinația de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \quad (\text{S-SLS})$$

$$\text{unde } v = 0,5 \text{ și } q = 6,5 \Rightarrow v \cdot q = 3,250$$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul E 6.1.8. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 2 pe direcția X:

$$d_r^{SLS} = 0,0063h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul E 6.1.8: Deplasările relative de nivel la SLS.

Nivel	d_r^{SLS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,0047	0,0046
3	0,0058	0,0051
2	0,0063	0,0053
1	0,0042	0,0034

E 6.1.8. Verificarea deplasărilor la ULS

Verificarea deplasărilor la ULS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) și secțiunii E.2 din P 100-1. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLU} = 0,025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la ULS s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + acqA_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + acqA_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 3,5$

Factorul de comportare: $q = 6,5$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2:
 $\alpha = 1,205$

$$T_1 = 0,73s \leq T_C = 1,600s \Rightarrow c = \Omega_T / q + (1 - \Omega_T / q) \frac{T_C}{T_1} = 1,550 \leq 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 12,14$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 4$

Factorul de comportare: $q = 6,5$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2:
 $\alpha = 1,205$

$$T_1 = 0,69s \leq T_C = 1,600s \Rightarrow c = \Omega_T / q + (1 - \Omega_T / q) \frac{T_C}{T_1} = 1,507 \leq 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 11,80$$

Calculul deplasărilor la ULS

Acoperitor, s-a considerat aceeași valoare a produsului $\alpha \cdot c \cdot q = 12,14$ pentru ambele direcții orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la ULS determinate din combinațiile S-ULS-DEP-Ix și S-ULS-DEP-Iy sunt prezentate în Tabelul E 6.1.9. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 2 pe direcția X:

$$d_r^{ULS} = 0,024h \leq d_{r,a}^{ULS} = 0,025h \rightarrow \text{verifică} .$$

Tabelul E 6.1.9: Deplasările relative de nivel la ULS.

Nivel	d_r^{ULS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,018	0,017
3	0,022	0,019
2	0,024	0,020
1	0,016	0,013

E 6.2. Structură în cadre contravântuite centric

E 6.2.1. Date generale despre structură

Amplasament: București.

Funcțiune: clădire birouri.

Regim de înălțime: Parter+3 etaje (4 nivele).

Înălțime: $H = 14 \text{ m}$

Dimensiunea în plan: $22 \times 29 \text{ m}$.

Clădirea se încadrează în clasa III de importanță și de expunere conform Tabelului 4.2 din P 100-1. Rezultă factorul de importanță cu valoarea $\gamma_{1,e}=1,0$.

Schema spațială a structurii este prezentată în Figura E 6.2.1. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre contravântuite centric în V inversat dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 5 și pe direcția Y în axele A și D, vezi Figura E 6.2.2 și Figura E 6.2.3.

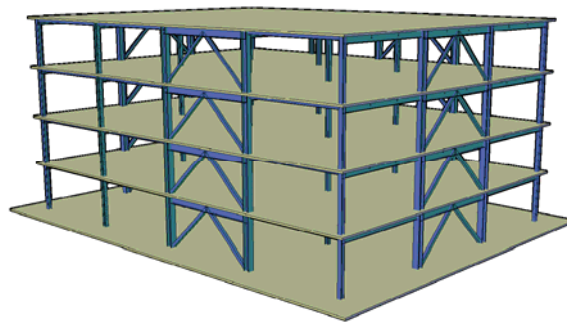


Figura E 6.2.1 Schema spațială a structurii.

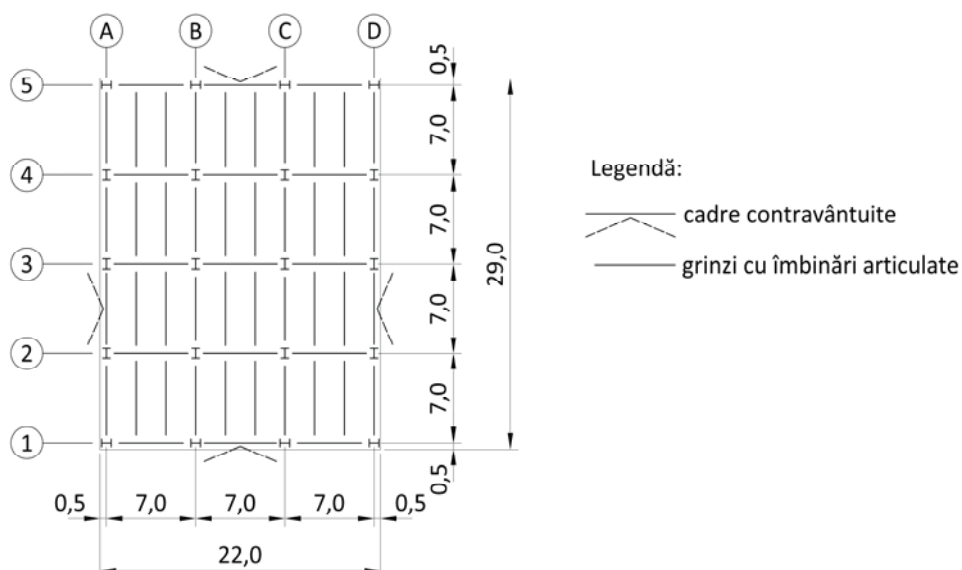


Figura E 6.2.2 Planul structurii.

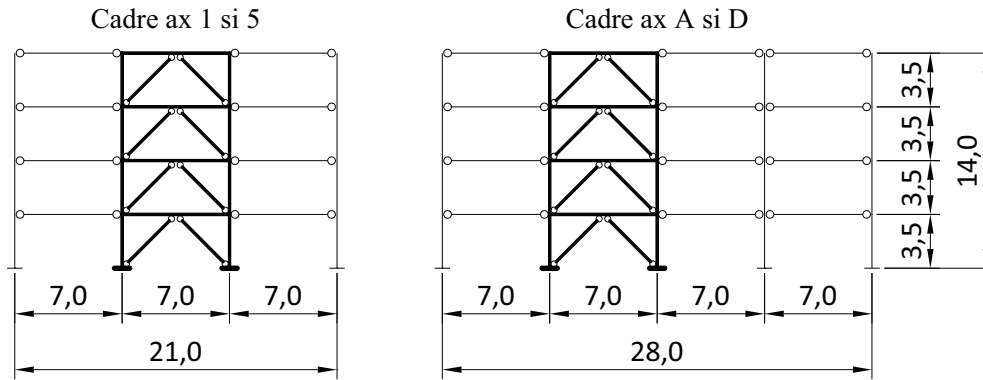


Figura E 6.2.3 Secțiuni verticale prin axele 1, 5 și A, B, C, D.

Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminată dublu T din oțel S355 (grinzile și stâlpii) și profile rectangulare cave din oțel S355 (contravântuirile).

Componentele nestructurale sunt realizate din materiale cu capacitate de deformare mare.

E 6.2.2. Alegerea modelului structurii și a metodei de calcul

Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P 100-1.

Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente (vezi paragraful E 6.2.5.2). În consecință, structura este regulată pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P 100-1.

Conform Tabelului 4.1 din P 100-1, pentru structuri regulate în plan și pe verticală, se admite adoptarea separată a unor modele plane ale structurii. Structura are o înălțime mai mică de 30 m și perioada proprie fundamentală $T_1 < 1.5$ sec (vezi paragraful E 6.2.5.3). În consecință calculul structural poate fi efectuat folosind metoda forțelor laterale.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P 100-1. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în același timp la o proiectare mai economică.

E 6.2.3. Încărcări

E 6.2.3.1. Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planșeele curente (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$$G_{kl} = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea permanentă pe acoperiș (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$$G_{k2} = 5,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea permanentă pe pereții exteriori:

$$G_{k3} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Greutatea proprie a structurii metalice a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planșeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereți despărțitori mobili, conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k1} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 + 0,8 \text{ kN} / \text{m}^2 = 3,3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea utilă pe acoperiș (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k2} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

E 6.2.3.2. Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P 100-1), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații $S_e(T) = a_g \cdot \beta(T)$.

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției (București) în conformitate cu Figura 3.1 din P 100-1 sau din Anexa A a codului, Tabelul A.1:

$$a_g = 0,3 \cdot g$$

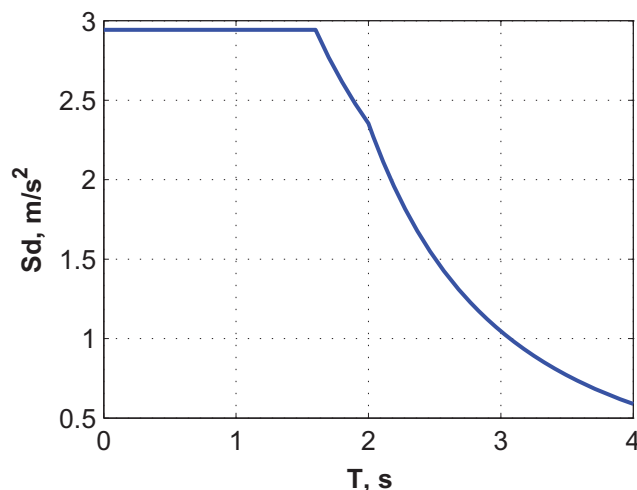


Figura E 6.2.4 Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P 100-1 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 = 2,5$ și de perioadele de control T_B , T_C și T_D (determinate din Figura 3.2 din P 100-1 pentru amplasamentul construcției și Tabelul 3.1 din P 100-1):

$$T_B = 0,32 \text{ s} \quad T_C = 1,6 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

Se adoptă conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P 100-1. Rezultă factorul de comportare $q = 2,5$ pentru cadre din oțel contravântuite centric în V inversat, regulate pe verticală și clasa de ductilitate a structurii DCH, conform P 100-1, Tabelul E 6.3.

Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P 100-1 și este prezentat în Figura E 6.2.4.

E 6.2.4. Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (ULS), conform secțiunii 3.3 din P 100-1 și secțiunii 6.4.3.2 din CR 0 - 2012, este:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DIS})$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0,3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi tabelul 7.1 din CR 0 - 2012, iar A_{Ed} este valoarea de proiectare a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la ULS.

Conform 6.7.4(2) din P 100-1, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpi) la ULS pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-NDIS})$$

unde Ω_T este valoarea suprazistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P 100-1, deplasările structurii pentru verificarea la ULS pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DEP})$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P 100-1, deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vq A_{Ed} \quad (\text{S-SLS})$$

E 6.2.5. Calculul structural

E 6.2.5.1. Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial (vezi Figura E 6.2.5). S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Stâlpii au fost încastrați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura E 6.2.2 și Figura E 6.2.3. Secțiunile elementelor structurale pentru sistemul de preluare a încărcărilor laterale sunt prezentate în Figura E 6.2.6 și Figura E 6.2.7. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrare (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

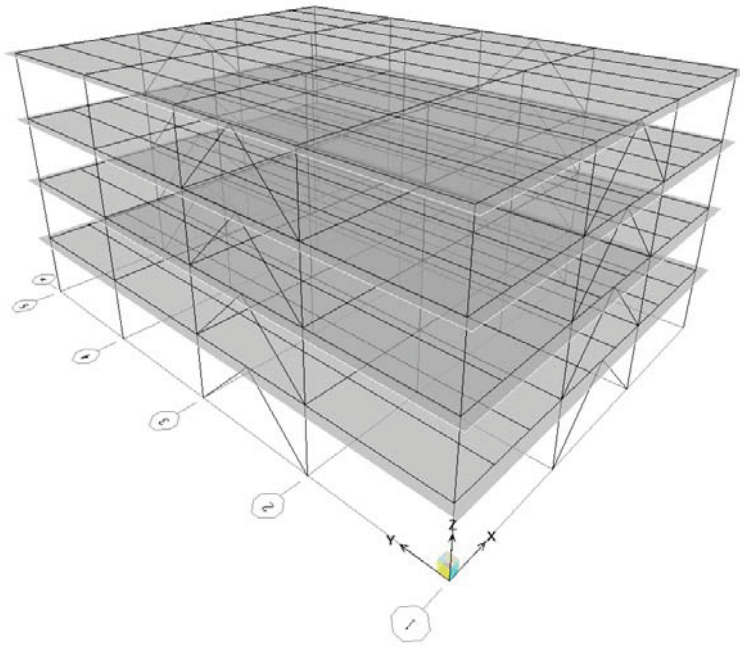


Figura E 6.2.5 Modelul spațial al structurii în programul de calcul.

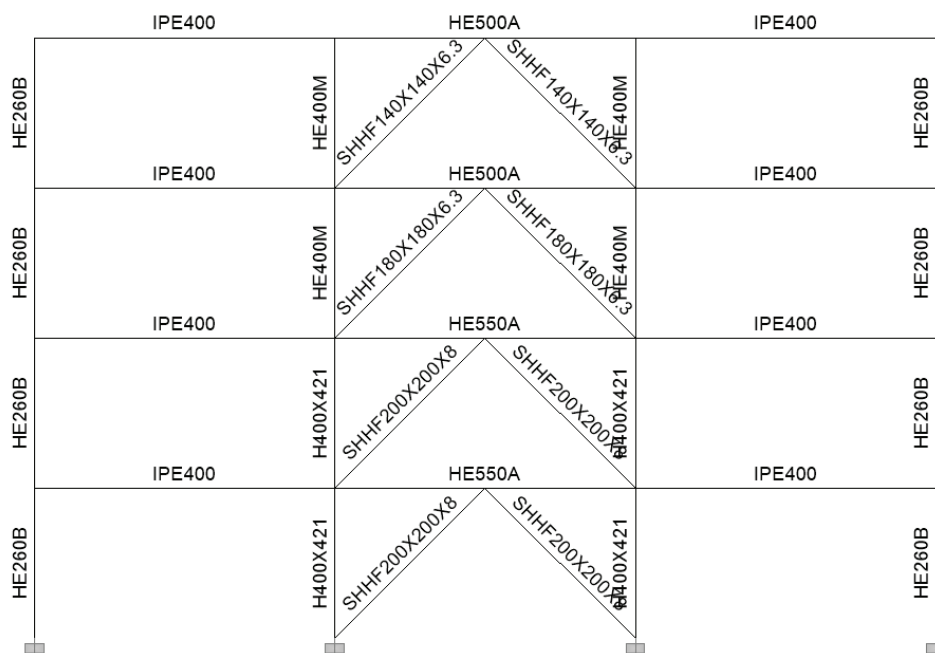


Figura E 6.2.6 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele 1 și 5.

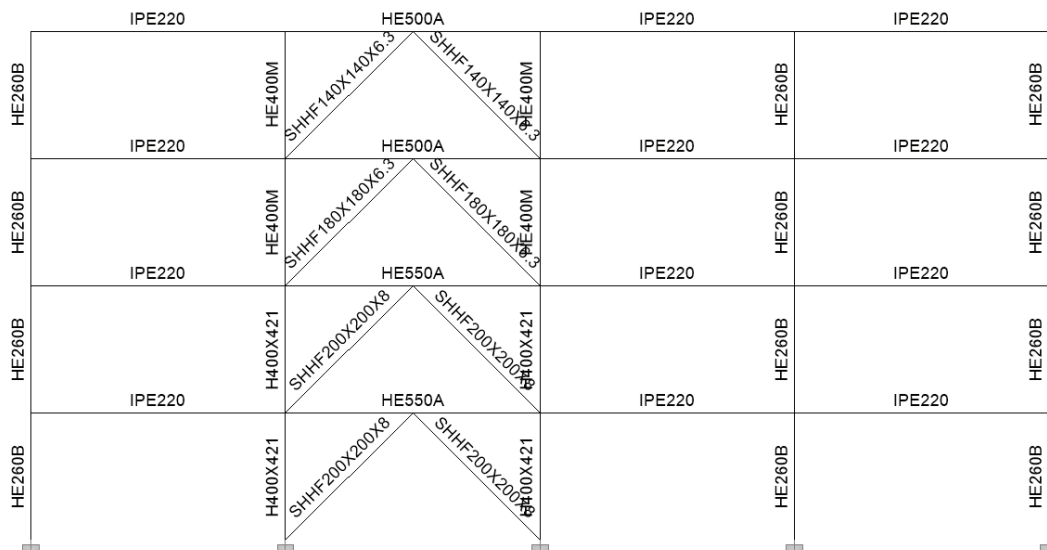


Figura E 6.2.7 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele A, B, C și D.

E 6.2.5.2. Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR 0 - 2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul E 6.2.1.

Tabelul E 6.2.1: Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

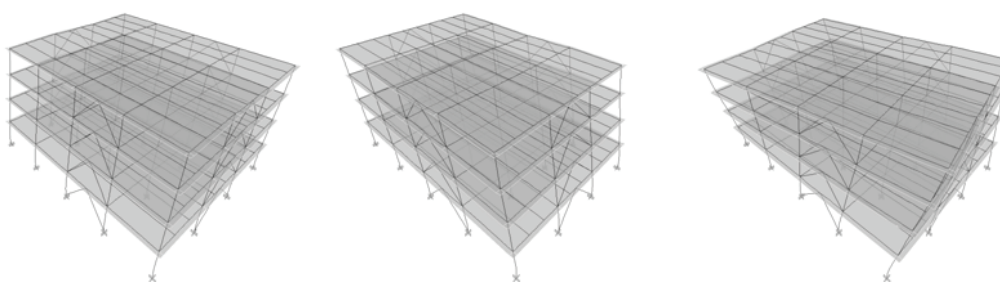
Nivel	Masa, tone	Momentul de inerție al maselor, tone×m ²
4	448,2	55774,0
3	455,7	58636,5
2	458,8	59155,8
1	462,8	60036,1

E 6.2.5.3. Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul E 6.2.2. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P 100-1. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura E 6.2.8.

Tabelul E 6.2.2: Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T s	$M_{n,x}^*$ %	$M_{n,y}^*$ %	$\sum M_{n,x}^*$ %	$\sum M_{n,y}^*$ %
1	0,545	80,8	0,0	80,8	0,0
2	0,544	0,0	80,7	80,8	80,7
3	0,353	0,0	0,0	80,8	80,7
4	0,200	13,5	0,0	94,3	80,7
5	0,200	0,0	13,6	94,3	94,3
6	0,131	0,0	0,0	94,3	94,3

**Figura E 6.2.8 Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.****E 6.2.5.4. Calculul modal cu spectre de răspuns**

Efectele acțiunii seismice au fost determinate folosind calculul modal cu spectre de răspuns. S-au folosit spectrele de răspuns de proiectare determinate în secțiunea E 6.2.3.2, aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula "combinarea pătratică completă", efectele componentelor acțiunii seismice cu regula "radical din suma pătratelor".

Efectele de torsiune accidentală au fost luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P 100-1). Valoarea excentricității accidentale a fost considerată egală cu 0,05 din dimensiunea planșului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P 100-1).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{1,e}=1,0$ (vezi relația 3.1 din P 100-1).

E 6.2.5.5. Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-ULS-DIS) este sintetizată în

Tabelul E 6.2.3. Se observă că relația $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ este verificată în toate cazurile, astfel încât imperfecțiunile globale nu sunt luate în calcul.

Tabelul E 6.2.3: Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$.

nivel	$H_{Ed,x}$ kN	$H_{Ed,y}$ kN	V_{Ed} kN	$0,15V_{Ed}$ kN	$H_{Ed,x} \geq 0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0,15V_{Ed}$
4	1841	1841	4455	668	DA	DA
3	3132	3131	8926	1339	DA	DA
2	3980	3978	13450	2017	DA	DA
1	4415	4411	17988	2698	DA	DA

E 6.2.5.6. Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ , determinat conform 4.6.2.2(2) din P 100-1:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii este sintetizat în Tabelul E 6.2.4. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-ULS-DIS, iar deplasările din S-ULS-DEP.

Tabelul E 6.2.4: Calculul coeficientului θ .

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4455	1841	1841	0,0084	0,0083	0,020	0,020
3	8926	3132	3131	0,0102	0,0100	0,029	0,029
2	13450	3980	3978	0,0095	0,0093	0,032	0,031
1	17988	4415	4411	0,0076	0,0073	0,031	0,030

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$$\theta = 0,032 \leq 0,1 \Rightarrow \text{efectele de ordinul 2 pot fi neglijate.}$$

E 6.2.6. Verificarea componentelor structurale la ULS

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P 100-1, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Conform paragrafului 6.2(5) din P 100-1, factorul de suprarezistență de material pentru S355 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

E 6.2.6.1. Verificarea contravântuirilor

Verificarea la ULS este exemplificată pentru contravântuirea de la nivelul 3 al cadrului din axul 1, evidențiată în figura alăturată.

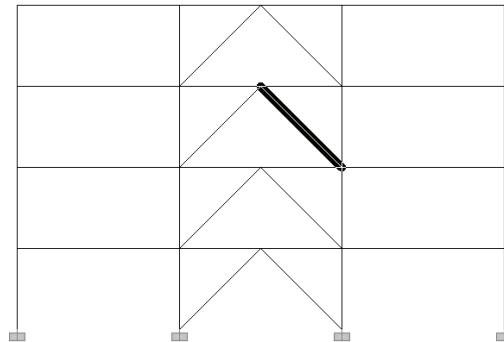
Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-ULS-DIS) sunt:

$$N_{Ed,i} = 972,8 \text{ kN (întindere)}$$

$$N_{Ed,c} = 1094,2 \text{ kN (compresiune)}$$

Secțiune: SHHF 180x180x6,3

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)



Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative supuse la compresiune în structuri de clasă de ductilitate DCH (vezi 6.7.3(7) și Tabelul E 6.4 din P 100-1).

Verificarea contravântuirii la întindere

Rezistența plastică de proiectare a secțiunii la efort axial, conform SR EN 1993-1-1 este:

$$N_{pl,Rd} = 1397,4 \text{ kN}$$

Verificarea de rezistență a secțiunii la efortul axial de întindere, conform SR EN 1993-1-1 este:

$$\frac{N_{Ed,i}}{N_{pl,Rd}} = 0,6961 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea contravântuirii la compresiune

Schema de principiu a unui panou contravântuit este prezentată în Figura E 6.2.9. S-a adoptat o îmbinare cu guseu, care prin plasticizarea acestuia să permită flambajul contravântuirii în afara planului. În consecință, lungimea de flambaj L_{cr} a contravântuirii a fost considerată egală cu lungimea liberă între secțiunile guseului care permit încovoierea acestuia în afara planului (vezi Figura E 6.2.9).

Pentru $L_{cr} = 3,8 \text{ m}$ rezultă $\bar{\lambda} = 0,714$, iar rezistența de calcul a contravântuirii la flambaj prin încovoiere, conform SR EN 1993-1-1 este:

$$N_{b,Rd} = 1175,5 \text{ kN}$$

Verificarea barei la compresiune, conform SR EN 1993-1-1 este:

$$\frac{N_{Ed,c}}{N_{b,Rd}} = 0,9308 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

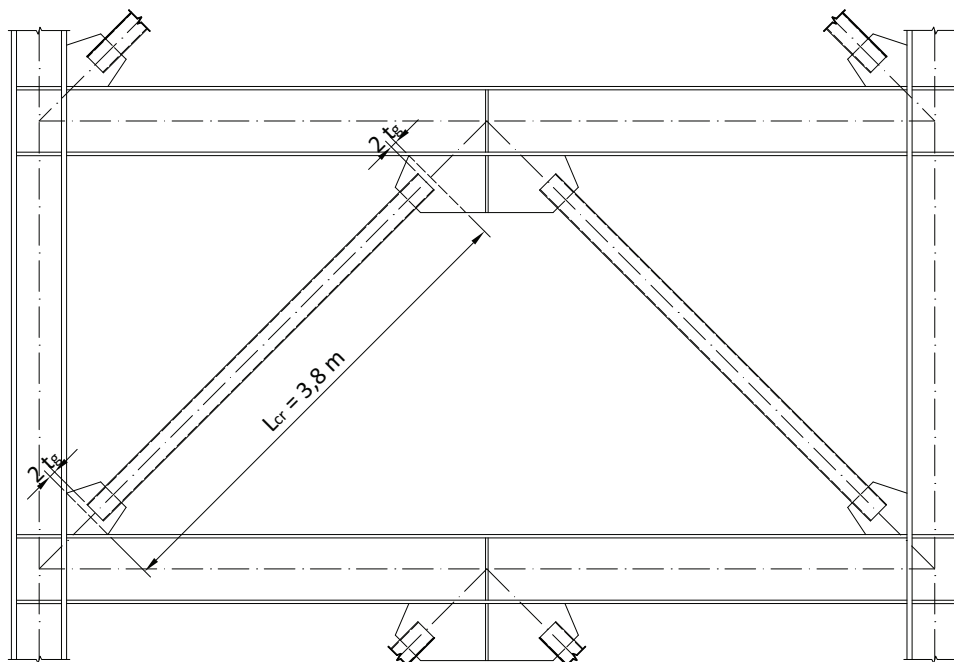


Figura E 6.2.9 Schema de principiu a unui panou contravântuit.

Zveltețea contravântuirii

Conform paragrafului 6.7.3(3) din P 100-1, la cadrele contravântuite în V, zveltețea diagonalei trebuie să verifice condiția:

$$\bar{\lambda} = 0,714 \leq 2,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.2.6.2. Calculul suparezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative se folosește suparezistența sistemului structural, determinată cu relația (vezi 6.7.4(1) din P 100-1):

$$\Omega_T = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^N$$

unde $\Omega^N = \min(\Omega_i^N)$, iar $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.

Pentru S355: $\gamma_{ov} = 1,25$.

Calculul valorilor Ω_i^M este sintetizat în Tabelul E 6.2.5 pentru direcția X a structurii și în Tabelul E 6.2.6 pentru direcția Y a structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suparezistență:

$$\Omega_T = 1,8$$

Tabelul E 6.2.5: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii.

Nivel	Secțiune	$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	Ω_i^N	$\Omega^N = \min(\Omega_i^N)$	Ω_T
4	SHHF140X140X6,3	0,62	1,61	1,28	1,8
3	SHHF180X180X6,3	0,783	1,28		
2	SHHF200X200X8	0,751	1,33		
1	SHHF200X200X8	0,656	1,52		

Tabelul E 6.2.6: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii.

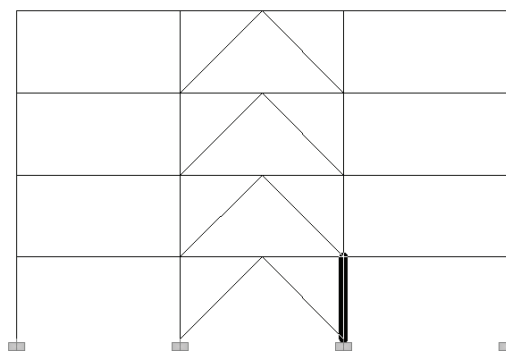
Nivel	Secțiune	$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	Ω_i^N	$\Omega^N = \min(\Omega_i^N)$	Ω_T
4	SHHF140X140X6,3	0,587	1,70	1,33	1,8
3	SHHF180X180X6,3	0,752	1,33		
2	SHHF200X200X8	0,725	1,38		
1	SHHF200X200X8	0,631	1,58		

Conform paragrafului 6.7.4(2) din P 100-1, valorile maxime și minime ale Ω_i^M trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de $21\% \leq 25\%$, iar pe direcția Y este de $22\% \leq 25\%$.

E 6.2.6.3. Verificarea stâlpilor

Verificarea la ULS a stâlpilor este exemplificată pentru elementul cel mai sollicitat, amplasat în cadrul ax 1 și evidențiat în figura alăturată.

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.14) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-ULS-NDIS.



Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$$M_{y,Ed,1} = 1058,8 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,1} = 371,7 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = 354,4 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,2} = 54,7 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 5184,6 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 402,9 \text{ kN} \quad V_{y,Ed} = 120,4 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HD400×421 ($i_y = 172,4 \text{ mm}$)

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Verificarea la încovoire și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.7.4(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi sunt neglijabile, iar stâlpul este încastrat la bază, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu $kL = 0,7 \times 3,5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoire (după ambele axe), cât și prin încovoire-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,299 + 0,370 + 0,256 = 0,925 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,172 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0,015 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoire și forfecare.

Zveltețea stâlpului

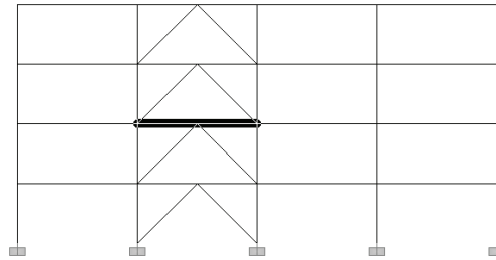
Zveltețea stâlpilor trebuie să verifice următoarea condiție (vezi paragraful 6.7.4(6) din P 100-1) în planul contravântuit:

$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 14,21 \leq 1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99,33 \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.2.6.4. Verificarea grinzilor cadrului contravântuit

Verificarea la ULS a grinzilor cadrelor contravântuite este exemplificată pentru grinda de la nivelul 2 din cadrul ax A, evidențiată în figura alăturată.

Eforturile de calcul pentru grinzile cadrelor contravântuite se determină conform relațiilor (6.14) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-ULS-NDIS.



În plus, conform paragrafului 6.7.4(3) din P 100-1, grinzile cadrelor contravântuite centric în V inversat trebuie proiectate pentru a prelua încărcările gravitaționale din combinația seismică și eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Aceste eforturi se calculează considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă și $0,3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată.

Această situație a fost luată în calcul considerând un model plan al cadrului contravântuit (dar fără diagonale), pe care s-au aplicat încărcările gravitaționale din combinația seismică de încărcări și forțele $N_{pl,Rd,i}$ și $0,3N_{pl,Rd,i}$ corespunzătoare diagonalelor întinse și, respectiv, comprimate (vezi Figura E 6.2.10).

Dintre cele două situații (combinația S-ULS-NDIS și efectul forțelor neechilibrate din contravântuiri) cea mai defavorabilă a rezultat ultima.

Eforturile maxime în grinda analizată sunt:

$$M_{y,Ed,1} = -883,8 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed,2} = 981,9 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 901,9 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 563,9 \text{ kN}$$

Momentul de la capătul grinzii s-a notat cu indice 1, iar cel de la mijloc cu indice 2.

Secțiune: HEA550

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

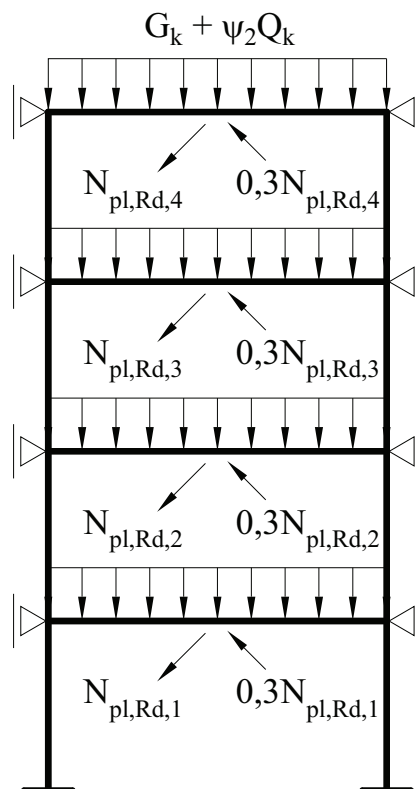


Figura E 6.2.10 Schema statică folosită pentru calculul eforturilor în grinzi cadrelor necontravântuite.

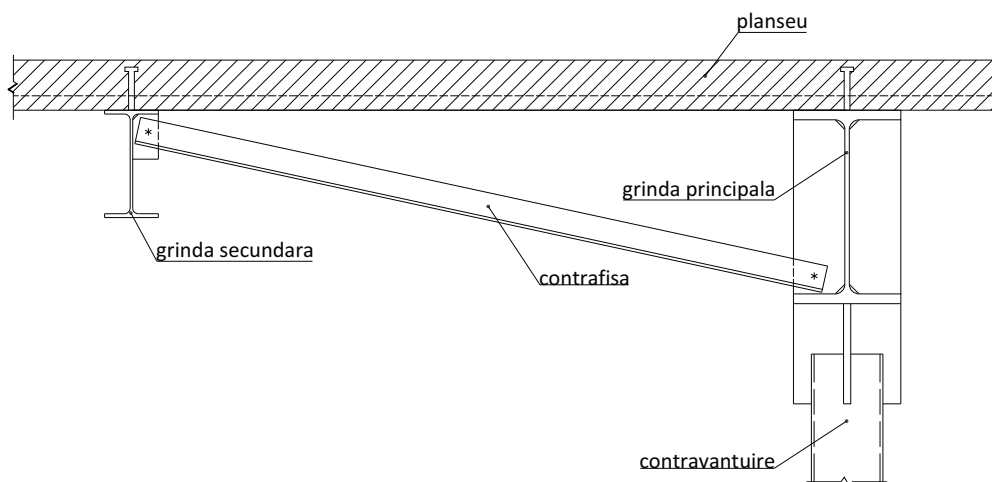


Figura E 6.2.11 Contrafișă pentru asigurarea legăturii laterale a grinzii.

Conform paragrafului 6.7.4(5) din P 100-1, în secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda trebuie prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale. La talpa superioară legăturile laterale sunt asigurate de planșeu de beton armat și conectori, iar la talpa inferioară s-a dispus o contrafișă (vezi Figura E 6.2.11).

Verificarea la încovoiere și compresiune

Grinda se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoiător conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.7.4(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Ținând cont de legătura laterală de la mijlocul grinzii, lungimea de flambaj a grinzii pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat egală cu jumătate din lungimea ei.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,132 + 0,802 = 0,934 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1 verificarea la forță tăietoare este:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,310 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

E 6.2.6.5. Îmbinările elementelor disipative (contravântuirilor)

S-a adopta o îmbinare sudată cu guseu, care să permită flambajul contravântuirii în afara planului prin încovoierea unei porțiuni a guseului cu lățimea egală cu de două ori grosimea acestuia t_g (ANSI/AISC 341-10. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction.), vezi Figura E 6.2.9. Conform secțiunilor 6.7.3 și 6.5.5 din P 100-1, îmbinarea trebuie proiectată pentru a avea o suprazistență de cel puțin $1,1\gamma_{ov}$ față de elementul îmbinat (contravântuire). Îmbinarea se va dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la efortul axial:

$$N_{Ed,imb} = 1,1\gamma_{ov} N_{pl,Rd} = 1\,921\text{ kN}$$

E 6.2.6.6. Îmbinările elementelor nedisipative (stâlpi și grinzi)

Îmbinările elementelor nedisipative se vor dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la eforturile de calcul aferente acestor elemente. Practic, eforturile rezultă din combinația de încărcări S-ULS-NDIS. Pentru grinziile cadrului contravântuit centric se consideră, în plus, și eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate.

E 6.2.7. Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P 100-1. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinația de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \quad (\text{S-SLS})$$

unde $v = 0,5$ și $q = 2,5 \Rightarrow v \cdot q = 1,25$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul E 6.2.7. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 3 pe direcția X:

$$d_r^{SLS} = 0,0033h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul E 6.2.7: Deplasările relative de nivel la SLS.

Nivel	d_r^{SLS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,0027	0,0027
3	0,0033	0,0032
2	0,0030	0,0030
1	0,0024	0,0023

E 6.2.8. Verificarea deplasărilor la ULS

Verificarea deplasărilor la ULS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) și secțiunii E.2 din P 100-1. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLU} = 0,025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la ULS s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DEP})$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 1,8$

Factorul de comportare: $q = 2,5$

$$T_1 = 0,545 s \leq T_C = 1,600 s \Rightarrow c = \Omega_T / q + (1 - \Omega_T / q) \frac{T_C}{T_1} = 1,542 \leq 3$$

$$c \cdot q = 3,855$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 1,8$

Factorul de comportare: $q = 2,5$

$$T_1 = 0,544 s \leq T_C = 1,600 s \Rightarrow c = \Omega_T / q + (1 - \Omega_T / q) \frac{T_C}{T_1} = 1,544 \leq 3$$

$$c \cdot q = 3,859$$

Calculul deplasărilor la ULS

S-a considerat aceeași valoare a produsului $c \cdot q = 3,9$ pentru ambele direcții orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la ULS determinate din combinația S-ULS-DEP sunt prezentate în Tabelul E 6.2.8. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 3 pe direcția X:

$$d_r^{ULS} = 0,0102h \leq d_{r,a}^{ULS} = 0,025h \rightarrow \text{verifică}.$$

Tabelul E 6.2.8: Deplasările relative de nivel la ULS.

Nivel	d_r^{ULS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,0084	0,0083
3	0,0102	0,0100
2	0,0095	0,0093
1	0,0076	0,0073

E 6.3. Structură în cadre contravântuite excentric

E 6.3.1. Date generale despre structură

Amplasament: București.

Funcțiune: clădire birouri.

Regim de înălțime: Parter+3 etaje (4 nivele).

Înălțime: $H = 14$ m

Dimensiunea în plan: 22×29 m.

Clădirea se încadrează în clasa III de importanță și de expunere conform Tabelului 4.2 din P 100-1. Rezultă factorul de importanță cu valoarea $\gamma_{1,e}=1,0$.

Schema spațială a structurii este prezentată în Figura E 6.3.1. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre contravântuite excentric dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 5 și pe direcția Y în axele A și D, vezi Figura E 6.3.2 și Figura E 6.3.3.

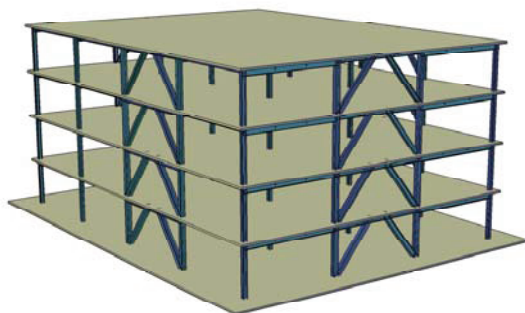


Figura E 6.3.1 Schema spațială a structurii.

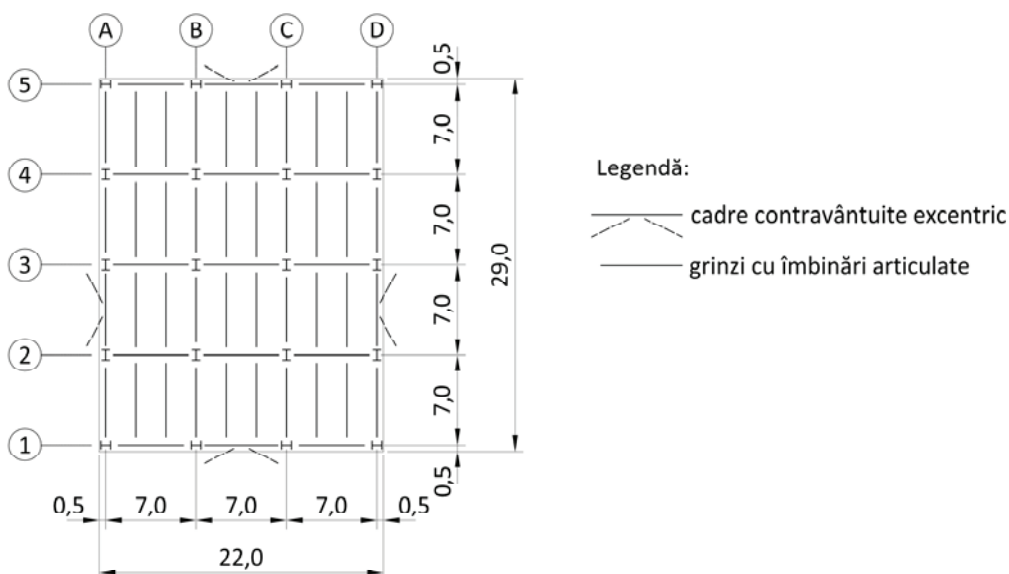


Figura E 6.3.2 Planul structurii.

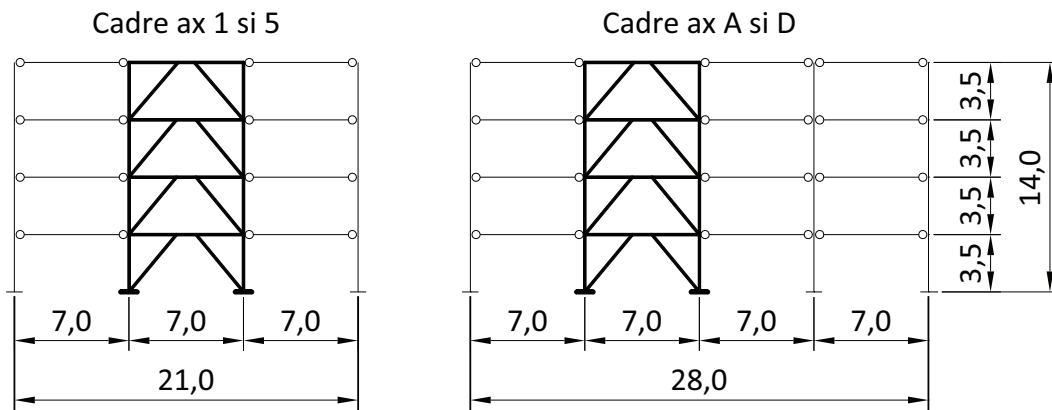


Figura E 6.3.3 Secțiuni verticale prin axele 1, 5 și A, D.

Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminate dublu T din oțel S355 (grinzile, stâlpii și contravântuirile).

Componentele nestructurale sunt realizate din materiale cu capacitate de deformare mare.

E 6.3.2. Alegerea modelului structurii și a metodei de calcul

Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P 100-1.

Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente (vezi paragraful E 6.3.5.1). În consecință, structura este regulată pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P 100-1.

Conform Tabelului 4.1 din P 100-1, pentru structuri regulate în plan și pe verticală, se admite adoptarea separată a unor modele plane ale structurii. Structura are o înălțime mai mică de 30 m și perioada proprie fundamentală $T_1 < 1.5$ sec (vezi paragraful E 6.3.5.3). În consecință calculul structural poate fi efectuat folosind metoda forțelor laterale.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P 100-1. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în același timp la o proiectare mai economică.

E 6.3.3. Încărcări

E 6.3.3.1. Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planșeele curente (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$$G_{k1} = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea permanentă pe acoperiș (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$$G_{k2} = 5,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea permanentă pe pereții exteriori:

$$G_{k3} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Greutatea proprie a structurii metalice a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planșeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereți despărțitori mobili, conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k1} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 + 0,8 \text{ kN} / \text{m}^2 = 3,3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Încărcarea utilă pe acoperiș (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k2} = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

E 6.3.3.2. Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P 100-1), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații $S_e(T) = a_g \cdot \beta(T)$.

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției (București) în conformitate cu Figura 3.1 din P 100-1 sau din Anexa A a codului, Tabelul A.1:

$$a_g = 0,3 \cdot g$$

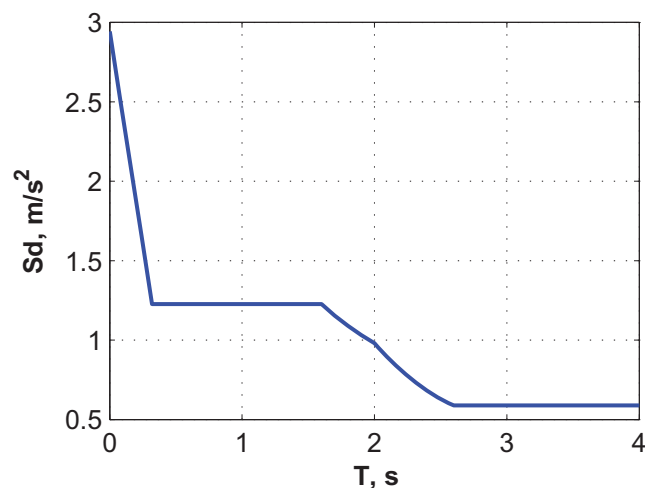


Figura E 6.3.4 Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P 100-1 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 = 2,5$ și de perioadele de control T_B , T_C și T_D (determinate din Figura 3.2 din P 100-1 pentru amplasamentul construcției și Tabelul 3.1 din P 100-1):

$$T_B = 0,32 \text{ s} \quad T_C = 1,6 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

Se adoptă conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P 100-1. Rezultă factorul de comportare $q = 6$ pentru

cadre contravântuite excentric din oțel, regulate pe verticală și clasa de ductilitate a structurii DCH, conform P 100-1, Tabelul E 6.3.

Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P 100-1 și este prezentat în Figura E 6.3.4.

E 6.3.4. Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (ULS), conform secțiunii 3.3 din P 100-1 și secțiunii 6.4.3.2 din CR 0 - 2012, este:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DIS})$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0,3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi tabelul 7.1 din CR 0 - 2012, iar A_{Ed} este valoarea de proiectare a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la ULS.

Conform 6.8.3(1) din P 100-1, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpii, contravântuirile și segmentele de grindă din afara barelor disipative) la ULS pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-NDIS})$$

unde Ω_T este valoarea suprazistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P 100-1, deplasările structurii pentru verificarea la ULS pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} \quad (\text{S-ULS-DEP})$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P 100-1, deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vq A_{Ed} \quad (\text{S-SLS})$$

E 6.3.5. Calculul structural

E 6.3.5.1. Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial (vezi Figura E 6.3.5). S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Totuși, nodurile aferente barelor disipative au fost excluse din definiția diaframelor, pentru ca modelul de calcul să reprezinte corect forțele axiale din barele disipative și grinzile care le conțin. Stâlpii au fost încastrați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura E 6.3.2 și Figura E 6.3.3. Secțiunile elementelor structurale pentru sistemul de preluare a încărcărilor laterale sunt prezentate în Figura E 6.3.6 și Figura E 6.3.7. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrice (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

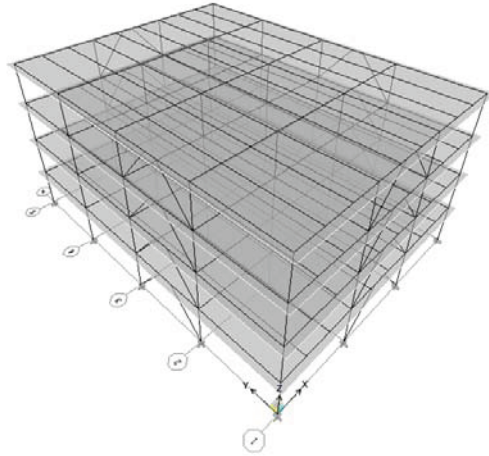


Figura E 6.3.5 Modelul spațial al structurii în programul de calcul.

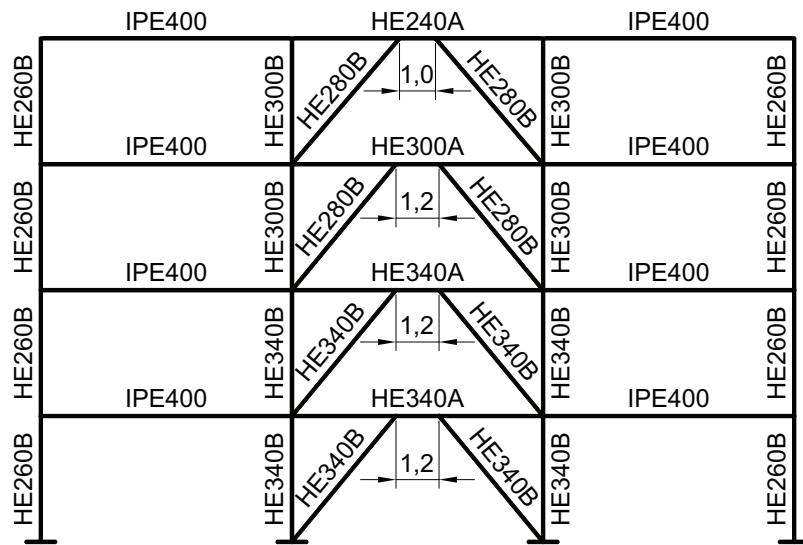


Figura E 6.3.6 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele 1 și 5.

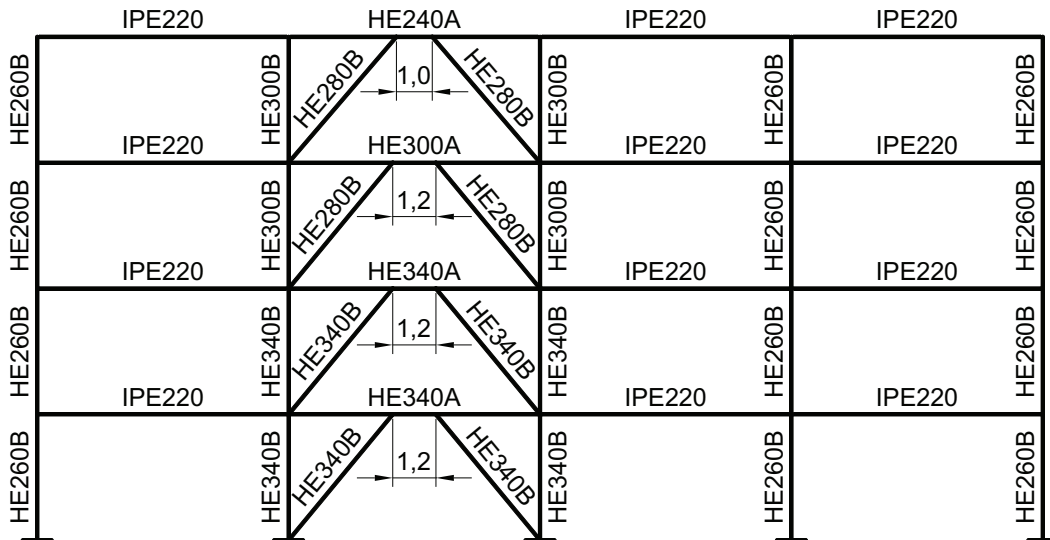


Figura E 6.3.7 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele A și D.

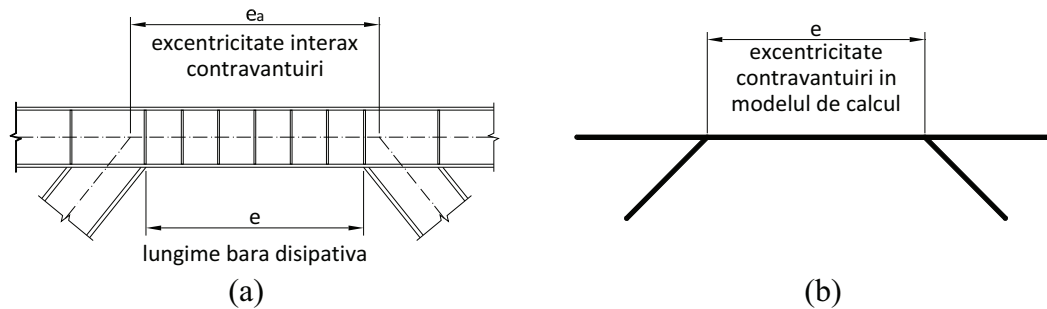


Figura E 6.3.8 Modelarea lungimii barei disipative.

Comportarea unei bare disipative depinde major de lungimea acesteia. În mod ideal, lungimea barei disipative (e) măsurată între capetele contravântuirii ar trebui să fie egală cu excentricitatea formată de intersecția dintre axele contravântuirilor și axa grinzii (e_a). În realitate, datorită dimensiunii secțiunilor grinzii și ale contravântuirilor, lungimea barei disipative e , poate fi diferită de excentricitatea interax a contravântuirilor (e_a), vezi Figura E 6.3.8a. Un model de calcul cu elemente finite de tip bară în care elementele structurale sunt dispuse în ax ar subestima momentele încovoietoare din segmentele de grindă din afara barei disipative și din contravântuire (atunci când $e_a > e$) sau pe cele din bara disipativă (atunci când $e_a < e$). O posibilă soluție (folosită în acest caz) este adoptarea unui model de calcul în care înclinarea contravântuirilor să fie ajustată astfel ca excentricitatea teoretică în axa grinzii formată de axele contravântuirilor să fie egală cu lungimea fizică a barei disipative (e), vezi Figura E 6.3.8b.

E 6.3.5.2. Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR 0 - 2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul E 6.3.1.

Tabelul E 6.3.1: Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

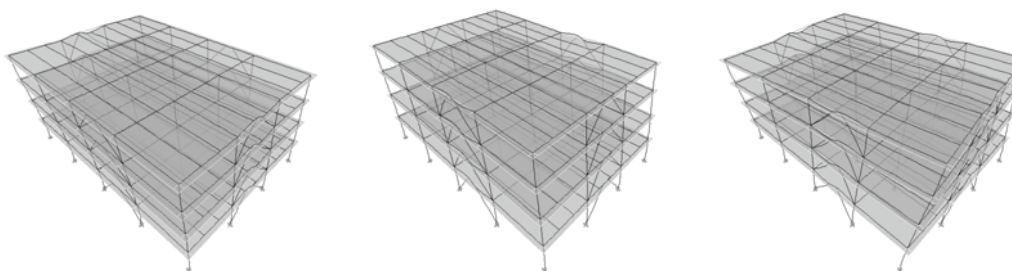
Nivel	Masa, tone	Momentul de inerție al maselor, $\text{tone} \times \text{m}^2$
4	439,3	54245,8
3	443,4	56525,0
2	443,8	56593,2
1	446,0	57169,8

E 6.3.5.3. Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul E 6.3.2. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P 100-1. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura E 6.3.9.

Tabelul E 6.3.2: Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T s	$M_{n,x}^*$ %	$M_{n,y}^*$ %	$\sum M_{n,x}^*$ %	$\sum M_{n,y}^*$ %
1	0,663	79,4	0,0	79,4	0,0
2	0,662	0,0	79,3	79,4	79,3
3	0,427	0,0	0,0	79,4	79,3
4	0,239	15,3	0,0	94,8	79,3
5	0,238	0,0	15,4	94,8	94,7
6	0,156	0,0	0,0	94,8	94,7

**Figura E 6.3.9 Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.****E 6.3.5.4. Calculul modal cu spectre de răspuns**

Efectele acțiunii seismice au fost determinate folosind calculul modal cu spectre de răspuns. S-au folosit spectrele de răspuns de proiectare determinate în secțiunea E 6.3.3.2, aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula "combinarea pătratică completă", efectele componentelor acțiunii seismice cu regula "radical din suma pătratelor".

Efectele de torsiune accidentală au fost luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P 100-1). Valoarea excentricității accidentale a fost considerată egală cu 0,05 din dimensiunea planșului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P 100-1).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{1,e}=1,0$ (vezi relația 3.1 din P 100-1).

E 6.3.5.5. Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-ULS-DIS) este sintetizată în Tabelul E 6.3.3.

Tabelul E 6.3.3: Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$

nivel	$H_{Ed,x}$ kN	$H_{Ed,y}$ kN	V_{Ed} kN	$0,15V_{Ed}$ kN	$H_{Ed,x} \geq 0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0,15V_{Ed}$
4	800	801	4418	663	DA	DA
3	1304	1303	8855	1328	NU	NU
2	1637	1636	13313	1997	NU	NU
1	1832	1831	17785	2668	NU	NU

Se observă că nu este îndeplinită condiția $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pe nici una dintre cele două direcții orizontale, ceea ce implică necesitatea modelării imperfecțiunilor globale pentru analiza structurii. Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1 imperfecțiunile globale pot fi modelate printr-un sistem de forțe laterale echivalente H_i .

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}} \text{ dar } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \Rightarrow \alpha_h = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = 0,791$$

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = 0,002635$$

Forțele laterale echivalente H_i de la nivelul i , calculate în funcție de încărcările gravitaționale totale P_i de la același nivel și imperfecțiunea globală inițială ϕ rezultă:

nivel	P_i kN	H_i kN
4	4418	11,64
3	4438	11,69
2	4458	11,75
1	4472	11,78

Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, în cazul modelelor spațiale, imperfecțiunile globale trebuie modelate pe fiecare direcție orizontală, dar în ipoteze independente de încărcare.

Astfel, pentru verificările aferente ULS, rezultă următoarele combinații de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-NDIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-NDIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

E 6.3.5.6. Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ , determinat conform 4.6.2.2(2) din P 100-1:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii și pentru fiecare direcție a imperfecțiunilor este sintetizat în Tabelul E 6.3.4 și Tabelul E 6.3.5. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-ULS-DIS-Ix și S-ULS-DIS-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DIS-Iy})$$

iar deplasările din S-ULS-DEP-Ix, respectiv S-ULS-DEP-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

Tabelul E 6.3.4: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția X.

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4418	812	801	0,0166	0,0163	0,090	0,090
3	8855	1327	1303	0,0202	0,0198	0,135	0,134
2	13313	1672	1636	0,0177	0,0173	0,141	0,141
1	17785	1879	1831	0,0132	0,0128	0,125	0,124

Tabelul E 6.3.5: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția Y

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4418	800	813	0,0165	0,0163	0,091	0,089
3	8855	1304	1327	0,0202	0,0198	0,137	0,132
2	13313	1637	1671	0,0177	0,0174	0,144	0,138
1	17785	1832	1877	0,0132	0,0128	0,128	0,121

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$$\theta = 0,144$$

Pentru $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul doi trebuie luate în calcul, multiplicând valorile de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul:

$$\alpha = \frac{1}{(1-\theta)} = 1,168$$

Pentru simplitate, factorul α a fost inclus în combinațiile de încărcări pentru verificarea la ULS:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-NDIS-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-NDIS-Iy})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

E 6.3.6. Verificarea componentelor structurale la ULS

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P 100-1, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Conform paragrafului 6.2(5) din P 100-1, factorul de suprazistență de material pentru S355 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

E 6.3.6.1. Verificarea barelor disipative

Verificarea la ULS este exemplificată pentru bara disipativă cea mai solicitată, amplasată în cadrul ax 1 și evidențiată în figura alăturată.

Eforturile maxime au rezultat din combinația de încărcări S-ULS-DIS-Ix:

$$V_{Ed} = 537,9 \text{ kN}$$

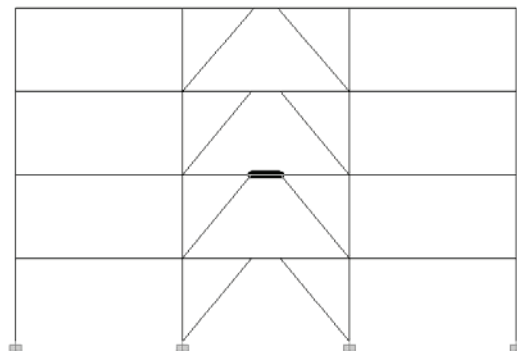
$$M_{Ed} = 335,7 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 8,32 \text{ kN}$$

Secțiune: HEA340 ($h = 330 \text{ mm}$ $b = 300 \text{ mm}$ $t_f = 16,5 \text{ mm}$ $t_w = 9,5 \text{ mm}$

$$h_w = h - 2t_f = 297,0 \text{ mm}$$

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)



Rezistența plastică la efort axial: $N_{pl,Rd} = 4292,3 \text{ kN}$

Lungimea barei disipative: $e = 1,2 \text{ m}$

S-au adoptat bare disipative scurte, cu scopul reducerii deplasărilor relative de nivel la SLS și ULS.

Configurația cadrului contravântuit excentric corespunde unor momente egale la capetele barei disipative (vezi Figura E 6.6a din P 100-1).

$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,001938 \leq 0,15 \Rightarrow$ rezistențele plastice ale secțiunii barei disipative la încovoiere și forfecare se determină cu relațiile (6.15) și (6.16) din P 100-1:

$$M_{pl,link} = \frac{f_y b t_f (h - t_f)}{\gamma_{M0}} = 500,8 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,link} = \frac{(f_y / \sqrt{3}) t_w (h - t_f)}{\gamma_{M0}} = 554,9 \text{ kN}$$

Tipul barei disipative

Pentru $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$, se folosesc relațiile (6.23) – (6.25) din P 100-1 pentru clasificarea barelor disipative în funcție de lungime:

$$e = 1,2 \text{ m} \leq 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} = 1,444 \text{ m} \Rightarrow \text{bara disipativă este scurtă.}$$

Verificarea rezistenței barei disipative

Pentru $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ se folosesc relațiile (6.17) – (6.18) din P 100-1 pentru verificarea rezistenței barelor disipative:

$$V_{Ed} = 537,9 \text{ kN} \leq V_{pl,link} = 554,9 \text{ kN} \rightarrow \text{verifică.}$$

$$M_{Ed} = 335,7 \text{ kNm} \leq M_{pl,link} = 500,8 \text{ kNm} \rightarrow \text{verifică.}$$

Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru bare disipative impusă de paragraful 6.8.2(14) din P 100-1.

Rigidizările barei disipative

Rigidizările barei disipative se stabilesc conform paragrafelor 6.8.2(10)-(11) din P 100-1 și Anexei F.3.

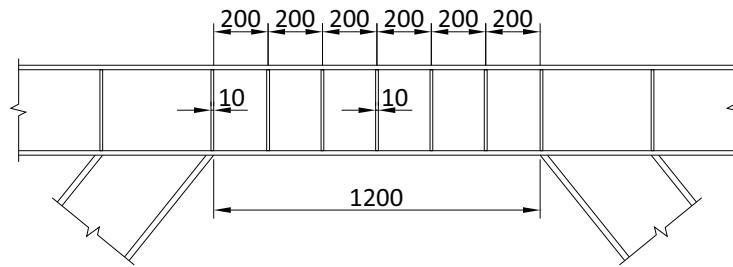


Figura E 6.3.10 Rigidizările barei disipative.

La capetele barei disipative, în dreptul tălpilor contravântuirii, se dispun rigidizări pe toată înălțimea inimii pe ambele fețe ale acesteia. Rigidizările vor avea o lățime însumată de

$$b - 2t_w = 281,0 \text{ mm}$$

și o grosime de

$$t_{st} = \max(0,75t_w \quad 10\text{mm}) = 10 \text{ mm}$$

Rigidizările intermediare se dispun pe toată înălțimea inimii pe o singură față a acesteia (pentru $h = 330 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$). Rigidizările intermediare vor avea o lățime însumată de

$$b - 2t_w = 281 \text{ mm}$$

și o grosime de

$$t_{st} = \max(t_w \quad 10\text{mm}) = 10 \text{ mm}$$

Rigidizările intermediare se dispun la distanțe de:

$$a = 200 \text{ mm} \leq (30t_w - h_w / 5) = 225,6 \text{ mm} \rightarrow \text{verifică.}$$

Legături laterale

Conform paragrafului 6.8.2(13) din P 100-1, la capetele barei disipative, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, trebuie prevăzute legături laterale, având o rezistență la compresiune mai mare sau egală cu $0,06 f_y b t_f$.

La talpa superioară aceste legături laterale sunt asigurate de planșeul de beton armat și conectorii dispuși pe segmentul de grindă din afara barei disipative. Conectorii nu se dispun pe lungimea barei disipative pentru reducerea efectului conlucrării dintre oțel și beton asupra rezistenței și ductilității barei disipative.

La talpa inferioară legăturile laterale sunt asigurate de contrafișe (vezi Figura E 6.3.11).

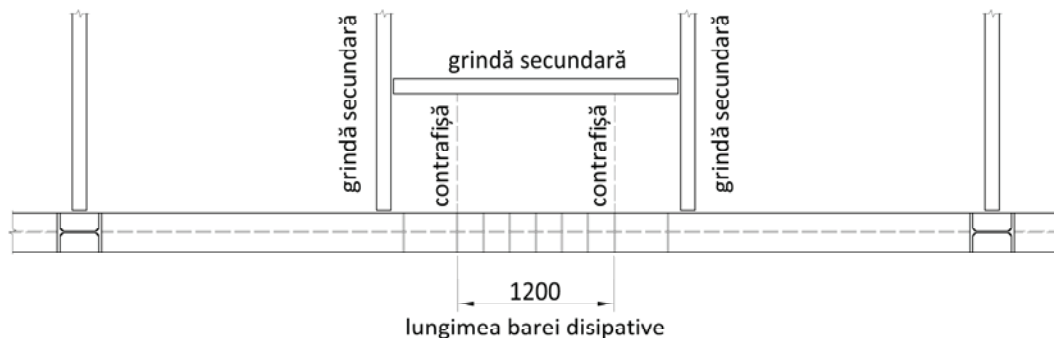


Figura E 6.3.11 Contrafișe pentru asigurarea legăturilor laterale la capătul barei disipative.

E 6.3.6.2. Calculul suprarezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative se folosește suprarezistența sistemului structural, determinată cu relația (vezi 6.8.3(1) din P 100-1):

$$\Omega_T = 1,5 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^V$$

unde $\Omega^V = \min(\Omega_i^V)$, iar $\Omega_i^V = V_{pl,link,i} / V_{Ed,i}$.

Pentru S355: $\gamma_{ov} = 1,25$.

Calculul valorilor Ω_i^V este sintetizat în Tabelul E 6.3.6 pentru direcția X a structurii și în Tabelul E 6.3.7 pentru direcția Y a structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistență:

$$\Omega_T = 2,0$$

Alternativ, se pot folosi factori de suprarezistență diferențiați pe cele două direcții principale ale structurii.

Conform paragrafului 6.8.3(2) din P 100-1, valorile maxime și minime ale Ω_i^V trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de $11\% \leq 25\%$, iar pe direcția Y este de $10\% \leq 25\%$.

Tabelul E 6.3.6: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii.

Nivel	Secțiune	$V_{Ed} / V_{pl,link}$	Ω_i^V	$\Omega^V = \min(\Omega_i^V)$	Ω_T
4	HE240A	0,86	1,17	1,03	1,9
3	HE300A	0,91	1,10		
2	HE340A	0,97	1,03		
1	HE340A	0,92	1,09		

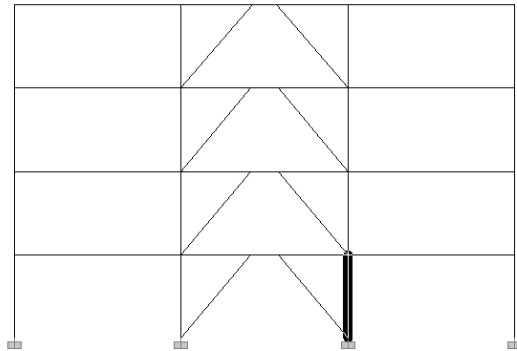
Tabelul E 6.3.7: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii.

Nivel	Secțiune	$V_{Ed} / V_{pl,link}$	Ω_i^V	$\Omega^V = \min(\Omega_i^V)$	Ω_T
4	HE240A	0,86	1,16	1,04	2,0
3	HE300A	0,90	1,11		
2	HE340A	0,96	1,04		
1	HE340A	0,90	1,11		

E 6.3.6.3. Verificarea stâlpilor

Verificarea la ULS a stâlpilor este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 și evidențiat în figura alăturată.

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.29) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix și S-ULS-NDIS-Iy.



Au rezultat următoarele eforturi maxime în combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix:

$$M_{y,Ed,1} = 152,0 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,1} = 44,4 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = 42,23 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,2} = 9,31 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 2939,9 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 38,74 \text{ kN} \quad V_{y,Ed} = 14,68 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEB340 ($i_y = 146,5 \text{ mm}$)

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.8.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi au fost luate în calcul, iar stâlpul este încastrat la bază, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu $kL = 0,7 \times 3,5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,533 + 0,198 + 0,140 = 0,870 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,037 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0,006 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoire și forfecare.

Zveltețea stâlpului

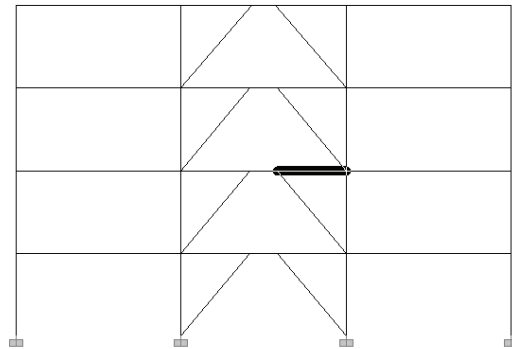
Zveltețea stâlpilor trebuie să verifice următoarea condiție (vezi paragraful 6.8.3(3) din P 100-1) în planul contravântuit:

$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 16,72 \leq 1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99,33 \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.3.6.4. Verificarea segmentelor de grindă adiacente barelor disipative

Verificarea la ULS a segmentelor de grindă adiacente barelor disipative este exemplificată pentru grinda de la nivelul 2 din cadrul ax 1, evidențiată în figura alăturată.

Eforturile de calcul se determină conform relațiilor (6.29) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix și S-ULS-NDIS-Iy.



Au rezultat următoarele eforturi maxime în combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix:

$$M_{y,Ed,1} = 337,0 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed,2} = 47,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 199,7 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 181,5 \text{ kN}$$

Momentul de la capătul din stângă al segmentului de grindă s-a notat cu indice 1, iar cel de la capătul din dreapta cu indice 2.

Secțiune: HEA340

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Grinda se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoiator conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.8.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Ținând cont de legăturile laterale de la capetele barei disipative, lungimea de flambaj a grinzii pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat egală cu lungimea segmentului. S-au neglijat astfel legăturile suplimentare date de grinzile secundare.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,020 + 0,584 = 0,604 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, verificarea la forță tăietoare este:

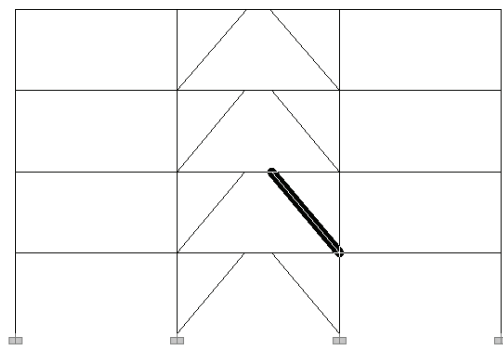
$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,219 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

E 6.3.6.5. Verificarea contravântuirilor

Verificarea la ULS a contravântuirilor este exemplificată pentru contravântuirea de la nivelul 2 din cadrul ax 1, evidențiată în figura alăturată.

Eforturile de calcul se determină conform relațiilor (6.29) din P 100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix și S-ULS-NDIS-Iy.



Au rezultat următoarele eforturi maxime în combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix:

$$M_{y,Ed,1} = 100,5 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed,2} = -316,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1668,6 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 93,2 \text{ kN}$$

Momentul de la capătul inferior al contravântuirii s-a notat cu indice 1, iar cel de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEB340

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Contravântuirea se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoiator conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P 100-1, paragraful 6.8.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Lungimea de flambaj pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat, în mod acoperitor, egală cu lungimea liberă a contravântuirii.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$$0,318 + 0,540 = 0,858 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, verificarea la forță tăietoare este:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,086 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

E 6.3.6.6. Îmbinările elementelor nedisipative (stâlpi, grinzi și contravântuiri)

Îmbinările elementelor nedisipative se vor dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la eforturile de calcul aferente acestor elemente. Practic, eforturile rezultă din combinația de încărcări S-ULS-NDIS-Ix și S-ULS-NDIS-Iy.

E 6.3.7. Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P 100-1. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinația de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \quad (\text{S-SLS})$$

$$\text{unde } v = 0,5 \text{ și } q = 6,000 \Rightarrow v \cdot q = 3,000$$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul E 6.3.8. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 3 pe direcția X:

$$d_r^{SLS} = 0,0051h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul E 6.3.8: Deplasările relative de nivel la SLS.

Nivel	d_r^{SLS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,0042	0,0041
3	0,0051	0,0050
2	0,0045	0,0044
1	0,0033	0,0032

E 6.3.8. Verificarea deplasărilor la ULS

Verificarea deplasărilor la ULS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) și secțiunii E.2 din P 100-1. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLU} = 0,025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la ULS s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + acqA_{Ed} + I_x \quad (\text{S-ULS-DEP-Ix})$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + acqA_{Ed} + I_y \quad (\text{S-ULS-DEP-Iy})$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 1,9$

Factorul de comportare: $q = 6$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2:
 $\alpha = 1,168$

$$T_1 = 0,663 \text{ s} \leq T_C = 1,6 \text{ s} \Rightarrow c = \Omega_T / q + (1 - \Omega_T / q) \frac{T_C}{T_1} = 1,966 \leq 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 13,78$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 2,0$

Factorul de comportare: $q = 6$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2:
 $\alpha = 1,168$

$$T_1 = 0,662 \text{ s} \leq T_C = 1,6 \text{ s} \Rightarrow c = \Omega_T / q + (1 - \Omega_T / q) \frac{T_C}{T_1} = 1,945 \leq 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 13,63$$

Calculul deplasărilor la ULS

Acoperitor, s-a considerat aceeași valoare a produsului $\alpha \cdot c \cdot q = 13,8$ pentru ambele direcții orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la ULS determinate din combinațiile S-ULS-DEP-Ix și S-ULS-DEP-Iy sunt prezentate în Tabelul E 6.3.9. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 3 pe direcția X:

$$d_r^{ULS} = 0,024h \leq d_{r,a}^{ULS} = 0,025h \rightarrow \text{verifică}.$$

Tabelul E 6.3.9: Deplasările relative de nivel la ULS.

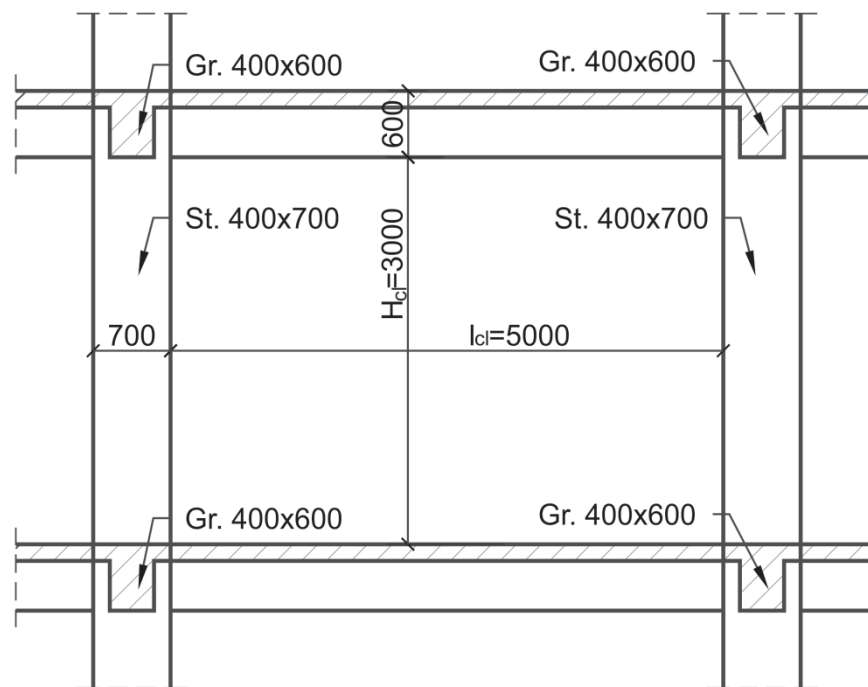
Nivel	d_r^{ULS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,019	0,019
3	0,024	0,023
2	0,021	0,020
1	0,015	0,015

E 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE

E 7.1. Datele exemplului de calcul

În cadrul unei structuri compozite în cadre se consideră stâlpii și grinzile BAR din exemplu, care se îmbină într-un nod curent.

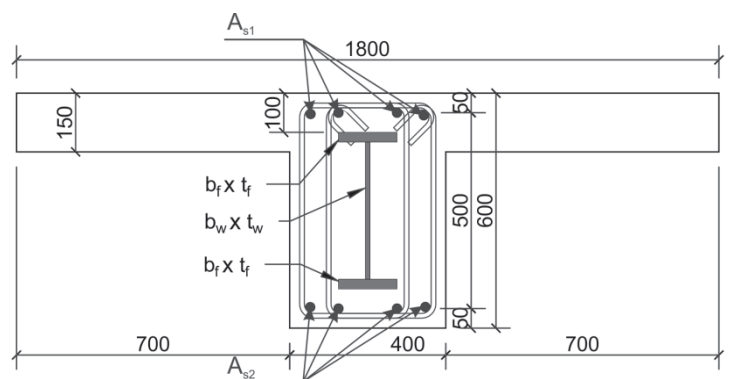
Structura în cadre are o perioadă de $T_1=2.15s$. Factorul de comportare considerat în calculul structurii este $q_o=5$.



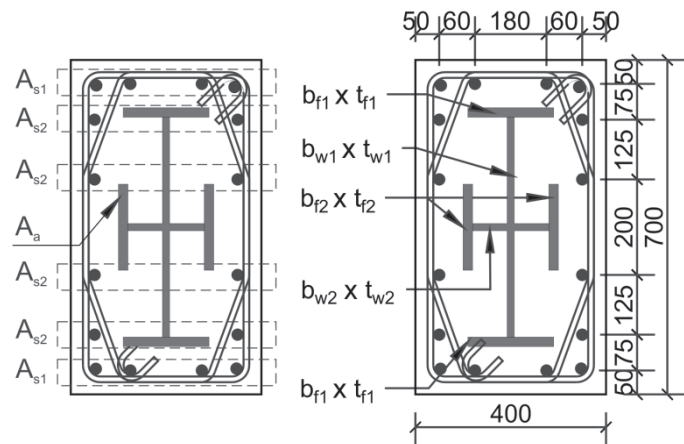
Date privind elementele cadrului :

E 7.1.1. Grinzi

- secțiunea de beton
 - o $b_w = 400 \text{ mm}$
 - o $h = 600 \text{ mm}$
- lumina între grinzile cadrelor pe cele două direcții este
 - o $l_{cl} = 5 \text{ m}$
 - o $b_{cl} = 5 \text{ m}$
- Încărcarea de lungă durată a grinzii este 60 kN/m .
- în zona de moment pozitiv se mobilizează o lățime efectivă de placă b_{eff} , grosimea plăcii este $h_f = 0.15 \text{ m}$
- armătura rigidă :
 - o tălpi, $b_f \cdot t_f = 150 \cdot 20 \text{ mm}$,
 - o inima, $h_w \cdot t_w = 360 \cdot 12 \text{ mm}$,



- o acoperire, $c_a = 100\text{mm}$.
- Armătura longitudinală S345:
 - o $A_{s1} = 4\Phi 25$ sus
 - o $A_{s2} = 4\Phi 20$ jos
 - o $a_{s1} = a_{s2} = a_s = 50\text{mm}$
- Etrieri S235 - 2 etr. $\Phi 12/100$



E 7.1.2. Stâlpi

- secțiunea de beton
 - o $b_w = 400\text{ mm}$
 - o $h = 700\text{ mm}$
- înălțimea liberă, $H_{cl} = 3.00\text{m}$
- armătura rigidă:
 - o tălpi $b_{f1} \cdot t_{f1} = 180 \cdot 20\text{ mm}$; $b_{f2} \cdot t_{f2} = 180 \cdot 20\text{ mm}$
 - o inima $h_{w1} \cdot t_{w1} = 460 \cdot 15\text{ mm}$; $h_{w2} \cdot t_{w2} = 160 \cdot 15\text{ mm}$
 - o acoperire, $c_a = 100\text{ mm}$
- Armătura longitudinală S345 :
 - o $A_{s1} - 4\Phi 25$,
 - o $A_{s2} - 2\Phi 25$
 - o $a_s = 50\text{ mm}$
- Etrieri S345 - 2 etr. $\Phi 12/100$

E 7.1.3. Materiale utilizate:

Beton C30/37	Oțel
$f_{ck} = 30\text{ MPa}$ $f_{cm} = 38\text{ MPa}$ $f_{ck} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{30\text{ N/mm}^2}{1.5} = 20\text{ N/mm}^2$ $f'_{cd} = 0.85 \cdot f_{cd} = 17\text{ N/mm}^2$ $f_{ctk} = 2\text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.33\text{ N/mm}^2$	S345 - Armături longitudinale: $f_{yd,s} = 300\text{ N/mm}^2$ S235 – Armături transversale: $f_{ywd} = 0.8 \cdot 235\text{ N/mm}^2 = 188\text{ N/mm}^2$ OL37 – Armătura rigidă $f_{yd,a} = 220\text{ N/mm}^2$

E 7.2. Calculul grinzii

$$A_{s1} = 4 \cdot 490.9 = 1963.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4 \cdot 314.28 = 1256 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 150 \cdot 20 \cdot 2 + 360 \cdot 12 = 10320 \text{ mm}^2$$

Lățimea efectivă de placă:

$$b_{\text{eff}} = b_w + 2 \cdot b_{ei}$$

$$b_{ei} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot L_{ei} < 0.2 \cdot L_{ei}$$

Se determină din diagrama de moment lungimea zonei de moment pozitiv $L_{ei} = 3.5 \text{ m}$

$$b_{ei} = 0.2 \cdot 5 + 0.1 \cdot 3.5 < 0.2 \cdot 3.5 = 0.7 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0.4 + 2 \cdot 0.7 = 1.8 \text{ m}$$

E 7.2.1. Calculul grinzilor la încovoiere

$$M_{Ed}^+ = 600 \text{ kNm} \quad M_{Ed}^- = 660 \text{ kNm}$$

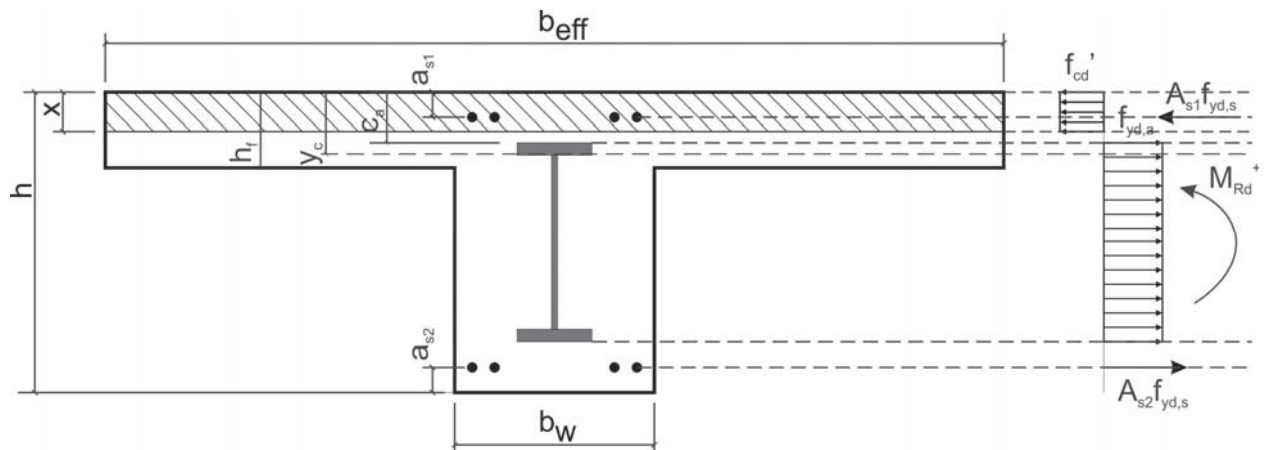
E 7.2.1.1. Determinarea momentului capabil pozitiv de proiectare

Se presupune că axa neutră trece prin placa din beton peste talpa superioară a armăturii rigide $x < 100 \text{ mm}$.

$$0 = b_{\text{eff}} \cdot x \cdot f'_{cd} + A_{s1} \cdot f_{yd,s} - A_a \cdot f_{yd,a} - A_{s2} \cdot f_{yd,s}$$

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd,a} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} - A_{s1} \cdot f_{yd,s}}{b_{\text{eff}} \cdot f'_{cd}}$$

$$x = \frac{10320 \cdot 220 + 1256 \cdot 300 - 1963.6 \cdot 300}{1800 \cdot 17} = 67.26 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$



Momentele pe componente:

Centrul plastic al secțiunii față de fibra superioară

$$y_c = \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot f'_{cd} \cdot h_f/2 + A_{s1} \cdot f_{yd,s} \cdot a_{s1} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} \cdot (h - a_{s2}) + A_a \cdot f_{yd,a} \cdot \frac{h}{2}}{b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot f'_{cd} + A_{s1} \cdot f_{yd,s} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} + A_a \cdot f_{yd,a}}$$

$$y_c = \frac{1800 \cdot 150 \cdot 17 \cdot 8.5 + 1963.6 \cdot 300 \cdot 50 + 1256 \cdot 300 \cdot 550 + 10320 \cdot 220 \cdot 300}{1800 \cdot 150 \cdot 17 + 1963.6 \cdot 300 + 1256 \cdot 300 + 10320 \cdot 220}$$

$$= 122.25 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = M_{Rd,c} + M_{Rd,a}$$

$$M_{Rd,c} = b_{\text{eff}} \cdot x \cdot f'_{cd} \cdot (y_c - x/2) + A_{s2} \cdot f_{yd,s} (h - y_c - a_{s2}) + A_{s1} \cdot f_{yd,s} (y_c - a_{s1})$$

$$M_{Rd,c} = 1800 \cdot 67.26 \cdot 17(122.25 - 67.26/2) + 1256 \cdot 300 \cdot (600 - 122.5 - 50) + 1963.6 \cdot 300 \cdot (122.5 - 50) = 386.04 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{Rd,a} = A_a \cdot f_{yd,a} (h/2 - y_c)$$

$$M_{Rd,a} = 10320 \cdot 220(300 - 122.5) = 402.996 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{Rd}^+ = 386 + 403 = 789 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^+ \leq 0.9 \cdot M_{Rd}^+$$

$$600 \text{ kNm} \leq 710.1 \text{ kNm}$$

E 7.2.1.2. Determinarea momentului capabil negativ de proiectare

Se presupune că axa neutră trece prin inima armăturii rigide $c_a + t_f = 120 \text{ mm} < x$

$$0 = b_w \cdot x \cdot f'_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_{yd,a} + 2(x - c_a - t_f) \cdot t_w \cdot f_{yd,a} - A_a \cdot f_{yd,a} - A_{s1} \cdot f_{yd,s}$$

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd,a} + A_{s1} \cdot f_{yd,s} - 2b_f \cdot t_f \cdot f_{yd,a} - A_{s2} \cdot f_{yd,s} + 2(c_a + t_f) \cdot t_w \cdot f_{yd,a}}{b_w \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot f_{yd,a}}$$

$$x = \frac{10320 \cdot 220 + 1963,6 \cdot 300 - 2 \cdot 150 \cdot 20 \cdot 220 - 1256 \cdot 300 + 2 \cdot 120 \cdot 12 \cdot 220}{400 \cdot 17 + 2 \cdot 12 \cdot 220}$$

$$= 148.7 \text{ mm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{148.7 \text{ mm}}{550 \text{ mm}} = 0.27$$

Pentru a împărți momentul capabil de proiectare între componente se determină centrul plastic al secțiunii de calcul de pe reazem față de fibra inferioară.

$$y_c = \frac{600 \cdot 400 \cdot 17 \cdot 300 + 10320 \cdot 220 \cdot 300 + 1256 \cdot 300 \cdot 50 + 1963.6 \cdot 300 \cdot 550}{600 \cdot 400 \cdot 17 + 10320 \cdot 220 + (1256 + 1963.9) \cdot 300} = 307.3 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = M_{Rd,c} + M_{Rd,a}$$

$$M_{Rd,c} = b_w \cdot x \cdot f_{cd}' \cdot (y_c - x/2) + A_{s1} \cdot f_{yd,s} (h - y_c - a_{s1}) + A_{s2} \cdot f_{yd,s} (y_c - a_{s2})$$

$$M_{Rd,c} = 400 \cdot 148.7 \cdot 17(307.3 - 148.7/2) + 1963.6 \cdot 300 \cdot (600 - 307.3 - 50) + 1256 \cdot 300 \cdot (307.3 - 50) = 478.2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$x' = (x - c_a - t_f) = 148.7 - 100 - 20 = 28.7 \text{ mm}$$

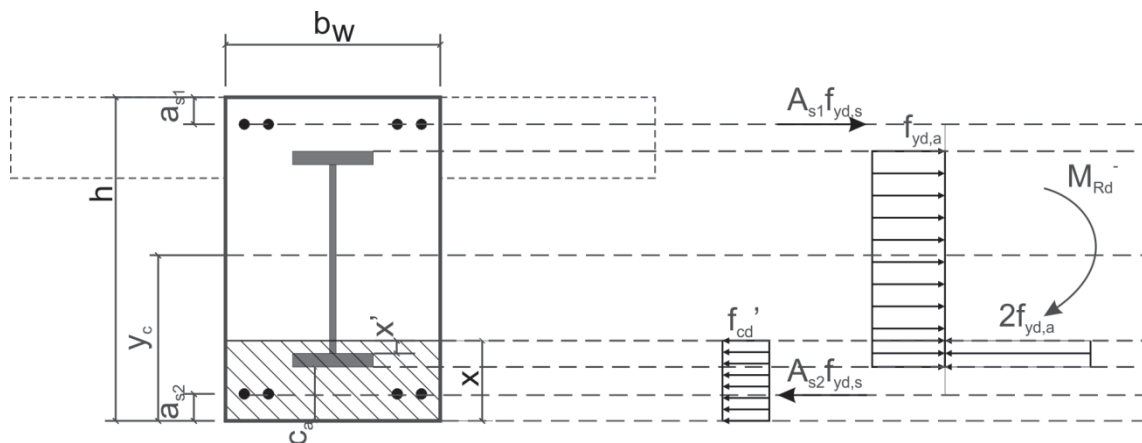
$$M_{Rd,a} = -A_a \cdot f_{yd,a} \cdot \left(y_c - \frac{h}{2} \right) + b_f \cdot t_f \cdot 2 \cdot f_{yd,a} \left(y_c - c_a - \frac{t_f}{2} \right) + (x' \cdot t_w \cdot 2 \cdot f_{yd,a} (y_c - c_a - t_f - x'/2))$$

$$M_{Rd,a} = -10320 \cdot 220(307.3 - 600/2) + 150 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 220 \cdot (307.3 - 100 - 20/2) + 28.7 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 220(307.3 - 120 - 28.7/2) = 270 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{Rd}^- = 478 + 270 = 748 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^- \leq 0.9 \cdot M_{Rd}^-$$

$$660 \text{ kNm} \leq 673.2 \text{ kNm}$$



E 7.2.2. Calculul la forță tăietoare

$$V_{Ed,max} = \frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd}^+ + M_{Rd}^-)}{l_{cl}} + \frac{p \cdot l_{cl}}{2}$$

$$V_{Ed,max} = 1.2(789 + 748)/5 + 60 \cdot 5/2 = 518.9kN$$

$$V_{Ed,min} = -\frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd}^+ + M_{Rd}^-)}{L_0} + \frac{p \cdot L_0}{2}$$

$$V_{Ed,min} = -1.2(789 + 748)/5 + 60 \cdot 5/2 = -218.9kN$$

$$\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max} = -0.42 > -0.5$$

Împărțirea forței tăietoare de proiectare între componente:

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{Rd,c}}{M_{Rd}} = 518.9 \cdot 478.2/748 = 331.6kN$$

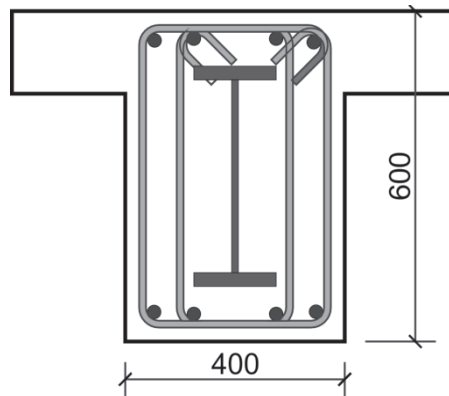
$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{Rd,a}}{M_{Rd}} = 518.9 \cdot 270/748 = 187.3kN$$

E 7.2.2.1. Forțele tăietoare capabile și verificarea la forță tăietoare

a. Armătura rigidă

$$V_{Rd,a} = A_{v,a} \cdot \frac{f_{yd,a}}{\sqrt{3}} = t_{w1} \cdot h_{w1} \cdot \frac{f_{yd,a}}{\sqrt{3}} = (12 \cdot 360) \cdot \frac{220}{\sqrt{3}} = 548.72 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,a} \leq 0.5 \cdot V_{Rd,a} \quad 187.3kN \leq 0.5 \cdot 548.72kN = 274.36kN$$



b. Beton armat

$$A_{sw}/s = 452.39/100 = 4.52mm$$

$$z = d - x/2 = 600 - 50 - 148.7/2 = 475.65mm$$

$$V_{Rd,c,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (ctg \theta_1 + tg \theta_1) = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta_1}{2}$$

$\alpha_{cw} = 1$ fără efort axial

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$$

$$\theta_I = 45^\circ$$

$$V_{Rd,c,max} = 1 \cdot 400 \cdot 475.65 \cdot 0.528 \cdot 20/2 = 1004.57 \cdot 10^3 N = 1004.57 kN$$

$$V_{Ed,c,max} < V_{Rd,c,max}$$

$$331.6 kN < 1004.57 kN$$

$$V_{Ed,max} < (2 + \zeta) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$331.6 \cdot 10^3 N < (2 - 0.42) 1.33 \cdot 400 \cdot 475.65 = 399812.4 N$$

$$V_{Rd,c1} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg \theta$$

$$V_{Rd,c} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg \theta = 4.52 \cdot 475.65 \cdot 188 \cdot 1 = 404188 N = 404.188 kN$$

Verificare:

$$V_{Ed,c,max} \leq V_{Rd,c}$$

$$331 kN < 404.2 kN$$

E 7.2.3. Calcul grinzii la lunecare

Determinarea lunecării de calcul asociată momentelor capabile de proiectare M_{Ed}^+ și M_{Ed}^- pe deschiderea acesteia

$$V_{Ed,s} = 1.2(b_{eff} \cdot x \cdot f'_{cd} + 2 \cdot A_{s1} \cdot f_{yd,s})$$

$$V_{Ed,s} = 1.2(1800 \cdot 67.26 \cdot 17 + 2 \cdot 1963.6 \cdot 300) = 3883.579 \cdot 10^3 N/mm^2$$

E 7.2.3.1. Verificarea lunecării în dreptul tălpii superioare

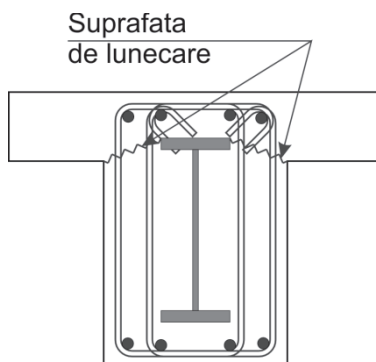
Efortul mediu de lunecare considerând suprafața de lunecare $(b_w - b_f) \cdot l_{cl}$

$$v_{Ed,s} = V_{Ed,s} / (b_w - b_f) \cdot l_{cl}$$

$$v_{Ed,s} = 3883579 / 250 \cdot 5000 = 3.1 N/mm^2$$

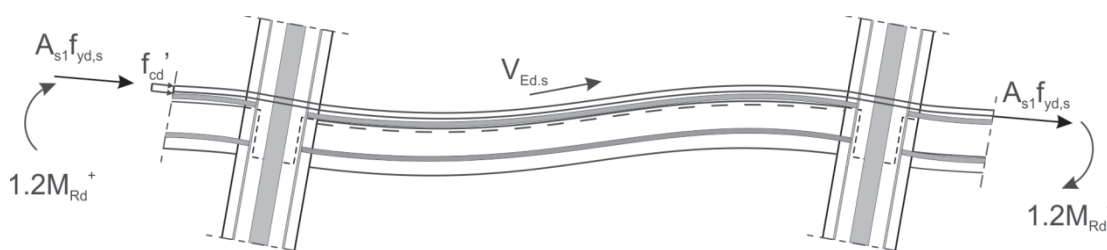
Verificarea betonului

$$v_{Ed,s} < v \cdot f_{cd} / (ctg \theta + tg \theta) = v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta}{2}$$



Se consideră $\theta = 45^\circ$, $v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$

$$3.1 \text{ N/mm}^2 < 0.528 \cdot 20/2 = 5.28 \text{ N/mm}^2$$



Verificarea etrierilor la lunecare

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) l_{cl} \cdot f_{ydw} \cdot ctg \theta = 4.52 \cdot 5000 \cdot 188 = 4248.8 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{Ed,s} < V_{Rd,s} \quad 3883.6 \text{ kN} < 4248.8 \text{ kN}$$

E 7.2.3.2. Verificarea lunecării plăcii în raport cu grinda

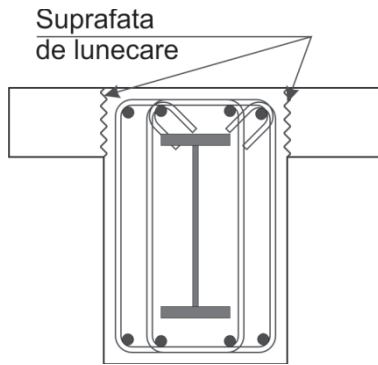
Efortul mediu de lunecare considerând suprafața de lunecare $2h_f \cdot l_{cl}$ este

$$v_{Ed,s} = V_{Ed,s} / 2 \cdot h_f \cdot l_{cl}$$

$$v_{Ed,s} = 3883579 / 2 \cdot 150 \cdot 5000 = 2.59 \text{ N/mm}^2$$

Verificarea betonului

$$v_{Ed,s} < v \cdot \frac{f_{cd}}{ctg \theta + tg \theta} = v \cdot f_{cd} \frac{\sin 2\theta}{2}$$



Se consideră $\theta = 45^\circ$

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

$$2.59 \text{ N/mm}^2 < 0.528 \cdot 20/2 = 5.28 \text{ N/mm}^2$$

Verificarea armăturilor plăcii la lunecare .

Se consideră placa armată cu $\Phi 10/100$ sus și jos S345

Suprafața de lunecare în lungul grinzii de o parte și de alta a acesteia pe grosimea de placă h_f

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) l_{cl} \cdot f_{ywd} \cdot ctg \theta = (4 \cdot 78.5/100) \cdot 5000 \cdot 276 = 4333.2 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{Ed,s} < V_{Rd,s}$$

$$3883.58 \text{ kN} < 4333.2 \text{ kN}$$

E 7.3. Calculul stâlpului

$$A_{s1} = 4 \cdot 490.9 = 1963.6 \text{ mm}^2$$

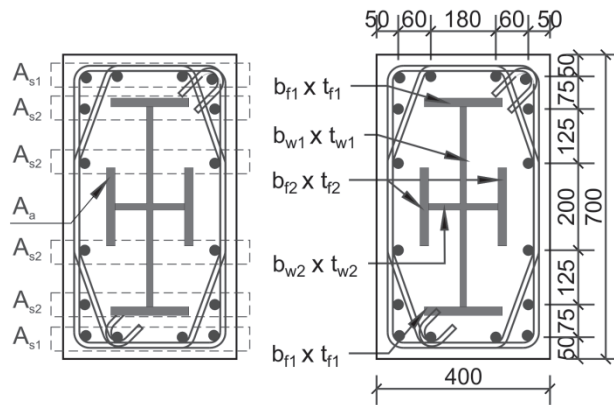
$$A_{s2} = 2 \cdot 490.9 = 981.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 16 \cdot 490.9 = 7854.4 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 180 \cdot 20 \cdot 4 + 460 \cdot 15 + 160 \cdot 15 = 23700 \text{ mm}^2$$

$$W_{pl,a} = 2 \left(b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot \left(\frac{h_{w1}}{2} + \frac{t_{f1}}{2} \right) + \frac{t_{w1} \cdot h_{w1}^2}{8} \right) + \frac{2 \cdot b_{f2}^2 \cdot t_{f2}}{8} + \frac{t_{w2}^2 \cdot h_{w2}}{4}$$

$$W_{pl,a} = 2(180 \cdot 20(460/2 + 10) + 15 \cdot 460^2/8) + 2 \cdot 20 \cdot 180^2/4 + 160 \cdot 15^2/4 \\ = 2854500 \text{ mm}^3$$



E 7.3.1. Forța axială limită

$$\begin{aligned}
 N_{Rd0} &= A_c \cdot f'_{cd} + A_a \cdot f_{yd,a} + \sum A_{si} \cdot f_{yd,s} \\
 &= 400 \cdot 700 \cdot 17 + 23700 \cdot 220 + 7854.4 \cdot 300 = 12330.2 \cdot 10^3 N
 \end{aligned}$$

Indicele de contribuție al armăturii rigide a stâlpului este

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd,a}}{A_c \cdot f'_{cd} + A_a f_{yd,a} + \sum A_{si} \cdot f_{yd,s}} = \frac{5214 \cdot 10^3 N}{12330.32 \cdot 10^3 N} = 0.423$$

$$0.2 \leq \delta \leq 0.8$$

$$N_{lim} = v_{lim} \cdot N_{Rd0}$$

$$v_{lim} = (\alpha \cdot \omega_{wd} + 0.0035) / (25 \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \mu_\phi \cdot b_c / b_o)$$

în care,

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ este factorul de eficiență al confinării

$$\alpha_n = (1 - \sum b_i^2 / 6 \cdot b_o \cdot h_o)$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_n &= (1 - (4 \cdot 75^2 + 4 \cdot 60^2 + 2 \cdot 180^2 + 4 \cdot 125^2 + 2 \cdot 200^2) / 6 \cdot 337 \cdot 637) \\
 &= 0.835
 \end{aligned}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right)$$

$$\alpha_s = (1 - 100 / (2 \cdot 337)) (1 - 100 / (2 \cdot 637)) = 0.785$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.835 \cdot 0.785 = 0.655$$

- b_i - distanța între bare
- b_o, h_o - dimensiunile miezului din beton între axele etrierilor
- s - distanța între etrieri
- ω_{wd} - este factorul mecanic de armare volumetrică cu etrieri

$$\omega_{wd} = V_w \cdot f_{ywd} / V_{co} f'_{cd} > 0.08$$

V_w și V_{co} reprezintă volumul etrierilor și respectiv volumul miezului din beton.

$$V_w = \sum l_w \cdot A_{sw} = (4 \cdot 251 + 2 \cdot 237 + 2 \cdot 187 + 2 \cdot 337 + 2 \cdot 637) 113 \\ = 429400 \text{ mm}^3$$

$$V_{co} = b_o \cdot h_o \cdot s = 337 \cdot 637 \cdot 100 = 21466900 \text{ mm}^3$$

$$\omega_{wd} = 429400 \cdot 300 / 21466900 \cdot 17 = 0.353 > 0.08$$

ε_{syd} este deformația specifică de întindere a oțelului la curgere $\varepsilon_{syd} = f_{sdy} / E_s$

$$\varepsilon_{syd} = 300 / 200000 = 0.0015$$

μ_ϕ – indicele de ductilitate de curbură necesar

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \text{ daca } T_1 > 0.7 T_C$$

$$\mu_\phi = 2 \cdot c \cdot q_o - 1 \text{ daca } T_1 < 0.7 T_C$$

q_o este factorul de comportare

$$\mu_\phi = 2 \cdot 5 - 1 = 9$$

$$v_{lim} = (0.655 \cdot 0.353 + 0.0035) / (25 \cdot 0.0015 \cdot 9 \cdot 400 / 337) = 0.58$$

$$N_{lim} = v_{lim} \cdot N_{Rd0} = 0.58 \cdot 12330.2 \text{ kN} = 7151.5 \text{ kN}$$

E 7.3.2. Calculul la încovoiere pentru $N_{Ed} = 1000 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 1400 \text{ kNm}$

Verificările forțelor axiale

$$N_{Ed} < N_{lim}$$

$$1000 \text{ kN} < 7151.5 \text{ kN}$$

$$v = N_{Ed} / N_{Rd0} = 1000 / 12330.32 = 0.0811$$

E 7.3.2.1. Determinarea M_{Rd}

Dacă $N_{Ed} < b_w \cdot h \cdot f'_{cd} / 2$ atunci $x < h / 2$

$$1000 \cdot 10^3 \text{ N} < 400 \cdot 700 \cdot 17 / 2 = 2380 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Se presupune că axa neutră trece prin inima și tălpi și se notează cu h_w distanța de la centrul plastic la axa neutră.

Determinarea axei neutre

$$N_{Ed} = b_w(h/2 - h_x)f'_{cd} + (A_{s1} + 2 \cdot A_{s2})f_{yd,s} + b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} + t_{w1}(h_{w1}/2 - h_x)f_{yd,a} \\ + 2(b_{f2}/2 - h_x)t_{f2} \cdot f_{yd,a} - (A_{s1} + 2 \cdot A_{s2})f_{yd,s} - b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} \\ - t_{w1}(h_{w1}/2 + h_x)f_{yd,a} - 2(b_{f2}/2 + h_x)t_{f2} \cdot f_{yd,a} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a}$$

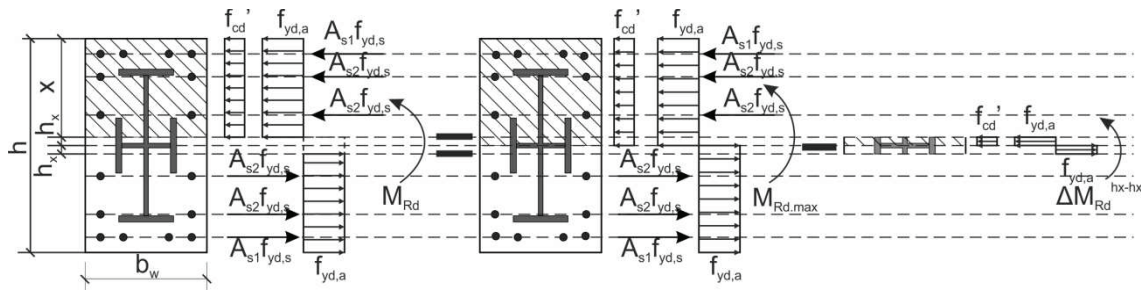
rezultă,

$$b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - N_{Ed} = b_w \cdot h_x \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot h_x \cdot f_{yd,a} + 4 \cdot t_{f2} \cdot h_x \cdot f_{yd,a} + \\ + t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a}$$

$$h_x = \frac{b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - N_{Ed} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a}}{b_w \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot f_{yd,a} + 4 \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a}} = \frac{400 \cdot 700/2 \cdot 17 - 10^6 - 15 \cdot 160 \cdot 220}{400 \cdot 17 + 2 \cdot 15 \cdot 220 + 4 \cdot 20 \cdot 220} \\ = 27.48 \text{ mm}$$

verificare $h_x < b_{f2}/2$, $27.48 \text{ mm} < 180/2 = 90 \text{ mm}$ și $h_x < d_{s2}/2 = 100 \text{ mm}$

$$x = h/2 - h_x = 350 - 27.48 = 322.52 \text{ mm}$$



$$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x-h_x}$$

$$M_{Rdmax} = b_w \cdot h^2/8 \cdot f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s} \right) + W_{pl,a} \cdot f_{yd,a}$$

$$M_{Rdmax} = 400 \cdot 700^2/8 \cdot 17 + 2(1963.9 \cdot 300 + 981.8 \cdot 225 + 981.8 \cdot 100)300 \\ + 2854500 \cdot 220 = (416.5 + 544.87) \cdot 10^6 + 628 \cdot 10^6 = 1589.36 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = b_w (2 \cdot h_x)^2/8 f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s} \right)^{h_x-h_x} + W_{pl,a}^{h_x-h_x} \cdot f_{yd,a}$$

$$W_{pl,a}^{h_x-h_x} = t_{w1} (2 \cdot h_x)^2/4 + 2 \cdot t_{f2} (2 \cdot h_x)^2/4 + h_{w2} \cdot t_{w2}^2/4$$

$$W_{pl,a}^{h_x-h_x} = 15 \cdot 27.48^2 + 2 \cdot 20 \cdot 27.48^2 + 160 \cdot 15^2/4 = 50545 \text{ mm}^3$$

$$\left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s} \right)^{h_x-h_x} = 0$$

$$\Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = 400 \cdot 27.48^2 / 2 \cdot 17 + 50545 \cdot 220 = 2.57 \cdot 10^6 + 11.12 \cdot 10^6 \\ = 13.69 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = 1589.36 - 13.69 = 1575.67 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,a} = M_{Rdmax,a} - \Delta M_{Rd,a}^{h_x-h_x} = 628 - 11.12 = 616.87 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,c} = M_{Rdmax,c} - \Delta M_{Rd,c}^{h_x-h_x} = 961.37 - 2.57 = 958.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq 0.9 \cdot M_{Rd} \quad 1400 \text{ kNm} \leq 0.9 \cdot 1575.67 = 1418.1 \text{ kNm}$$

E 7.3.2.2. Calculul la forță tăietoare

$$V_{Ed} = 933 \text{ kN}$$

Împărțirea forței tăietoare de proiectare între componente:

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,c} / M_{Rd} = 933 \cdot 958.8 / 1575.67 = 567.73 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,a} / M_{Rd} = 933 \cdot 616.87 / 1575.67 = 365.27 \text{ kN}$$

Forțele tăietoare capabile și verificarea la forța tăietoare

a. Armătura rigidă

$$V_{Rd,a} = A_{v,a} \cdot f_{yd,a} / \sqrt{3} = (t_{w1} \cdot h_{w1} + 2 \cdot t_{f2} \cdot b_{f2}) f_{yd,a} / \sqrt{3} \\ = (15 \cdot 460 + 2 \cdot 20 \cdot 180) \cdot 220 / \sqrt{3} = 1790.94 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{Ed,a} \leq 0.5 V_{Rd,a} \quad 365.27 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot 1790.94 = 895.47 \text{ kN}$$

b. Beton armat

Se aleg 2 etrieri $\Phi 12/100$ S345

$$A_{sw} / s = 4 \cdot 113.1 / 100 = 4.52 \text{ mm}$$

$$z = d - x/2 = 700 - 50 - 322.52/2 = 488.74 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\text{ctg } \theta + \text{tg } \theta) = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta}{2}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / (A_c + n \cdot A_a + n \cdot A_s)$$

$$n = E_a / E_{cm} = 200000 / 33000 = 6.06$$

$$\sigma_{cp} = 10^6 / (400 \cdot 700 + 6.06 \cdot 23700 + 6.06 \cdot 7854) = 2.12 \text{ N/mm}^2 < 0.25 f_{cd} \\ = 0.25 \cdot 20 = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1 + 2.12/20 = 1.106$$

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$V_{Rd,c,max} = 1.106 \cdot 400 \cdot 488.74 \cdot 0.528 \cdot 20/2 = 1141.163 \cdot 10^3 N = 1141.16 kN$$

$$V_{Ed,c,max} < V_{Rd,c,max}; \quad 567.73 kN < 1141.16 kN$$

$$V_{Rd,c} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg \theta = 4.52 \cdot 488.74 \cdot 276 \cdot 1 = 610.24 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Rd,c} = 610.24 kN$$

Verificare:

$$V_{Ed,c} \leq V_{Rd,c}; \quad 567.73 kN \leq 610.24 kN$$

E 7.3.3. Calculul la încovoiere pentru $N_{Ed} = 6500 kN$, $M_{Ed} = 1000 kNm$

Verificarea forței axiale

$$N_{Ed} < N_{lim}$$

$$6500 < 7151.5 kN$$

$$v = N_{Ed}/N_{Rd0} = 6500/12330.32 = 0.527$$

E 7.3.3.1. Determinarea M_{Rd}

$$N_{Ed} > b_w \cdot h \cdot f'_{cd} / 2 \text{ atunci } x > h / 2$$

Se presupune că axa neutră taie inima și trece de tălpile verticale

Se notează h_x distanța din centrul secțiunii la axa neutră

$$N_{Ed} = b_w(h/2 + h_x)f'_{cd} + (A_{s1} + 3 \cdot A_{s2})f_{yd,s} + b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} + t_{w1}(h_{w1}/2 + h_x)f_{yd,a} \\ + 2 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a} + t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a} - (A_{s1} + A_{s2})f_{yd,s} - b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} \\ - t_{w1}(h_{w1}/2 - h_x)f_{yd,a}$$

$$N_{Ed} - b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd,s} \\ = b_w \cdot h_x \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot h_x \cdot f_{yd,a}$$

$$h_x = \frac{N_{Ed} - b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd,s}}{b_w \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot f_{yd,a}}$$

$$h_x = \frac{6500 \cdot 10^3 - 400 \cdot 700/2 \cdot 17 - 15 \cdot 160 \cdot 220 - 2 \cdot 180 \cdot 20 \cdot 220 - 2 \cdot 981.7 \cdot 300}{400 \cdot 17 + 2 \cdot 15 \cdot 220}$$

$$= 105.9 \text{ mm}$$

$$h_x < h_{w1}/2 ; \quad 105.9 \text{ mm} < 460/2 = 230 \text{ mm}$$

$$h_x > d_{s2}/2 = 100 \quad h_x > b_{f2}/2 = 90 \text{ mm}$$

$$x = h/2 + h_x = 455.9 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x-h_x}$$

$$M_{Rdmax} = b_w \cdot h^2/8 \cdot f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s} \right) + W_{pl,a} \cdot f_{yd,a}$$

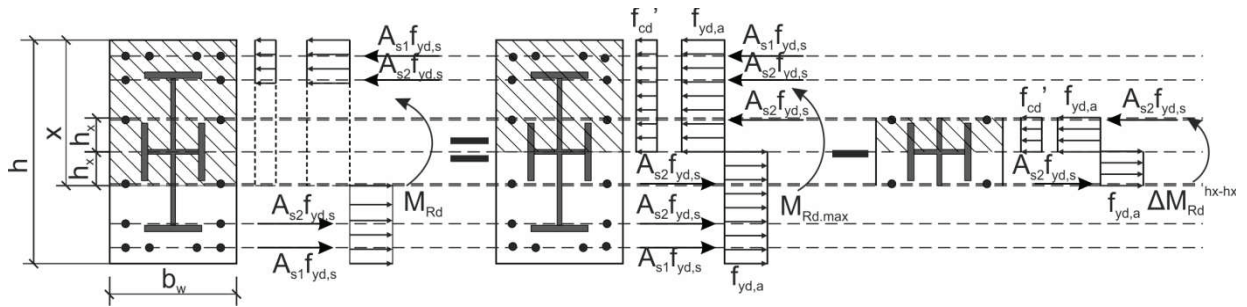
$$M_{Rdmax} = 961.37 + 628 = 1589.36 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = b_w \cdot (2 \cdot h_x)^2/8 \cdot f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s} \right)^{h_x-h_x} + W_{pl,a}^{h_x-h_x} \cdot f_{yd,a}$$

$$W_{a,pl}^{h_x-h_x} = t_{w1} (2 \cdot h_x)^2/4 + 2 \cdot t_{f2} (b_{f2})^2/4 + h_{w2} \cdot t_{w2}^2/4$$

$$W_{a,pl}^{h_x-h_x} = 15 \cdot 105.9^2 + 2 \cdot 20 \cdot 180^2/4 + 160 \cdot 15^2/4 = 501196.4 \text{ mm}^3$$

$$\left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s} \right)^{h_x-h_x} = 2 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd,s} \cdot d_{s2} = 4 \cdot 490.9 \cdot 300 \cdot 100 = 58.905 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$



$$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = 1589.36 - 207.29 = 1382.07 \text{ kNm}$$

$$M_{Rda} = M_{Rdmax,a} - \Delta M_{Rd,a}^{h_x-h_x} = 628.00 - 110.26 = 517.73 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdc} = M_{Rdmax,c} - \Delta M_{Rd,c}^{h_x-h_x} = 961.36 - 97.03 = 864.34 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq 0.9 \cdot M_{Rd} \quad 1000 \text{ kNm} \leq 0.9 \cdot 1382.07 = 1243.86 \text{ kNm}$$

E 7.3.3.2 Calculul la forță tăietoare

$$V_{Ed} = 650 \text{ kN}$$

Împărțirea forței tăietoare de proiectare între componente:

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,c}/M_{Rd} = 650 \cdot 864.34/1382.07 = 406.51 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,a}/M_{Rd} = 650 \cdot 517.73/1382.07 = 243.49 \text{ kN}$$

Forțele tăietoare capabile și verificarea la forța tăietoare

a. Armătura rigidă

$$V_{Rd,a} = A_{v,a} \cdot f_{yd,a} / \sqrt{3} = (t_{w1} \cdot h_{w1} + 2 \cdot t_{f2} \cdot b_{f2}) f_{yd,a} / \sqrt{3}$$

$$= (15 \cdot 460 + 2 \cdot 20 \cdot 180) \cdot 220 / \sqrt{3} = 1790.94 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,a} \leq 0.5 V_{Rd,a} \quad 243.49 kN \leq 0.5 \cdot 1790.94 = 895.47 kN$$

b. Beton armat

Se aleg 2 etrieri $\Phi 12/100$ - S345

$$A_{sw}/s = 4 \cdot 113.1/100 = 4.52 mm$$

$$z = d - x/2 = 700 - 50 - 455.9/2 = 422.05 mm$$

$$V_{Rd,c,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (ctg \theta + tg \theta) = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta}{2}$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/(A_c + n \cdot A_a + n \cdot A_s)$$

$$n = E_a/E_{cm} = 200000/33000 = 6.06$$

$$\sigma_{cp} = 6.5 \cdot 10^6 / (400 \cdot 700 + 6.06 \cdot 23700 + 6.06 \cdot 7854) = 13.79 N/mm^2$$

$$> 0.5 \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 20 = 10 N/mm^2$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - 13.79/20) = 0.770$$

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$V_{Rd,c,max} = 0.770 \cdot 400 \cdot 422.05 \cdot 0.528 \cdot 20/2 = 686.354 \cdot 10^3 N = 686.35 kN$$

$$V_{Ed,c,max} < V_{Rd,c,max}$$

$$406.51 kN < 686.4 kN$$

$$V_{Rd,c} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg \theta = 4.52 \cdot 455.89 \cdot 276 \cdot 1 = 568731 N$$

$$V_{Rd,c} = 568.7 kN$$

Verificare:

$$V_{Ed,c} \leq V_{Rd,c}; \quad 406.51 kN \leq 568.7 kN$$

E 7.4. Calculul nodului de cadru

E 7.4.1. Calculul forțelor din nod:

$$V_{j,Ed} = V_{j,Ed,c} + V_{j,Ed,a}$$

$$V_{j,Ed,c} = \gamma_{Rd} 1 M_{b1,Rd,c} + M_{b2,Rd,c} 1 / h_{b,s} - V_{c1,Ed,c} = \gamma_{Rd} 1 A_{s1} + A_{s2} 1 f_{yd,s} - V_{c1,Ed,c}$$

$$V_{j,Ed,a} = \gamma_{Rd} 1 M_{b1,Rd,a} + M_{b2,Rd,a} 1 / h_{bf,a} - V_{c1,Ed,a}$$

În care :

$M_{b1,Rd,c}$, $M_{b2,Rd,c}$, $M_{b1,Rd,a}$, $M_{b2,Rd,a}$ sunt momentele de proiectare capabile ale celor 2 grinzi : dreapta moment negativ și stânga moment pozitiv pentru cele două componente: beton armat și armătura rigidă

Valorile acestor momente sunt :

$$M_{b1,Rd,c} = 386 \text{ kNm} \quad M_{b2,Rd,c} = 178 \text{ kNm}$$

$$M_{b1,Rd,a} = 103 \text{ kNm} \quad M_{b2,Rd,a} = 270 \text{ kNm}$$

$d_{b,s}$, $d_{bf,a}$ distanța între armături și distanța între centrele tălpilor armăturii rigide a grinzilor

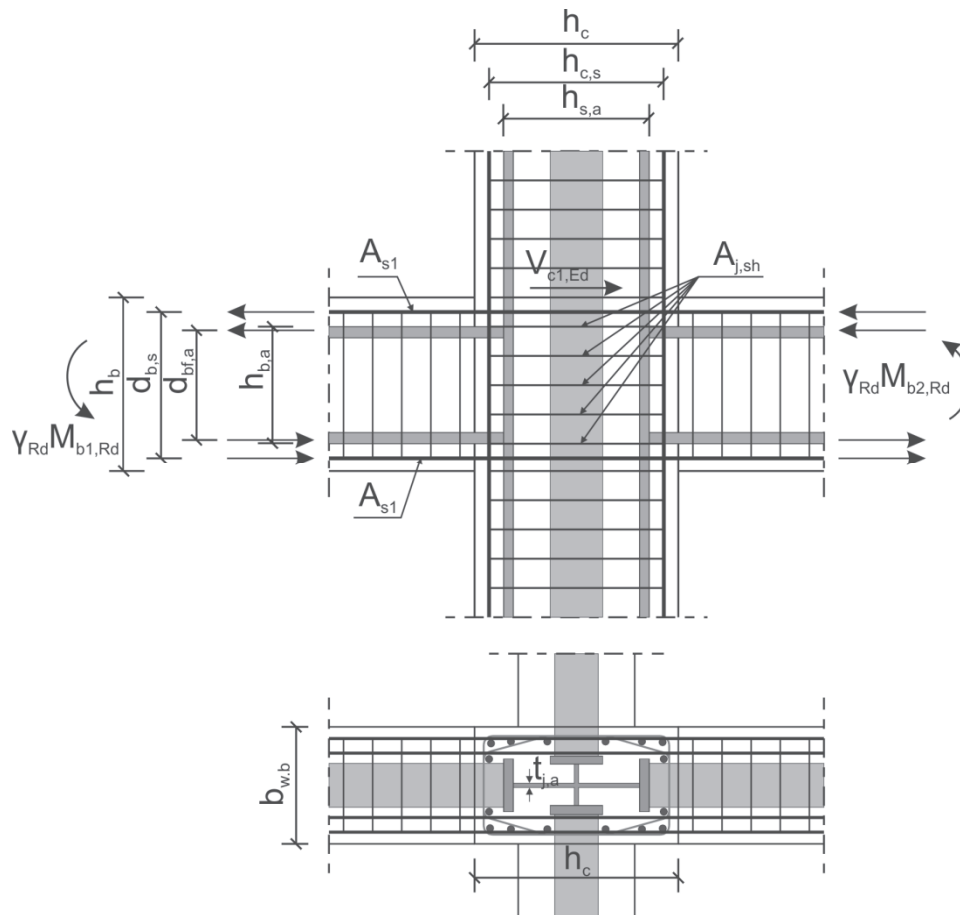
$$d_{b,s} = 500 \text{ mm} \quad h_{bf,a} = 380 \text{ mm}$$

$V_{c1,Ed,c}$, $V_{c1,Ed,a}$ forțele tăietoare de proiectare ale stâlpului în secțiunea de deasupra nodului pentru cele două componente.

Valorile acestor forțe tăietoare sunt:

$$V_{c1,Ed,c} = 567.7 \text{ kN}$$

$$V_{c1,Ed,a} = 365.3 \text{ kN}$$



E 7.4.2. Verificarea nodului

$$V_{j,Ed,c} = 1.2(1963.6 + 1256) \cdot 300 - 567700 = 591.356 \cdot 10^3 N = 591.4 kN$$

$$V_{j,Ed,a} = 1.2(403 + 270)/0.380 - 365.3 = 1760 kN$$

E 7.4.2.1. Verificarea betonului din nod

$$V_{j,Rd,c} = 0.12 \cdot b_j \cdot h_j \cdot f_{cm}$$

$$V_{j,Rd,c} = 0.12 \cdot 400 \cdot 600 \cdot 38 = 1094400 N$$

$$V_{j,Ed,c} < V_{j,Rd,c}$$

$$591.4 kN < 1094.4 kN$$

Verificarea armăturii orizontale totale din nod $A_{j,sh}$ 2 etrieri $\Phi 12/100 - S345$

$$A_{j,sh} \cdot f_{ydw} > 0.8(A_{s1} + A_{s2})f_{yd,s}(1 - 0.8 \cdot v_d)$$

$$A_{j,sh} = 113 \cdot 4 \cdot 600/100 = 2712 mm^2$$

$$2712 \cdot 276 > 0.8(1963.6 + 1256) \cdot 300(1 - 0.8 \cdot 0.0811)$$

$$748.512 \text{ kN} > 722.570 \text{ kN}$$

E 7.4.2.2. Verificarea armăturii rigide din nod

$$V_{j,Rd,a} = 0.6 \cdot f_{yd,a} \cdot A_{j,v,a} \left(1 + \frac{3 \cdot b_{f1} \cdot t_{f1}^2}{h_{s,a} \cdot h_{b,a} \cdot t_{j,a}} \right)$$

$h_{s,a}$, $h_{b,a}$, $t_{j,a}$ sunt înălțimea armăturii rigide a stâlpului, a grinzii și grosimea panoului de nod.

$$A_{j,v,a} = (t_{w1} \cdot h_{w1} + 2 \cdot t_{f2} \cdot b_{f2}) = 15 \cdot 460 + 2 \cdot 20 \cdot 180 = 14100 \text{ mm}$$

$$V_{j,Rd,a} = 0.6 \cdot 220 \cdot 14100 \left(1 + \frac{3 \cdot 180 \cdot 20^2}{(500 \cdot 400 \cdot 15)} \right) = 2028.708 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{j,Ed,a} < V_{j,Rd,a}$$

$$1760 \text{ kN} < 2028.71 \text{ kN}$$

E 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE

E 8.1. Clădire de locuit cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente ceramice

E 8.1.1. Descriere generală

- Înălțime P+2E
- Pereți exteriori $t = 37.5$ cm (axați 25 cm/exterior și 12.5 cm/interior)
- Pereți interiori $t = 25$ cm (axați)
- Dimensiunile clădirii în plan 16.70×10.70 m
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 16.70 \times 10.70 = 178.7$ m²
- Sistem structural *fagure*
- Înălțimea etajului $h_{et} = 2.80$ m $H_{tot} = 3 \times 2.80 = 8.40$ m
- Amplasament:
 - Zona seismică $a_g = 0.10$ g

Sistemul structural *Zidărie nearmată* (ZNA) este acceptat conform tabelului 8.8 din Cod

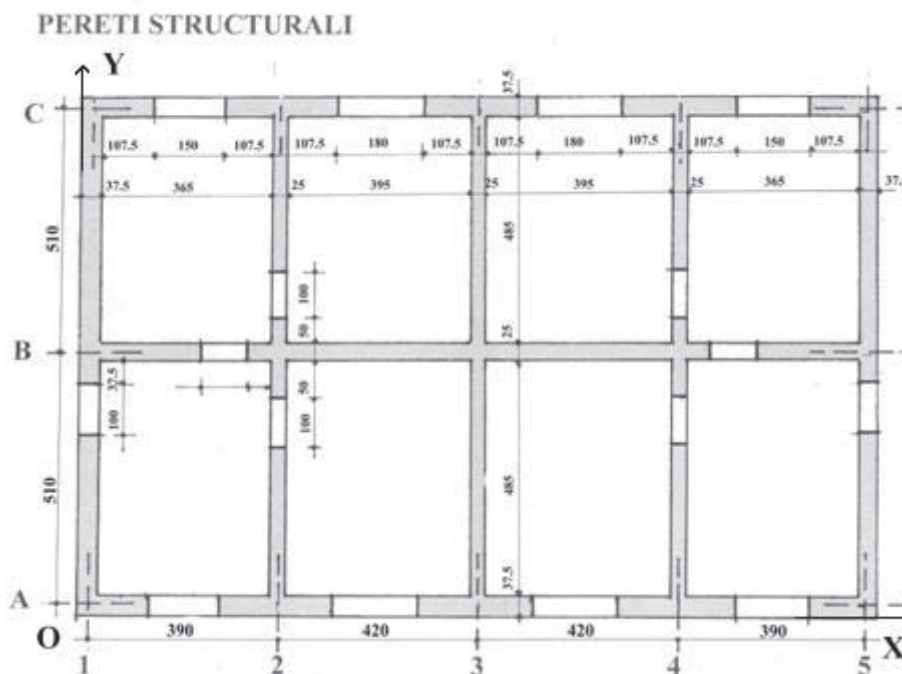


Figura E 8.1.1

E 8.1.2. Calculul greutății proprii

E 8.1.2.1 Calculul greutății etajului

- Aria planșeelor $A_{pl} = 4 \times 4.85 \times (3.65 + 3.95) = 147.44 \text{ m}^2$
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 178.7 - 147.44 = 31.26 \text{ m}^2$

E 8.1.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevație (pe înălțimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea $t = 37.5 \text{ cm}$
 - Ax A și ax C $\rightarrow 2 \times (16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.50 \times 1.50 - 2 \times 1.50 \times 1.80) = 73.72 \text{ m}^2$
 - Ax 1 și ax 5 $\rightarrow 2 \times [(10.70 - 1.00) \times 2.80 - 1.0 \times 2.10] = 50.12 \text{ m}^2$

Total = 123.84m²
- Zidărie cu grosimea $t = 25 \text{ cm}$
 - Ax B $\rightarrow (16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.00 \times 2.10) = 42.56 \text{ m}^2$
 - Ax 2 și ax 4 $\rightarrow 2 \times [(10.7 - 1.00) \times 2.80 - 2 \times 1.00 \times 2.10] = 45.92 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow (10.70 - 1.00) \times 2.80 = 27.16 \text{ m}^2$

Total = 115.64 m²

E 8.1.2.3. Calculul greutății zidăriei pe nivel

- Elemente pline din argilă arsă
- Greutatea pe 1 m² perete tencuit
 - Perete $t = 37.5 \text{ cm} \rightarrow g_{zid} = 0.375 \times 1800 + 80.0 = 755 \text{ kg/m}^2$
 - Perete $t = 25.0 \text{ cm} \rightarrow g_{zid} = 0.25 \times 1800 + 80.0 = 530 \text{ kg/m}^2$

Tabelul E 8.1.1

Grosime $t = 37.5 \text{ cm}$			Grosime $t = 25 \text{ cm}$			Total greutate	
A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	ΣG_{zid}	$\Sigma G_{zid}/A_{etaj}$
m ²	t/m ²	tone	m ²	t/m ²	tone	tone	tone/m ²
123.84	0.755	93.5	115.64	0.530	61.3	154.8	0.866

E 8.1.2.4. Calculul greutății planșeului

- Greutatea planșeului în gruparea seismică (pe 1.0 m²)
 - placa de beton armat 13 cm grosime 325 daN/m²
 - tencuiala la intrados 40 daN/m²
 - pardoseala (inclusiv șapa) 120 daN.m²
 - pereți despărțitori ușori 120 daN/m²
 - încărcare utilă (locuință) 0.3 x 150 daN/m² 45 daN/m²
 - 650 daN/m²
- Greutatea planșeului
 $147.44 \times 650 = 95300 \text{ daN} \rightarrow 95.3 \text{ tone}$

E 8.1.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situația de proiectare seismică este dată în Tabelul E 8.1.2 (valori rotunjite).

Tabelul E 8.1.2

ΣG_{zid}	G_{pl}	$G_{\text{tot,et}}$	$G_{\text{tot,et}}/A_{\text{etaj}}$
tone	tone	tone	tone/m ²
154.8	95.3	250.0	1.400

E 8.1.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acțiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planșeu) este considerată concentrată la nivelul planșeului .

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{\text{tot,et}}}{g}$
- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{\text{niv}} G_{\text{tot,et}}}{g}$

Pentru construcția proiectată cu $n_{\text{niv}} = 3$, greutatea totală supusă acțiunii seismice are valoarea

$$G_{\text{tot}} = 250.0 \times 3 = 750.0 \text{ tone.}$$

E 8.1.3. Calculul forței seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{\text{niv}} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracțiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanță $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistență $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$ (pentru lege $\epsilon_u \gg \epsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 1.75 \times 1.10 = 1.925$ (tabelul 8.10 din Cod)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{1.925} \times 0.10 = 0.097$$

- Forța tăietoare de bază
 $F_b = c \times G_{\text{tot}} = 0.097 \times 750 = 72.8 \text{ tone}$

E 8.1.4. Stabilirea modelelor plane pentru calcul seismic

E 8.1.4.1. Verificarea condițiilor de regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație

Clădirea are simetrie geometrică și structurală în plan în raport cu ambele axe principale și îndeplinește condițiile de regularitate și în elevație. Poate fi utilizat calculul cu forțe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 din tabelul 5.1 din Codul CR 6.

Cele două modele plane sunt arătate în Figura E 8.1.2.

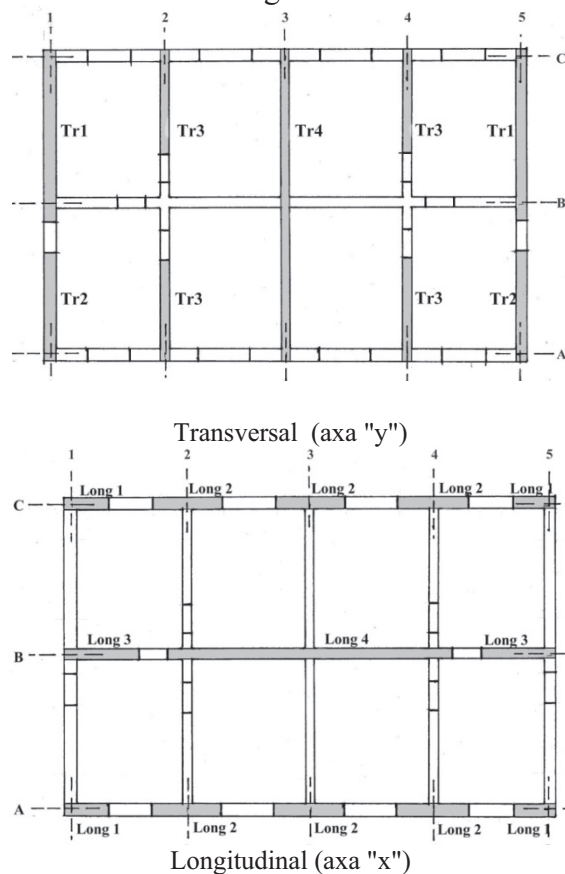


Figura E 8.1.2. Modele plane pentru calculul structurii

E 8.1.4.2. Verificarea densității pereților structurali

Transversal

- Ax 1 și ax 5 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 1.00) \times 0.375 = 7.275 \text{ m}^2$
 - Ax 2 și ax 4 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 4.350 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow 10.70 \times 0.25 = 2.675 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 14.30 \text{ m}^2 \rightarrow p = 8.00\%$

Longitudinal

- Ax A și ax C $\rightarrow 2 \times (16.70 - 2 \times 1.50 - 2 \times 1.80) \times 0.375 = 7.575 \text{ m}^2$
- Ax B $\rightarrow (16.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 3.675 \text{ m}^2$

$$\text{Total } A_{\text{zid}} = 11.25 \text{ m}^2 \rightarrow p = 6.30 \%$$

Condiția din tabelul 8.8 din Cod este satisfăcută.

E 8.1.4.3. Verificarea raportului între ariilor golurilor și ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor și lungime plinurilor de zidărie conform tabelului 8.11 din Cod

Transversal

- Ax 1 și ax 5 $l_{\text{gol}} = 1.00 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 9.70 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.10 < 1.50$
- Ax 2 și ax 4 $l_{\text{gol}} = 2.00 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 8.70 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.23 < 0.55$

Longitudinal

- Ax A și ax C $l_{\text{gol}} = 6.60 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 10.1 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.65 < 1.00$
- Ax B $l_{\text{gol}} = 2.00 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 14.7 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.14 < 0.55$

Condițiile din Codul P 100-1, tab. 8.11 sunt satisfăcute.

E 8.1.5. Distribuție forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.1.5.1. Metoda consolelor legate la ultimul nivel

Metoda consolelor legate la ultimul nivel distribuie forța tăietoare de bază între pereții structurali folosind criteriul egalității deplasărilor laterale totale (din translație și din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereților, la vârful construcției.

Metoda este simplă și poate fi aplicată manual dar, în anumite configurații structurale, rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte (așa cum se va vedea în exemplul nr.2).

E 8.1.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali și factorii de distribuție

Deoarece toți pereții structurali sunt executați din același material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidității geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z și G_z).

În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \quad (\text{E 8.1.1})$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălțimea $H_{\text{tot}} = 3 \times 2.80 = 8.40 \text{ m}$.

Factorii de distribuție s-au calculat, pentru ambele direcții, cu relația

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \quad (\text{E 8.1.2})$$

Forțele tăietoare aferente fiecărui perete s-au calculat apoi cu relațiile

$$F_{1T} = \rho_{V,iT} \times F_b \quad \text{și} \quad F_{1L} = \rho_{V,iL} \times F_b$$

Pereți transversali

Tabelul E 8.1.3a

Elem	l_w (m)	t (m)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	Aria (m ²)	R_{iT} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iT}$ (m)	$\rho_{V,iT}$	F_{iT} (to)
T1	5.850	0.375	1.436	2.194	0.0232	2	0.0464	0.1668	12.14
T2	3.850	0.375	2.182	1.444	0.0078	2	0.0156	0.0561	4.08
T3	3.725	0.250	2.255	0.931	0.0047	4	0.0188	0.0338	2.46
T4	10.700	0.250	0.785	2.675	0.0583	1	0.0583	0.4191	30.51

$$R_T = \sum n_e R_{iT} = 0.1391 \text{ m}$$

Pereți longitudinale

Tabelul E 8.1.3b

Elem	l_w (m)	t (m)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	Aria (m ²)	R_{iL} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iL}$ (m)	$\rho_{V,iL}$	F_{iL} (to)
L1	1.450	0.375	5.793	0.544	0.0005	4	0.0020	0.0076	0.55
L2	2.400	0.375	3.500	0.900	0.0021	6	0.0126	0.0321	2.34
L3	2.525	0.250	3.327	0.631	0.0016	2	0.0032	0.0244	1.78
L4	9.650	0.250	0.870	2.413	0.0477	1	0.0477	0.7282	53.0

$$R_L = \sum n_e R_{iL} = 0.0655 \text{ m}$$

E 8.1.5.1.2. Calculul poziției centrului de rigiditate

Deoarece structura este simetrică în plan față de ambele axe principale, centrul de greutate se află în centrul geometric al planșului.

Față de sistemul de axe din Figura E 8.1.1. coordonatele centrului de rigiditate sunt

- $x_R = 8.35 \text{ m}$
- $y_R = 5.35 \text{ m}$

E 8.1.5.1.3. Calculul momentului de inerție de torsiune

Momentul de inerție de torsiune s-a calculat cu relația

$$J = \sum [R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \quad (\text{E 8.1.3})$$

Calculul este dezvoltat în Tabelul E 8.1.4.

Tabelul E 8.1.4

	$ x_{CR}-x_i $	$ x_{CR}-x_i ^2$	n_e	R_{iT}	$\frac{ x_{CR}-x_i ^2}{n_e \times R_{iT}}$		$ y_{CR}-y_i $	$ y_{CR}-y_i ^2$	n_e	R_{iL}	$\frac{ y_{CR}-y_i ^2}{n_e \times R_{iL}}$
T1	8.1625	66.626	2	0.0232	3.0914	L1	5.1625	26.651	4	0.0005	0.0533
T2	8.1625	66.626	2	0.0078	1.0394	L2	5.1625	26.651	6	0.0021	0.3358
T3	4.20	17.640	4	0.0047	0.3316	L3	0.00	0.00	2	0.0016	0.00
T4	0.00	0.00	0.00	0.0583	0.00	L4	0.00	0.00	1	0.0477	0.00
Σ					4.4624	Σ					0.3891

$$J = 4.4624 + 0.3891 = 4.8515 \text{ m}^3$$

E 8.1.5.1.4. Repartizarea forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.1.5.1.4.1. Calculul excentricității structurale și al excentricității accidentale

Aceste excentricități determină momentul de răsucire de ansamblu a structurii și în consecință valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale

- **Excentricitatea structurală**

Deoarece centrul de rigiditate coincide cu centrul de greutate al planșeului excentricitatea structurală este nulă pentru ambele direcții

$$e_{0x} = e_{0y} = 0.00 \text{ m}$$

- **Excentricitatea accidentală** (torsiunea accidentală)

S-a calculat cu relația (4.1) din Cod

$$e_{0x} = \pm 0.05 \times 16.70 = \pm 0.835 \text{ m}$$

$$e_{0y} = \pm 0.05 \times 10.70 = \pm 0.535 \text{ m}$$

- **Excentricitatea totală**

Este egală cu excentricitatea accidentală

- **Momentele de torsiune de ansamblu**

Pentru acțiunea seismică paralelă cu axa "y"

$$M_{tx} = \pm 0.835 F_b$$

Pentru acțiunea seismică paralelă cu axa "x"

$$M_{ty} = \pm 0.535 F_b$$

Valorile excentricităților și momentelor de răsucire sunt date în Tabelul E 8.1.5

Tabelul E 8.1.5

F_b (tone)	e_a (m)	M_t (tm)
72.8	± 0.835	± 60.8
	± 0.535	± 38.9

E 8.1.5.1.4.2. Repartizarea forței tăietoare

Valorile componentelor din mișcarea de translație (F_{iT}) sunt proporționale cu factorii ρ .

Valorile componentelor din torsiunea de ansamblu se calculează cu relația

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \quad (\text{E 8.1.4.a})$$

unde

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} \quad (\text{E 8.1.4.b})$$

Transversal

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} = \frac{60.8}{4.8515} = 12.53 \text{ t/m}^2$$

Tabelul E 8.1.6a

Elem	n _e	ρ	F _{IT}	R _{IT}	x _{CR} -x _i	R _{IT} x _{CR} -x _i	ΔF _{it}	F _{IT} (tot)	Spor
			tone	m	m	m ²	tone	tone	torsiune
T1	2	0.1588	12.14	0.0232	8.1625	0.1894	2.37	14.51	+12%
T2	2	0.0501	4.08	0.0078	8.1625	0.0637	0.80	4.88	+12%
T3	4	0.0300	2.46	0.0047	4.200	0.0197	0.25	2.71	+10%
T4	1	0.4621	30.51	0.0583	0.00	0.00	0.00	30.51	---

Observație : Deși lungimea tronsonului este mică și nu există excentricitate structurală, contribuția momentului de răsucire produs de excentricitatea accidentală la sporirea valorii totale a forței tăietoare de proiectare este relativ importantă pentru unii pereți (+12%) .

Longitudinal

Nu există excentricitate structurală, momentul de răsucire este mic, iar pereții L1 și L2 sunt la distanțe mici față de centrul de rigiditate. Se poate neglija efectul momentului de răsucire pentru acțiunea seismică paralelă cu axa "x" (pentru pereții longitudinali). Valoarea totală a forței tăietoare de proiectare este cea care rezultă din aplicarea coeficienților ρ (egalitatea deplasărilor de translație).

Tabelul E 8.1.6b

Elem	n _e	ρ _{V_i,L}	F _{IL}
			tone
L1	4	0.0076	0.55
L2	6	0.0321	2.34
L3	2	0.0244	1.78
L4	1	0.7282	53.0

Momentul de răsturnare la bază (M_{E,b}) se calculează cu relația

$$M_{E,b} = \sum_1^3 F_i z_i \quad (\text{E 8.1.5})$$

unde forțele seismice de nivel F_i care acționează la planșeul de la cota z_i se calculează cu relația (4.5) din Cod.

Înlocuind valorile F_i în funcție de F_b și z_i în funcție de H_{tot} rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{7}{9} F_b \times H_{tot} = 6.53 F_b \quad (\text{E 8.1.6})$$

în care înălțimea totală a clădirii este H_{tot} = 3 × 2.80 = 8.40 m

A rezultat valoarea M_{Eb} = 6.53 × 72.8 = 475.6 tm

E 8.1.6. Încărcări verticale pe pereții structurali

E 8.1.6.1. Încărcări din planșeu (greutatea proprie și încărcarea de exploatare)

Se calculează ca forțe uniform distribuite pe perete corespunzătoare ariilor aferente de planșeu.

I. S-au determinat reacțiunile planșeelor pe fiecare linie de pereți (p₁ și p₂) cu relațiile

$$p_1 = \frac{q_{tot} l_1}{4} \quad p_2 = p_1 \left(2 - \frac{l_1}{l_2} \right) \quad (\text{E 8.1.6}')$$

unde s-au notat l_1 și l_2 latura scurtă și respectiv latura lungă a plăcii respective.

II. Pentru fiecare zonă de pereți (E1÷E5 din figura E 8.1.3) s-a calculat forța axială dată de planșeu prin înmulțirea reacțiunii pe unitatea de lungime (p_1/p_2) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lățimea fiecărui gol adiacent plinului de zidărie).

Tabelul E 8.1.7

Ax	Perete	q_{pl} (tone/m)	Ax	Perete	q_{pl} (tone)
Ax 1&5	1A-1B	0.74	Ax A	A1-A2 A4-A5	0.59
	1B-1C	0.74		A2-A3 A3-A4	0.64
Ax2&4	2A-2B	1.50	Ax B	B1-B2 B4-B5	1.19
	2B-2C	1.50		B2-B3 B3-B4	1.28
Ax3	3A-3B	1.52	Ax C	Idem ax A	
	3B-3C	1.52			

PERETI STRUCTURALI

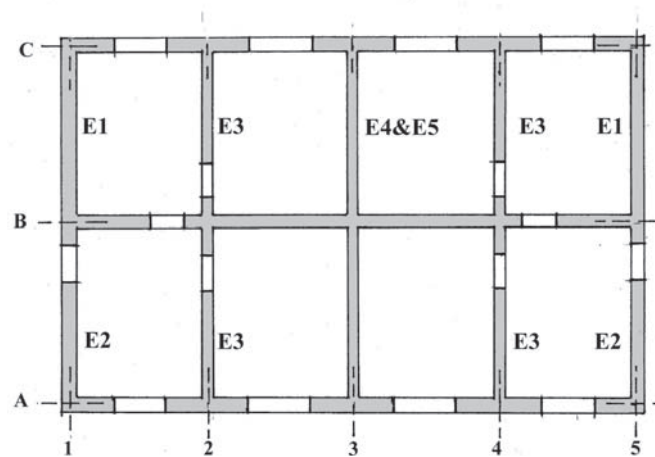


Figura E 8.1.3 Grupuri de pereți care conlucrează

E 8.1.6.2. Încărcări totale și eforturi unitare de compresiune pe grupuri de pereți

Tabelul E 8.1.8

Grup	A_{zid} m^2	$G_{zidărie}$ tone	$G_{planșec}$ tone	G_{total} tone	G_{parter} tone	σ_0 Parter N/mm^2
E1	3.13	19.01	8.60	27.61	82.8	0.265
E2	1.85	11.45	4.10	15.55	46.7	0.252
E3	1.74	11.68	7.40	19.08	57.2	0.329
E4&E5	7.14	44.56	41.6	86.16	258.5	0.362

E 8.1.7. Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților

E 8.1.7.1. Momente capabile pentru pereți din zidărie nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereților structurali din zidărie nearmată (ZNA) s-au calculat cu relațiile:

$$\bullet \quad x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w \quad (6.19a) \text{ din CR 6}$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2} (l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2} (1.0 - 1.175 s_d) \quad (6.20a) \text{ din CR 6}$$

Materialele au fost alese pentru a satisface cerințele minime din tabelul 8.2 din Cod

- rezistența la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puțin $f_k = 2.5 \text{ N/mm}^2$ (tabelul 8.2);
- din tabelul 4.2a din Codul CR 6 rezultă că se pot alege elemente cu $f_b = 5.0 \text{ N/mm}^2$ și mortar M7.5 (pentru care $f_k = 2.50 \text{ N/mm}^2$): pentru mortarul M7.5 avem $f_{vk0} = 0.250 \text{ N/mm}^2$ astfel încât este satisfăcută și cerința din tabelul 8.4 din Cod;
- rezistența de proiectare, cu coeficientul de siguranță pentru situația de proiectare seismică $\gamma_M = 1.90$ este $f_d = 1.32 \text{ N/mm}^2$

Calculul forței axiale (N_{Ed}) pe secțiunea activă a peretelui:

$$\bullet \quad N_{Ed} = \sigma_{0E} A \quad (E 8.1.7)$$

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul E 8.1.8 pentru grupul de pereți cărui îi aparține.

În Tabelele E 8.1.9a și E 8.1.9b s-au calculat și valorile forței tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică (V_{Edu}) folosind relația

$$V_{Edu} = \frac{M_{Rd}}{M_E} V_E = 0.153 M_{Rd} \quad (E 8.1.8)$$

unde s-a luat $V_E/M_E = 1.0/6.53 = 0.153 \text{ m}^{-1}$ (din relația E 8.1.5)

Transversal

Tabelul E 8.1.9a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
T1	0.375	5.850	2.194	0.265	0.201	58.1	1.382	0.153	129.8	19.9
T2	0.375	3.850	1.444	0.252	0.191	36.4	0.864		54.3	8.3
T3	0.250	3.725	0.745	0.329	0.249	24.5	1.090		32.3	4.9
T4	0.250	10.700	2.675	0.362	0.274	96.8	3.445		351.1	53.7

Longitudinal

Tabelul E 8.1.9b

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
Long1	0.375	1.450	0.544	0.265	0.201	14.4	0.342	0.153	8.0	1.2
Long2	0.375	2.400	0.900	0.252	0.191	22.7	0.539		21.1	3.2
Long3	0.250	2.525	0.631	0.329	0.249	20.8	0.739		18.6	2.8
Long4	0.250	9.650	2.412	0.362	0.274	87.3	3.107		285.6	43.7

E 8.1.8. Calculul rezistențelor de proiectare la forță tăietoare ale pereților structurali

E 8.1.8.1. Mecanismul de cedare prin lunecare în rost orizontal

Calculul rezistenței la lunecare în rost orizontal s-a făcut cu relația

$$\bullet \quad V_{Rd,l} = \frac{1}{\gamma_M} f_{vk0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed} \equiv f_{vd0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed} \quad (6.29b) \text{ din CR 6}$$

unde lungimea pe care aderența este activă (zona nefisurată la solicitarea seismică succesivă în ambele sensuri) s-a determinat cu formula

$$l_{ad} = (2.35 s_d - 1) l_w \quad (6.31a) \text{ din CR 6}$$

$$\text{unde } l_{ad} \geq 0.0 \text{ pentru } \sigma_d \geq 0.425 f_d = 0.425 \times 1.32 = 0.561 \text{ N/mm}^2$$

Pentru valorile $l_{ad} \leq 0$ ($\sigma_d \geq 0.561 \text{ N/mm}^2$) rezistența la lunecare în rost orizontal este asigurată numai prin frecare (cu coeficient de frecare "de proiectare" $\mu = 0.4$) și s-a calculat cu relația

$$V_{Rd,l}(\mu) = 0.4 N_{Ed}$$

Valoarea f_{vk0} s-au luat pentru mortar (G) - *de rețetă*, M7.5 $\rightarrow f_{vk0} = 0.25 \text{ N/mm}^2$ (tabelul 4.5 din CR 6) prin urmare valoarea de proiectare este $f_{vd0} = 0.25 / 1.9 = 0.132 \text{ N/mm}^2$

Transversal

Tabelul E 8.1.10a

Elem.	Număr elem.	N_{Ed} tone	t m	l_w m	S_d ---	l_{ad} m	$V_{Rd,l}$ (μ) tone	V_{ad} tone	$V_{Rd,l}$ (ZNA) tone
T1	2	58.1	0.375	5.850	0.201	0.00	23.2	0.00	23.2
T2	2	36.4	0.375	3.850	0.191	0.00	14.6	0.00	14.6
T3	4	24.5	0.250	3.725	0.249	0.00	9.8	0.00	9.8
T4	1	96.8	0.250	10.700	0.274	0.00	38.7	0.00	38.7

Total 153.5tone

Longitudinal

Tabelul E 8.1.10b

Elem.	Număr elem.	N_{Ed} tone	t m	l_w m	S_d ---	l_{ad} m	$V_{Rd,l}$ (μ) tone	V_{ad} tone	$V_{Rd,l}$ (ZNA) tone
L1	4	10.9	0.375	1.450	0.201	0.00	4.4	0.00	4.4
L2	6	17.2	0.375	2.400	0.191	0.00	6.9	0.00	6.9
L3	2	15.7	0.250	2.525	0.249	0.00	6.3	0.00	6.3
L4	1	66.1	0.250	9.650	0.274	0.00	26.4	0.00	26.4

Total 98.0 tone

E 8.1.8.1.2. Mecanismul de cedare pe secțiune înclinată

Rezistența caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie din argilă arsă s-a luat conform relației

$$f_{bt} = 0.035f_b = 0.035 \times 5.0 = 0.175 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{E 8.1.9})$$

Rezistența unitară caracteristică de cedare pe secțiuni înclinate s-a calculat cu relația.

$$f_{vk,i} = 0.22f_{bt} \sqrt{1 + 5 \frac{\sigma_d}{f_{bt}}} = 0.04 \sqrt{1 + 28.6\sigma_d} \quad (\text{E 8.1.10})$$

Rezistența de proiectare la cedare pe secțiune înclinată s-a calculat cu relația

$$V_{Rd,i} = \frac{A_w}{b} \times \frac{f_{vk,i}}{\gamma_M} = \frac{A_w}{b} \times f_{vd,i} \quad (\text{E 8.1.11})$$

Valorile $V_{Rd,i}$ sunt date în Tabelele E 8.1.11a și E 8.1.11b.

Transversal

Tabelul E 8.1.11a

Elem	Număr elem.	l_w	t	b	σ_d	$f_{vd,i}$	Aria (m^2)	$V_{Rd,i}$ tone
		(cm)	(cm)		(N/mm^2)	(N/mm^2)		
T1	2	5.850	0.375	1.43	0.265	0.0617	2.194	9.5
T2	2	3.850	0.375	1.50	0.252	0.0603	1.444	5.8
T3	4	3.725	0.250	1.50	0.329	0.0679	0.745	3.4
T4	1	10.700	0.250	1.00	0.362	0.0709	2.675	19.0

Total 63.2 tone

Longitudinal

Tabelul E 8.1.11b

Elem	Număr elem.	l_w	t	b	σ_d	$f_{vd,i}$	Aria (m^2)	$V_{Rd,i}$ tone
		(cm)	(cm)		(N/mm^2)	(N/mm^2)		
L1	4	1.450	0.375	1.5	0.265	0.0617	0.544	2.2
L2	6	2.400	0.375	1.5	0.252	0.0603	0.900	4.0
L3	2	2.525	0.250	1.5	0.329	0.0679	0.631	2.9
L4	1	9.650	0.250	1.0	0.362	0.0709	2.412	17.1

Total 55.7 tone

E 8.1.9. Verificarea siguranței structurii

E 8.1.9.1. Siguranța la compresiune + încovoiere

Condiția de siguranță la compresiune + încovoiere, conform CR 6 pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \quad (\text{E 8.1.12})$$

Comparația valorilor respective este dată în Tabelul E 8.1.12.

Tabelul E 8.1.12

Elem.	Număr elem.	M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)	Elem.	M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)
T1	2	129.8	14.51	94.8	L1	4	8.0	3.6
T2	2	54.3	4.88	31.9	L2	6	21.1	15.3
T3	4	32.3	2.71	17.7	L3	2	18.6	11.6
T4	1	351.1	30.51	199.2	L4	1	285.6	346.1
Σ		848.6		523.4		481.4		475.5

Concluzie:

Condiția de siguranță este satisfăcută pentru ansamblul clădirii pe ambele direcții: $\Sigma M_{Rd} > \Sigma M_{Eb}$. Pentru peretele L4 avem $M_{Rd} = 0.825 M_{Eb}$ și diferența poate fi, prin urmare, compensată prin redistribuire.

E 8.1.9.2. Siguranța la forță tăietoare

Condiția de siguranță la forță tăietoare este

$$V_{Rd} \geq 1.25V_{Edu} \quad (8.3) \text{ din P 100-1}$$

unde V_{Edu} este calculat conform art. 4.4 din acest exemplu

Comparația valorilor respective este dată în Tabelul E 8.1.13.

Tabelul E 8.1.13

Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	2	23.2	9.5	19.9	24.9	L1	4	4.4	2.2	1.2	1.5
T2	2	14.6	5.8	8.3	10.4	L2	6	6.9	4.0	3.2	4.0
T3	4	9.8	3.4	4.9	6.1	L3	2	6.3	2.9	2.8	3.5
T4	1	38.7	19.0	53.7	67.1	L4	1	26.4	17.1	43.7	54.6
		153.5	63.2	129.7	162.1			98.0	55.7	73.3	91.6

Concluzie:

- rezistența la forță tăietoare pentru ambele mecanisme de cedare nu este asigurată pentru ansamblul structurii în cazul solicitării seismice pe direcție transversală
- rezistența la forță tăietoare corespunzătoare mecanismului de cedare pe secțiune înclinată este insuficientă în cazul solicitării pe direcția longitudinală

E 8.1.10 Posibilitate de corectare

Având în vedere că structura alcătuită cu materialele (elemente și mortar) care satisfac numai cerința de rezistență unitară la compresiune - f_k - (tabelul 8.2) și rezistența unitară la lunecare - f_{vk0} - (tabelul 8.4) nu satisface cerința de rezistență pe secțiuni înclinate trebuie să se modifice rezistența la compresiune a elementelor pentru zidărie de care depinde direct rezistența caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie f_{bt} .

Această modificare are următoarele implicații:

- Se modifică valorile momentelor M_{Rd} și prin urmare valorile forței tăietoare V_{Edu} .

Pentru $f_b = 10.0 \text{ N/mm}^2$ și M7.5 din tabelul 4.2a rezultă $f_k = 4.05 \text{ N/mm}^2$ și $f_d = 2.13 \text{ N/mm}^2$

Ca urmare Tabelele E 8.1.9a și E 8.1.9b devin E 8.1.14a și E 8.1.14b.

Transversal

Tabelul E 8.1.14a

Perete	t	l _w	A	σ _{0E}	s _d	N _{Ed}	x _{Rd} ≡ l _c	V _E /M _E	M _{Rd}	V _{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
T1	0.375	5.850	2.194	0.265	0.124	58.1	0.852	0.153	145.2	22.2
T2	0.375	3.850	1.444	0.252	0.118	36.4	0.533		60.4	9.2
T3	0.250	3.725	0.745	0.329	0.154	24.5	0.674		37.4	5.7
T4	0.250	10.700	2.675	0.362	0.170	96.8	2.137		414.4	63.4

Longitudinal

Tabelul E 8.1.14b

Perete	t	l _w	A	σ ₀	s _d	N _{Ed}	x _{Rd}	V _E /M _E	M _{Rd}	V _{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
Long1	0.375	1.450	0.544	0.265	0.124	14.4	0.211	0.153	8.9	1.4
Long2	0.375	2.400	0.900	0.252	0.118	22.7	0.332		23.5	3.6
Long3	0.250	2.525	0.631	0.329	0.154	20.8	0.457		21.5	3.3
Long4	0.250	9.650	2.412	0.362	0.170	87.3	1.928		337.1	51.6

II. Se modifică valorile rezistenței f_{bt} și prin urmare valorile $f_{vk,i}$

Rezistența caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie din argilă arsă devine:

$$f_{bt} = 0.035f_b = 0.035 \times 10.0 = 0.350 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{E 8.1.9cor})$$

Rezistența unitară caracteristică de cedare pe secțiuni înclinate devine:

$$f_{vk,i} = 0.22f_{bt} \sqrt{1 + 5 \frac{\sigma_d}{f_{bt}}} = 0.077 \sqrt{1 + 14.28\sigma_d} \quad (\text{E 8.1.10cor})$$

Valorile corectate $V_{Rd,i}$ sunt date în tabelele E 8.1.15a și E 8.1.15b.

Transversal

Tabelul E 8.1.15a

Elem	Număr elem.	l _w	t	b	σ _d	f _{vd,i}	Aria	V _{Rd,i}
		(cm)	(cm)		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(m ²)	tone
T1	2	5.850	0.375	1.43	0.265	0.0886	2.194	13.6
T2	2	3.850	0.375	1.50	0.252	0.0869	1.444	8.4
T3	4	3.725	0.250	1.50	0.329	0.0967	0.745	4.8
T4	1	10.700	0.250	1.00	0.362	0.1007	2.675	26.9

Total 90.1 tone

Longitudinal

Tabelul E 8.1.15b

Elem	Număr elem.	l _w	t	b	σ _d	f _{vd,i}	Aria	V _{Rd,i}
		(cm)	(cm)		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(m ²)	tone
L1	4	1.450	0.375	1.5	0.265	0.0886	0.544	3.2
L2	6	2.400	0.375	1.5	0.252	0.0869	0.900	5.2
L3	2	2.525	0.250	1.5	0.329	0.0967	0.631	4.1
L4	1	9.650	0.250	1.0	0.362	0.1007	2.412	22.3

Total 74.5 tone

E 8.1.11. Verificarea siguranței structurii după modificarea rezistenței elementelor

E 8.1.11.1. Siguranța la compresiune + încovoiere

Condiția de siguranță este satisfăcută, pentru toate elementele.

Tabelul E 8.1.16

Elem.	Număr elem.	M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)	Elem.		M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)
T1	2	145.2	14.51	94.8	L1	4	8.9	0.55	3.6
T2	2	60.4	4.88	31.9	L2	6	23.5	2.34	15.3
T3	4	37.4	2.71	17.7	L3	2	21.5	1.78	11.6
T4	1	414.4	30.51	199.2	L4	1	337.1	53.0	346.1
Σ		975.2		523.4			556.7		475.5

Concluzie:

Siguranța este satisfăcută pentru ansamblul clădirii pe ambele direcții: $\Sigma M_{Rd} > \Sigma M_{Eb}$. Pentru peretele L4 $M_{Rd} = 0.971 M_{Eb}$ și poate fi, prin urmare, compensată prin redistribuire.

E 8.1.11.2. Siguranța la forță tăietoare

Condiția de siguranță la forță tăietoare, conform P 100-1 este

$$V_{Rd} \geq 1.25V_{Edu} \quad (8.3 \text{ din P 100-1})$$

unde V_{Edu} se ia din tabelele E 8.1.14a și E 8.1.14b.

Comparația valorilor respective este dată în Tabelul E 8.1.17.

Tabelul E 8.1.17

Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu}	$1.25V_{Edu}$	Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu}	$1.25V_{Edu}$
				(tm)	(tm)					(tm)	(tm)
T1	2	23.2	13.6	22.2	27.8	L1	4	4.4	3.2	1.4	1.8
T2	2	14.6	8.4	9.2	11.5	L2	6	6.9	5.2	3.6	4.5
T3	4	9.8	4.8	5.7	7.1	L3	2	6.3	4.1	3.3	4.1
T4	1	38.7	26.9	63.4	79.3	L4	1	26.4	22.3	51.6	64.5
		153.5	90.1	149.0	186.3			98.0	74.5	85.4	106.8

Concluzie:

1. Sporirea rezistenței la compresiune a elementelor pentru zidărie nu conduce la satisfacerea condiției de siguranță în raport cu forța tăietoare.
2. Pentru clădirea studiată soluția cea mai rațională pentru obținerea siguranței la acțiunea cutremurului este realizarea sistemului structural din **zidărie confinată**.

E 8.2. Clădire tip „vilă” P+2E cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente de BCA

E 8.2.1. Descriere generală

- Înălțime P+2E
- Pereți exteriori $t = 35$ cm (axați 20 cm/exterior și 15 cm/interior)
- Pereți interiori $t = 30$ cm (axați)
- Dimensiunile clădirii în plan 10.40×10.40 m
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 10.40 \times 10.40 = 108.16 \text{ m}^2$
- Sistem structural *celular*
- Înălțimea etajului $h_{et} = 3.00$ m $H_{tot} = 3 \times 3.00 = 9.00$ m
- Amplasament:
 - Zona seismică $a_g = 0.10$ g

Sistem structural **Zidărie nearmată** (ZNA) este acceptat conform tabelului 8.8 din Cod

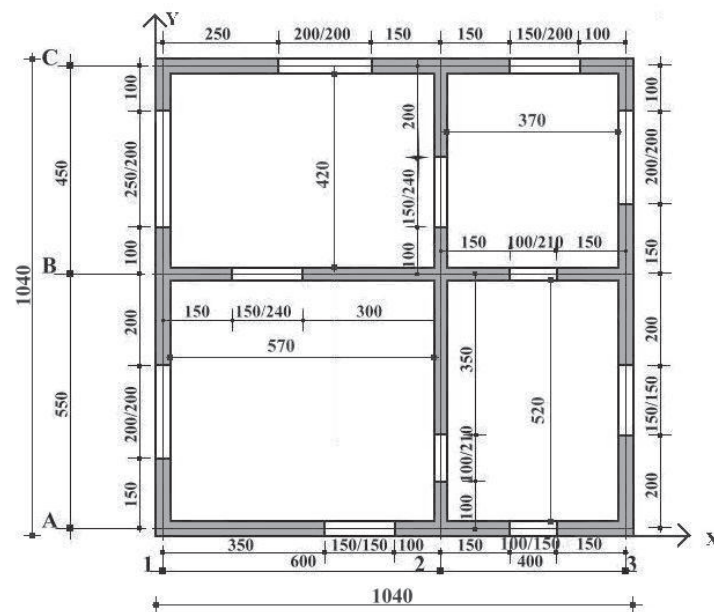


Figura E 8.2.1 Planul nivelului și sistemul de coordonate de referință

E 8.2.2. Calculul greutateii proprii

E 8.2.2.1 Calculul greutateii etajului

- Aria planșeelor $A_{pl} = 88.36 \text{ m}^2$
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 19.8 \text{ m}^2$

E 8.2.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevație (pe înălțimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea $t = 35 \text{ cm}$
 - Ax A $\rightarrow 10.40 \times 3.00 - 1.50 \times 1.50 - 1.00 \times 1.00 = 27.95 \text{ m}^2$
 - Ax C $\rightarrow 10.40 \times 3.00 - 2.00 \times 2.00 - 1.50 \times 2.00 = 24.20 \text{ m}^2$
 - Ax 1 $\rightarrow (10.40 - 0.70) \times 3.00 - 2.00 \times 2.00 - 2.50 \times 2.00 = 20.10 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow (10.40 - 0.70) \times 3.00 - 1.50 \times 1.50 - \underline{2.00 \times 2.00} = 22.85 \text{ m}^2$

Total = 95.10 m^2
- Zidărie cu grosimea $t = 30 \text{ cm}$
 - Ax B $\rightarrow (10.40 - 0.70) \times 3.00 - 1.50 \times 2.40 - 1.00 \times 2.10 = 23.40 \text{ m}^2$
 - Ax 2 $\rightarrow (10.40 - 1.00) \times 3.00 - 1.00 \times 2.10 - \underline{1.50 \times 2.40} = 22.50 \text{ m}^2$

Total = 45.90 m^2

E 8.2.2.3. Calculul greutateii zidăriei pe nivel

- i. Elemente din BCA cu rezistența caracteristică la compresiune $f_b = 5.0 \text{ N/mm}^2$
- ii. Densitatea de proiectare (care ține seama de umiditatea medie în exploatare) cu relația

$$\rho (\text{kg} / \text{m}^3) = 85(f_b + 2) \cong 600 \text{ kg} / \text{m}^3 \quad (\text{rel. 3.2 din CR 6})$$

- iii. Pentru calculul greutateii zidăriei (elemente LD + mortar) se folosește schema din figura Ex.2-2 [a se vedea și Cod CR 6 3.1.2.4.(3)]

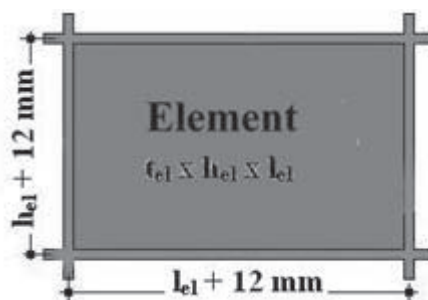


Figura E 8.2.2. Calculul greutateii proprii a zidăriei cu elemente LD

Valorile greutateii zidăriei sunt date în tabelele E 8.2.1a și E 8.2.1b

Tabelul E 8.2.1a

Dimensiuni	UM	350 × 250 × 600	300 × 250 × 600
Volum nominal	cm ³	52500	45000
Volum element	cm ³	48980	41983
Volum mortar	cm ³	3520	3017
Greutate element + mortar	kg/buc	36.4	31.2
Greutate unitară perete netencuit	kg/m ² perete	243.0	208.0
Greutate de proiectare perete tencuit	kg/m ² perete	243 + 80 = 323	208 + 80 = 288
Greutate volumetrică perete tencuit	kg/m ³	323/0.35 = 923	288/0.30 = 960

Tabelul E 8.2.1b

Grosime t = 35 cm			Grosime t = 30 cm			Total greutate	
A _{zid}	g _{zid}	G _{zid}	A _{zid}	g _{zid}	G _{zid}	ΣG _{zid}	ΣG _{zid} /A _{etaj}
m ²	t/m ²	tone	m ²	t/m ²	tone	tone	tone/m ²
95.10	0.323	30.7	45.90	0.288	13.2	43.9	0.406

E 8.2.2.4. Calculul greutății planșeului

- Aria planșeului (între pereți)
 - $\boxed{A-B/1-2} \rightarrow (5.50 - 0.15 - 0.15) \times (6.00 - 0.15 - 0.15) = 29.64 \text{ m}^2$
 - $\boxed{A-B/2-3} \rightarrow (5.50 - 0.15 - 0.15) \times (4.00 - 0.15 - 0.15) = 19.24 \text{ m}^2$
 - $\boxed{B-C/1-2} \rightarrow (4.50 - 0.15 - 0.15) \times (6.00 - 0.15 - 0.15) = 23.94 \text{ m}^2$
 - $\boxed{B-C/2-3} \rightarrow (4.50 - 0.15 - 0.15) \times (4.00 - 0.15 - 0.15) = 15.54 \text{ m}^2$

Total = 88.36 m²
- Greutatea planșeului în gruparea seismică (pe 1.0 m²)
 - placa de beton armat 16 cm grosime 400 daN/m²
 - tencuiala la intrados 40 daN/m²
 - pardoseala (inclusiv șapa) 120 daN/m²
 - pereți despărțitori ușori 120 daN/m²
 - încărcare utilă (locuință) 0.3 x 150 daN/m² 45 daN/m²

725 daN/m²
- Greutatea planșeului
88.36 x 725 = 64100 daN → 64.1 tone

E 8.2.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situația de proiectare seismică este dată în tabelul E 8.2.2

Tabelul E 8.2.2

ΣG _{zid}	G _{pl}	G _{tot,et}	G _{tot,et} /A _{etaj}
tone	tone	tone	tone/m ²
43.9	64.1	108.0	1.000

E 8.2.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acțiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planșeu) este considerată concentrată la nivelul planșeului.

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{tot,et}}{g}$
- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcția proiectată greutatea totală supusă acțiunii seismice are valoarea

$$G_{tot} = 108.0 \times 3 = 324.0 \text{ tone.}$$

E 8.2.3. Calculul forțelor seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracțiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanță $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistență $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$ (pentru lege $\epsilon_u \gg \epsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 1.75 \times 1.10 = 1.925$ (tabelul 8.10)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{1.925} \times 0.10 = 0.097$$

- Forța tăietoare de bază $F_b = c \times G_{tot} = 0.097 \times 324 = 31.4 \text{ tone}$

E 8.2.4. Stabilirea modelelor plane pentru calculul seismic

E 8.2.4.1. Verificarea condițiilor de regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație

Clădirea îndeplinește condițiile de regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație pentru utilizarea calculului cu forțe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 [din tabelul 5.1 din CR 6]

Cele două modele plane sunt arătate în figura E 8.2.3.

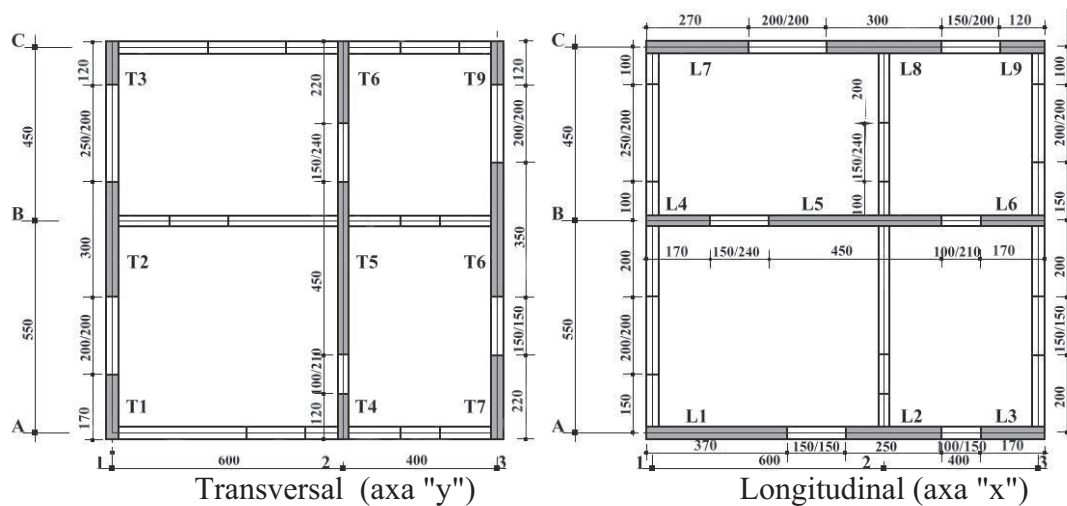


Figura E 8.2.3. Modele plane pentru calculul structurii

E 8.2.4.2. Verificarea densității pereților structurali

Transversal

- Ax 1 $\rightarrow (10.40 - 2.00 - 2.50) \times 0.35 = 2.065 \text{ m}^2$
 - Ax 2 $\rightarrow (10.40 - 1.00 - 1.50) \times 0.30 = 2.370 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow (10.40 - 1.50 - 2.00) \times 0.35 = 2.415 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 6.85 \text{ m}^2 \rightarrow p = 6.33\%$

Longitudinal

- Ax A $\rightarrow (10.40 - 1.50 - 1.00) \times 0.35 = 2.765 \text{ m}^2$
 - Ax B $\rightarrow (10.40 - 1.50 - 1.00) \times 0.30 = 2.370 \text{ m}^2$
 - Ax C $\rightarrow (10.40 - 2.00 - 1.50) \times 0.35 = 2.415 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 7.55 \text{ m}^2 \rightarrow p = 6.98\%$

Condițiile din tabelele 8.8 și 8.9 sunt satisfăcute.

E 8.2.4.3 Verificarea raportului între ariile golurilor și ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor și lungime plinurilor de zidărie (conform P 100-1 tabelul 8.11) - verificarea se face pentru criteriile corespunzătoare amplasamentului cu $a_g = 0.10g$

Transversal

- Ax 1 $l_{\text{gol}} = 4.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 5.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.76 < 1.50$
- Ax 2 $l_{\text{gol}} = 2.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 7.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.32 < 0.55$
- Ax 3 $l_{\text{gol}} = 3.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 6.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.51 < 1.50$

Longitudinal

- Ax A $l_{\text{gol}} = 2.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 7.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.32 < 1.50$
- Ax B $l_{\text{gol}} = 2.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 7.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.32 < 0.55$
- Ax C $l_{\text{gol}} = 3.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 6.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.51 < 1.50$

Condițiile din tabelul 8.11 sunt satisfăcute

E 8.2.5. Distribuția forțelor tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.2.5.1. Metoda consolelor independente

Metoda consolelor independente distribuie forța tăietoare de bază între pereții structurali folosind criteriul egalității deplasărilor laterale totale (din translație și din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereților, la vârful construcției.

Metoda este simplă și poate fi aplicată manual dar rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte.

În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie nearmată aproximațiile sunt mai reduse deoarece, prin convenție, contribuția riglelor de cuplare se neglijează.

E 8.2.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali și factorii de distribuție

Deoarece toți pereții structurali sunt executați din același material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidității geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z și G_z).

În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \quad (\text{E 8.2.1})$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălțimea $H = 9.0$ m.

Factorii de distribuție s-au calculat, pentru ambele direcții, cu relația

$$\rho_{v,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \quad (\text{E 8.2.2})$$

⇒ **Pereți transversali**

Tabelul E 8.2.3a

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m ²)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iT}	$\rho_{v,iT}$
T1	Z1	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.028
T2	Z2	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.152
T3	Z3	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025
T4	Z4	1.20	0.30	0.360	7.50	0.00043	0.021
T5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.400
T6	Z6	2.20	0.30	0.660	4.090	0.00104	0.052
T7	Z7	2.20	0.35	0.770	4.090	0.00122	0.061
T8	Z8	3.50	0.35	1.225	2.571	0.00462	0.236
T9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025

$$R_T = \sum R_{iT} = 0.0198 \text{ m}$$

⇒ Pereți longitudinali

Tabelul E 8.2.3b

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m ²)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iL}	$\rho_{v,iL}$
L1	Z1	3.70	0.35	1.295	2.432	0.00539	0.243
L2	Z4	2.50	0.35	0.875	3.600	0.00177	0.079
L3	Z7	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.025
L4	Z2	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.355
L6	Z8	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L7	Z3	2.70	0.35	0.945	3.333	0.00221	0.100
L8	Z6	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.134
L9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.022

$$R_L = \Sigma R_{iL} = 0.0223 \text{ m}$$

E 8.2.5.1.2. Calculul poziției centrului de rigiditate (x_{CR}, y_{CR})

Poziția centrului de rigiditate s-a calculat cu relațiile

$$x_R = \frac{\sum x_i R_{iT}}{\sum R_{iT}} \quad y_R = \frac{\sum y_i R_{iL}}{\sum R_{iL}} \quad (\text{E } 8.2.3)$$

Calcululele sunt detaliate în tabelul E 8.2.4.

Tabelul E 8.2.4

Elem.	x_i	$R_{iT} \times 10^2$	$x_i R_{iT} \times 10^2$	Elem.	y_i	$R_{iL} \times 10^2$	$y_i R_{iL} \times 10^2$
	(m)	(m)	(m ²)		(m)	(m)	(m ²)
T1	0.20	0.057	0.0114	L1	0.20	0.539	0.1078
T2	0.20	0.299	0.0598	L2	0.20	0.177	0.0354
T3	0.20	0.051	0.0102	L3	0.20	0.057	0.0114
T4	6.20	0.043	0.2666	L4	5.70	0.049	0.2793
T5	6.20	0.789	4.8918	L5	5.70	0.789	4.4973
T6	6.20	0.104	0.6448	L6	5.70	0.049	0.2793
T7	10.20	0.122	1.2444	L7	10.20	0.221	2.2542
T8	10.20	0.462	4.7124	L8	10.20	0.299	3.0498
T9	10.20	0.051	0.5202	L9	10.20	0.051	0.5202
Σ		1.978	12.3616	Σ		2.231	11.0347

Au rezultat valorile

- $x_R = 6.25 \text{ m}$ $y_R = 4.95 \text{ m}$

Pozițiile centrului maselor (**CG**) și centrului de rigiditate (**CR**) sunt arătate în figura E 8.2.4.

E 8.2.5.1.3. Calculul momentului de inerție de torsiune

Momentul de inerție de torsiune s-a calculat cu relația

$$J = \sum [R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \quad (\text{E } 8.2.4)$$

Calculul este dezvoltat în tabelul E 8.2.5

Tabelul E 8.2.5

Elem.	R_{iT}	x_i	$ x_{CR}-x_i $	$R_{iT} \times (x_{CR}-x_i)^2$	Elem.	R_{iL}	y_i	$ y_{CR}-y_i $	$R_{iL} \times (y_{CR}-y_i)^2$
	m	m	m	m ³		m	m	m	m ³
T ₁	0.00057	0.20	6.05	0.0209	L ₁	0.00539	0.20	4.75	0.1216
T ₂	0.00299			0.1094	L ₂	0.00177			0.0399
T ₃	0.00051			0.0187	L ₃	0.00057			0.0129
T ₄	0.00043	6.20	0.05	0.0000	L ₄	0.00049	5.70	0.75	0.0003
T ₅	0.00789			0.0000	L ₅	0.00789			0.0044
T ₆	0.00104			0.0000	L ₆	0.00049			0.0003
T ₇	0.00122	10.20	3.95	0.0190	L ₇	0.00221	10.20	5.25	0.0609
T ₈	0.00462			0.0742	L ₈	0.00299			0.0824
T ₉	0.00051			0.0080	L ₉	0.00051			0.0141
			Σ	0.250m³					0.337 m³

$$KJ_R = 0.248 + 0.337 = 0.585 \text{ m}^3$$

E 8.2.5.1.4. Repartizarea forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.2.5.1.4.1. Calculul excentricității structurale și al excentricității accidentale

Aceste excentricități determină momentul de răsucire de ansamblu al structurii și, în consecință, valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale.

- **Excentricitatea structurală**

- excentricitățile centrului de rigiditate

$$e_{0x} = |x_{CR} - x_{CG}| = |6.25 - 5.20| = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{0y} = |y_{CR} - y_{CG}| = |4.95 - 5.20| = 0.25 \text{ m}$$

- **Excentricitatea accidentală (torsiunea accidentală)**

- s-a calculat cu relația 4.2.din Codul P 100-1.

$$e_{ax} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52 \text{ m}$$

$$e_{ay} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52 \text{ m}$$

- **Excentricități totale**

- $e_{x,max} = e_{0x} + e_{ax} = 1.05 + 0.52 = 1.57 \text{ m}$
- $e_{x,min} = e_{0x} - e_{ax} = 1.05 - 0.52 = 0.53 \text{ m}$
- $e_{y,max} = e_{0y} + e_{ay} = 0.25 + 0.52 = 0.77 \text{ m}$
- $e_{y,min} = e_{0y} - e_{ay} = 0.25 - 0.52 = -0.27 \text{ m}$

- **Momente de torsiune de ansamblu**
 - Pentru forța seismică pe direcția y (pereții *transversali*)
 - * $M_{tx,max} = F_b \times e_{x,max} = 1.57 F_b$
 - * $M_{tx,min} = F_b \times e_{x,min} = 0.53 F_b$
 - Pentru forța seismică pe direcția y (pereții *transversali*)
 - * $M_{ty,max} = F_b \times e_{y,max} = 0.77 F_b$
 - * $M_{ty,min} = - F_b \times e_{y,min} = -0.27 F_b$

Cu valorile forței tăietoare de bază din tabelul E 8.2.4, momentele de torsiune de ansamblu sunt date în tabelul E 8.2.6.

Tabelul E 8.2.6

a_g	Valori M_t (în tm)	
0.10g	$M_{tx,max}$	49.5
	$M_{tx,min}$	16.8
	$M_{ty,max}$	24.3
	$M_{ty,min}$	-8.5

Componentele forței tăietoare date de efectul torsiunii de ansamblu se calculează cu relațiile

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \quad (E 8.2.5a)$$

$$\Delta F_{iL} = (y_{CR} - y_i) \times R_i(L) \times \xi \quad (E 8.2.5b)$$

unde $\xi = \frac{M_t}{KJ_R}$

Valorile forțelor tăietoare aferente pereților structurali transversali (T) și longitudinali (L) sunt date în tabelele E 8.2.7a și E 8.2.7b.

E 8.2.5.1.4.2. Repartizarea forței tăietoare

⇒ **Transversal**

$$\xi_{max} = \frac{M_{tx,max}}{KJ_R} = \frac{49.5}{0.585} = 84.6 t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{tx,min}}{KJ_R} = \frac{16.8}{0.585} = 28.7 t/m^2$$

Tabelul E 8.2.7a

Elem.	R_{iT}	$\rho_{v,iT}$	F_{iT} (tr)	$x_{CR}-x_i$	$(x_{CR}-x_i) \times$	$\Delta F_{iT,max}$	$\Delta F_{iT,min}$	$F_{iT,max}$	$F_{iT,min}$	$M_{E,b}$
	$m \times 10^2$		tone		m	$R_i(T)$	(rot)	(rot)	(tot)	
T₁	0.057	0.028	0.88	6.05	0.345	0.292	0.099	1.172	0.979	8.20
T₂	0.299	0.152	4.77		1.809	1.530	0.519	6.300	5.289	44.10
T₃	0.051	0.025	0.80		0.309	0.261	0.089	1.061	0.889	7.43
T₄	0.043	0.021	0.66	0.05	0.002	0.002	0.001	0.662	0.661	4.63
T₅	0.789	0.400	12.56		0.039	0.033	0.011	12.593	12.571	88.15
T₆	0.104	0.052	1.63		0.005	0.004	0.001	1.634	1.631	11.44
T₇	0.122	0.061	1.92	-3.95	-0.482	-0.408	-0.138	1.512	1.782	12.47
T₈	0.462	0.236	7.41		-1.825	-1.544	-0.524	5.866	6.886	48.20
T₉	0.051	0.025	0.80		-0.201	-0.170	-0.058	0.630	0.742	5.19

În casele poșate sunt date valorile de proiectare (valorile totale $F_{i,max}$ și $F_{i,min}$).

⇒ **Longitudinal**

$$\xi_{max} = \frac{M_{ty,max}}{KJ_R} = \frac{24.3}{0.585} = 41.5 t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{ty,min}}{KJ_R} = -\frac{8.5}{0.585} = -14.5 t/m^2$$

Tabelul E 8.2.7b

Elem.	R _{iL}	ρ _{Vi,L}	F _{iL} (tr)	y _{CR-y_i}	(x _{CR-x_i}) × R _{iL}	ΔF _{iL,max} (rot)	ΔF _{iL,min} (rot)	F _{iL,max} (tot)	F _{iL,min} (tot)	M _{E,b}
	m×10 ²	---	tone	m	m ² ×10 ²	tone	tone	tone	tone	tm
L1	0.539	0.243	7.63	4.75	2.560	1.062	-0.371	8.692	7.259	60.84
L2	0.177	0.079	2.48		0.841	0.349	-0.122	2.829	2.358	19.80
L3	0.057	0.025	0.79		0.271	0.112	-0.016	0.902	0.774	6.31
L4	0.049	0.021	0.66	-0.75	-0.037	-0.015	0.005	0.645	0.665	4.66
L5	0.789	0.355	11.15		-0.592	-0.246	0.086	10.904	11.236	78.65
L6	0.049	0.021	0.66		-0.037	-0.015	0.005	0.645	0.665	4.66
L7	0.221	0.100	3.14	-5.25	-1.160	-0.481	0.168	2.659	3.308	23.16
L8	0.299	0.134	4.21		-1.570	-0.652	0.095	3.558	4.305	30.14
L9	0.051	0.022	0.69		-0.268	-0.111	0.016	0.579	0.706	4.94

Momentul de răsturnare la bază (M_{E,b}) s-a calculat cu relația

$$M_{E,b} = \sum_1^3 F_i z_i \quad (E 8.2.6)$$

unde forțele seismice de nivel F_i care acționează la planșeul de la cota z_i se calculează cu relația (4.5) din Cod.

Înlocuind valorile F_i în funcție de F_b și z_i în funcție de H_{tot} rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{7}{9} F_b \times H_{tot} = 7.0 \times F_b$$

în care înălțimea totală a clădirii este H_{tot} = 3 × 3.0 = 9.0 m

A rezultat valoarea M_b = 7.0 × 31.4 = 219.8 tm

E 8.2.5.2. Metoda consolelor legate la toate nivelurile prin planșeu (legături articulate)

Modelul de calcul ține seama de legăturile între console care sunt realizate la fiecare nivel, prin planșeele rigide în planul lor. În acest caz distribuția forței tăietoare între pereții structurali rezultă din condiția de compatibilitate a deplasărilor laterale ale pereților la nivelul fiecărui planșeu

Pereții au fost modelați ca bare elastice cu secțiune dreptunghiulară (cu valorile respective ale ariei, ale ariei de forfecare și ale momentului de inerție) încastrate în secțiunea de la cota ±0.00 m.

Legăturile între pereți au fost modelate ca bieile comprimate, articulate la ambele extremități.

Cu acest model (figura E 8.2.4), din condiția de egalitate a deplasărilor de translație, s-au calculat eforturile secționale (forță tăietoare și moment încovoietor) în fiecare perete folosind un program de calcul pentru cadre plane.

Deoarece componentele deplasărilor totale care provin din răsucirea de ansamblu depind numai de geometria structurii și de proprietățile geometrice ale pereților, valorile acestora au fost considerate proporționale cu cele obținute prin metoda consolelor independente.

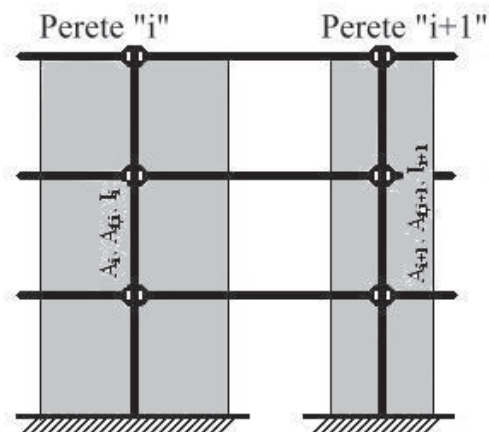


Figura E 8.2.4. Schema de calcul pentru metoda consolelor legate cu biele articulate

Au rezultat valorile următoare:

Tabelul E 8.2.8

Elem.	F_{iT} (tr)	$F_{iT,max}$ (tot)	$F_{iT,min}$ (tot)	$M_{E,b}$	F_{iT}/M_E	Elem.	F_{iL} (long)	$F_{iL,max}$ (tot)	$F_{iL,min}$ (tot)	$M_{E,b}$	F_{iL}/M_E
	tone	tone	tone	tm	m^{-1}		tone	tone	tone	tm	m^{-1}
T₁	1.50	1.78	1.59	9.4	0.189	L₁	7.10	8.09	6.70	59.9	0.135
T₂	5.39	6.90	5.89	45.7	0.151	L₂	3.13	3.56	2.97	21.7	0.164
T₃	0.61	0.87	0.70	4.2	0.207	L₃	1.28	1.47	1.22	5.9	0.249
T₄	0.52	0.52	0.52	2.5	0.208	L₄	1.10	1.07	1.10	5.7	0.193
T₅	10.35	10.33	10.33	85.9	0.120	L₅	8.87	8.67	8.98	74.6	0.120
T₆	2.34	2.34	2.34	13.3	0.173	L₆	1.10	1.07	1.10	5.7	0.193
T₇	2.73	2.32	2.59	14.8	0.175	L₇	3.69	3.12	3.76	23.7	0.159
T₈	7.38	5.82	6.84	49.2	0.139	L₈	4.61	3.90	4.86	32.3	0.150
T₉	0.61	0.44	0.55	2.6	0.212	L₉	0.52	0.44	0.55	2.6	0.212

Valorile din tabellele E 8.2.11a și E 8.2.11b vor fi folosite în continuare pentru verificarea siguranței.

E 8.2.6. Încărcări verticale pe pereții structurali

E 8.2.6.1. Încărcări din planșeu) greutatea proprie și încărcarea de exploatare

Sucesiunea operațiilor este următoarea:

- I. Se determină reacțiunile planșeelor pe fiecare linie de pereți conform [CR 6, art.6.6.2.1]. Pentru fiecare zonă de pereți (Z1÷Z9 din figura E 8.2.4) se calculează forța axială dată de planșeu prin înmulțirea reacțiunii pe unitatea de lungime (p) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lățimea fiecărui gol adiacent plinului de zidărie).

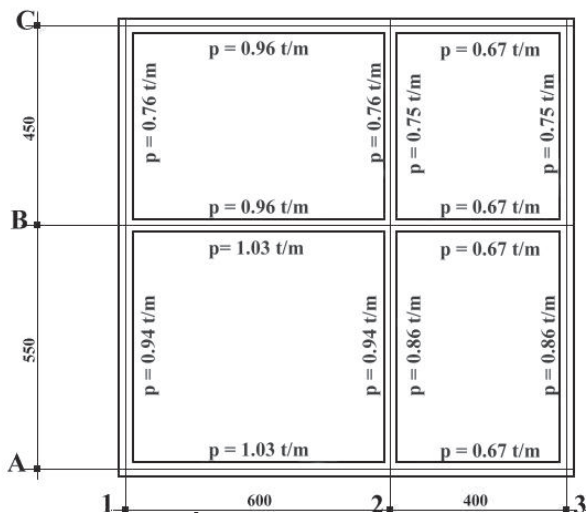
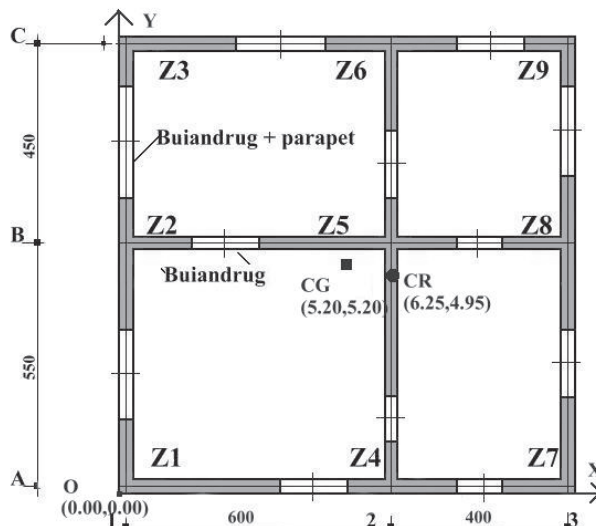


Figura E 8.2.5 Încărcări pe pereți date de planșee

- II. Se determină ariile verticale de zidărie (pe înălțimea etajului) aferente fiecărei zone (Z1 ÷ Z9). Ariile respective includ plinul de zidărie (care este continuu pe toată înălțimea etajului), zidăria parapetului și buiandrugului (pentru golurile de la fațade) și zidăria buiandrugului (pentru golurile interioare). Pentru fiecare grosime de perete aria verticală de zidărie astfel determinată se înmulțește cu greutatea peretelui tencuit stabilită în funcție de categoria elementelor pentru zidărie. Folosind greutatea zidăriei pe unitatea de suprafață de perete se obține o evaluare mai exactă a influenței greutateii tencuiei (ca factor constant) asupra greutății totale a peretelui.



CG- centrul de greutate al etajului (planșeului) CR - centrul de rigiditate al structurii

Figura E 8.2.6 Caracteristicile geometrice ale structurii

Rezultatele finale sunt prezentate sintetic în tabelul E 8.2.9.

Tabelul E 8.2.9

Zona	Aria Z	$G_{\text{planșeu}}$	$G_{\text{zidărie}}$	Forța axială	Efort unitar
	(m^2)	(tone)	(tone)	(tone)	(daN/cm^2)
Z1	1.768	6.50	5.60	12.10	0.68
Z2	1.455	8.40	4.90	13.30	0.91
Z3	1.2425	4.90	4.15	9.05	0.73
Z4	1.130	5.30	3.95	9.25	0.82
Z5	2.610	19.0	8.00	27.00	1.03
Z6	1.605	7.50	5.20	12.70	0.79
Z7	1.2425	3.50	4.15	7.65	0.62
Z8	1.630	6.50	5.35	11.85	0.73
Z9	0.717	2.50	2.60	5.10	0.71

E 8.2.6.2 Încărcări totale și eforturi unitare de compresiune

Cu valorile forței axiale se calculează efortul unitar de compresiune în zidărie pe un nivel al clădirii pentru aria secțiunii orizontale a plinului de zidărie cu continuitate pe verticală (aria zonei Z) . Valorile forței axiale de compresiune și ale efortului unitar corespunzător pentru nivelul curent și la baza clădirii (la parter) se calculează, pentru fiecare element, cu aria secțiunii transversale ($l_w \times t$) și efortul σ_0 al zonei în care se află elementul. Valorile obținute sunt date în tabelele E 8.2.10a și E 8.2.10b.

⇒ **Pereți transversali**

Tabelul E 8.2.10a

Elem.	Zona	Etaj curent					Parter	
		l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm^2)	Aria (m^2)	Forța axială (tone)	σ_0 (daN/cm^2)	Forța axială (tone)
T1	Z1	170	35	0.68	0.595	4.1	2.04	12.3
T2	Z2	300	35	0.91	1.050	9.6	2.73	28.8
T3	Z3	120	35	0.73	0.420	3.1	2.19	9.3
T4	Z4	120	30	0.82	0.360	3.0	2.46	9.0
T5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
T6	Z6	220	30	0.79	0.660	5.2	2.37	15.6
T7	Z7	220	35	0.62	0.770	4.8	1.68	14.4
T8	Z8	350	35	0.73	1.225	8.9	2.19	26.7
T9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$$\Sigma A_T = 6.850 \text{ m}^2$$

⇒ **Pereți longitudinali**

Tabelul E 8.2.10b

Etaj curent							Parter	
Elem.	Zona	l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm ²)	Aria (m ²)	Forța axială (tone)	σ_0 (daN/cm ²)	Forța axială (tone)
L1	Z1	370	35	0.68	1.295	8.8	2.04	26.4
L2	Z4	250	35	0.82	0.875	7.2	2.46	21.6
L3	Z7	170	35	0.62	0.595	3.7	1.86	11.1
L4	Z2	170	30	0.91	0.510	4.6	2.73	13.8
L5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
L6	Z8	170	30	0.73	0.510	3.7	2.19	11.1
L7	Z3	270	35	0.73	0.945	6.6	2.19	19.8
L8	Z6	300	35	0.79	1.050	8.3	2.37	24.9
L9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$$\Sigma A_L = 7.550 \text{ m}^2$$

E 8.2.7 Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților

E 8.2.7.1. Momente capabile pentru pereți din zidărie nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereților structurali din zidărie nearmată (ZNA) s-au calculat cu relațiile:

$$\bullet \quad x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w \quad (6.19a) \text{ din CR 6}$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2} (l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2} (1.0 - 1.175 s_d) \quad (6.20a) \text{ din CR 6}$$

Materialele au fost alese pentru a satisface cerințele minime din tabelul 8.2 din Cod

- rezistența la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puțin $f_k = 2.5 \text{ N/mm}^2$ (tabelul 8.2);
- s-a considerat zidărie cu elemente **BCA** cu $f_b = 5.0 \text{ N/mm}^2$ și mortar de utilizare generală (**G**) cu rezistența **M5**; zidăria nu are rost longitudinal [figura 4.1a din Codul CR 6]; pentru zidărie cu elemente **BCA** cu mortar **M5** avem, conform CR 6 tabelul 4.5, rezistența unitară la lunecare în rost orizontal $f_{vk0} = 0.150 \text{ N/mm}^2$ valoare care satisface cerința din tabelul 8.4 din P 100-1
- din Codul CR 6, tabelul 4.2c rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei este $f_k = 2.75 \text{ N/mm}^2$ iar rezistența de proiectare, pentru coeficientul de siguranță $\gamma_M = 1.90$, este $f_d = 1.45 \text{ N/mm}^2$.

Calculul forței axiale (N_{Ed}) pe secțiunea activă a peretelui:

$$\bullet \quad N_{Ed} = \sigma_0 E A \quad (E 8.2.7)$$

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul Ex.1-8 pentru grupul de pereți cărui îi aparține fiecare perete T sau L.

În tabelele Ex.1-11a și Ex.1-11b s-au calculat și valorile forței tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică (V_{Edu}) folosind relația

$$V_{Edu} = \frac{M_{Rd}}{M_E} V_E \quad (\text{E 8.2.8})$$

unde rapoartele $V_E/M_E \equiv F_{iT(iL)}/M_{cb}$ sunt luate din tabelul E 8.2.8.

Transversal

Tabelul E 8.2.11a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	S_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
T1	0.35	1.70	0.595	0.204	0.141	12.3	0.282	0.189	8.72	1.65
T2	0.35	3.00	1.050	0.273	0.188	28.8	0.663	0.151	33.67	5.08
T3	0.35	1.20	0.420	0.219	0.151	9.3	0.213	0.207	4.59	0.95
T4	0.30	1.20	0.360	0.246	0.170	9.0	0.240	0.208	4.32	0.90
T5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	0.120	70.35	8.44
T6	0.30	2.20	0.660	0.237	0.164	15.6	0.424	0.173	13.85	2.40
T7	0.35	2.20	0.770	0.168	0.116	14.4	0.300	0.175	13.68	2.39
T8	0.35	3.50	1.225	0.219	0.151	26.7	0.621	0.139	38.45	5.34
T9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	0.212	4.47	0.95

Longitudinal

Tabelul E 8.2.11b

Perete	t	l_w	A	σ_0	S_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
L1	0.35	3.70	1.295	0.204	0.141	26.4	0.613	0.135	40.74	5.50
L2	0.35	2.50	0.875	0.246	0.170	21.6	0.499	0.164	21.61	3.54
L3	0.35	1.70	0.595	0.186	0.128	11.1	0.256	0.249	8.01	1.99
L4	0.30	1.70	0.510	0.273	0.188	13.8	0.376	0.193	9.13	1.76
L5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	0.120	70.35	8.44
L6	0.30	1.70	0.510	0.219	0.151	11.1	0.302	0.193	7.76	1.50
L7	0.35	2.70	0.945	0.219	0.151	19.8	0.479	0.159	22.00	3.50
L8	0.35	3.00	1.050	0.237	0.164	24.9	0.578	0.150	30.15	4.52
L9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	0.212	4.47	0.95

E 8.2.8. Verificarea siguranței structurii la compresiune+încovoiere

Condiția de siguranță la compresiune + încovoiere, pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \quad (\text{E 8.2.9})$$

Comparația valorilor respective este dată în tabelul E 8.2.12.

Tabelul.E 8.2.12

Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)	Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)
T1	8.72	9.4	L1	40.74	59.9
T2	33.67	45.7	L2	21.61	21.7
T3	4.59	4.2	L3	8.01	5.9
T4	4.32	2.5	L4	9.13	5.7
T5	70.35	85.9	L5	70.35	74.6
T6	13.85	13.3	L6	7.76	5.7
T7	13.68	14.8	L7	22.00	23.7
T8	38.45	49.2	L8	30.15	32.3
T9	4.47	2.6	L9	4.47	2.6
Σ	192.1	227.6		214.2	232.1

Concluzie:

Siguranța la compresiune + încovoiere **nu este satisfăcută**, pe ambele direcții principale, pentru ansamblul clădirii.

Se va relua calculul modificând rezistența la compresiune a zidăriei.

E 8.2.10. Posibilitatea de corectare

Pentru sporirea rezistenței la compresiune a zidăriei se va modifica rezistența mortarului de la M5 la M10 (mortar de utilizare generală G).

Pentru mortarul M10 (G) rezistența unitară caracteristică a zidăriei conform tabelului 4.2c din CR 6 devine $f_k = 3.38 \text{ N/mm}^2$ și rezistența unitară de proiectare este $f_d = 3.38/1.9 = 1.78 \text{ N/mm}^2$

Notă. Folosirea mortarului pentru rosturi subțiri -T- conduce la un spor mai mic al rezistenței unitare caracteristice la compresiune a zidăriei (a se vedea CR 6 tabelul 4.3b).

În aceste condiții tabelele E 8.2.11a și E 8.2.11b se modifică după cum urmează

Transversal**Tabelul E 8.2.13a**

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
T1	0.35	1.70	0.595	0.204	0.115	12.3	0.220	0.189	9.10	1.72
T2	0.35	3.00	1.050	0.273	0.153	28.8	0.539	0.151	35.4	5.35
T3	0.35	1.20	0.420	0.219	0.123	9.3	0.173	0.207	4.78	0.99
T4	0.30	1.20	0.360	0.246	0.138	9.0	0.195	0.208	4.52	0.94
T5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.174	41.7	0.920	0.120	74.64	8.96
T6	0.30	2.20	0.660	0.237	0.133	15.6	0.344	0.173	14.47	2.51
T7	0.35	2.20	0.770	0.168	0.094	14.4	0.243	0.175	14.09	2.47
T8	0.35	3.50	1.225	0.219	0.123	26.7	0.506	0.139	39.97	5.56
T9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.120	9.0	0.169	0.212	4.64	0.98

Longitudinal**Tabelul E 8.2.13b**

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	m ⁻¹	tm	tone
L1	0.35	3.70	1.295	0.204	0.115	26.4	0.500	0.135	42.24	5.70
L2	0.35	2.50	0.875	0.246	0.138	21.6	0.405	0.164	22.64	3.71
L3	0.35	1.70	0.595	0.186	0.105	11.1	0.210	0.249	8.27	2.06
L4	0.30	1.70	0.510	0.273	0.153	13.8	0.306	0.193	9.62	1.86
L5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.174	41.7	0.920	0.120	74.64	8.96
L6	0.30	1.70	0.510	0.219	0.123	11.1	0.246	0.193	8.07	1.56
L7	0.35	2.70	0.945	0.219	0.123	19.8	0.390	0.159	22.87	3.64
L8	0.35	3.00	1.050	0.237	0.133	24.9	0.469	0.150	31.52	4.73
L9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.120	9.0	0.169	0.212	4.64	0.99

Comparația celor două valori este dată în tabelul E 8.2.14.

Tabelul E 8.2.14

Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)	Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)
T1	9.10	9.4	L1	42.24	59.9
T2	35.4	45.7	L2	22.64	21.7
T3	4.78	4.2	L3	8.27	5.9
T4	4.52	2.5	L4	9.62	5.7
T5	74.64	85.9	L5	74.64	74.6
T6	14.47	13.3	L6	8.07	5.7
T7	14.09	14.8	L7	22.87	23.7
T8	39.97	49.2	L8	31.52	32.3
T9	4.64	2.6	L9	4.64	2.6
Σ	201.6	227.6		224.2	232.1

Concluzie finală

Deoarece în producția internă nu există elemente pentru zidărie din BCA cu rezistența standardizată la compresiune mai mare decât $f_b=5 \text{ N/mm}^2$ astfel încât să poată fi sporită și mai mult rezistența caracteristică f_k , clădirea respectivă trebuie proiectată cu sistem structural din *zidărie confinată*.

Calculul este detaliat în exemplul 8.3 considerând clădirea amplasată în zona seismică $a_g = 0.20g$.

E 8.3. Clădire de locuințe P+3E cu pereți structurali de zidărie cu elemente ceramice

E 8.3.1. Descriere generală

- Înălțime P+3E
- Pereți exteriori $t = 37.5$ cm (axați 25 cm/exterior și 12.5 cm/interior)
- Pereți interiori $t = 25$ cm (axați)
- Dimensiunile clădirii în plan 16.70×10.70 M
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 16.70 \times 10.70 = 178.7$ m²
- Sistem structural *fagure*
- Înălțimea etajului $h_{et} = 2.80$ m $H_{tot} = 4 \times 2.80 = 11.20$ m
- Amplasament:
 - Zona seismică $a_g = 0.20$ g → Sistem structural **Zidărie confinată și armată în rosturi (ZC+AR)** - conform cerinței din Cod P 100-1 tabel 8.9.

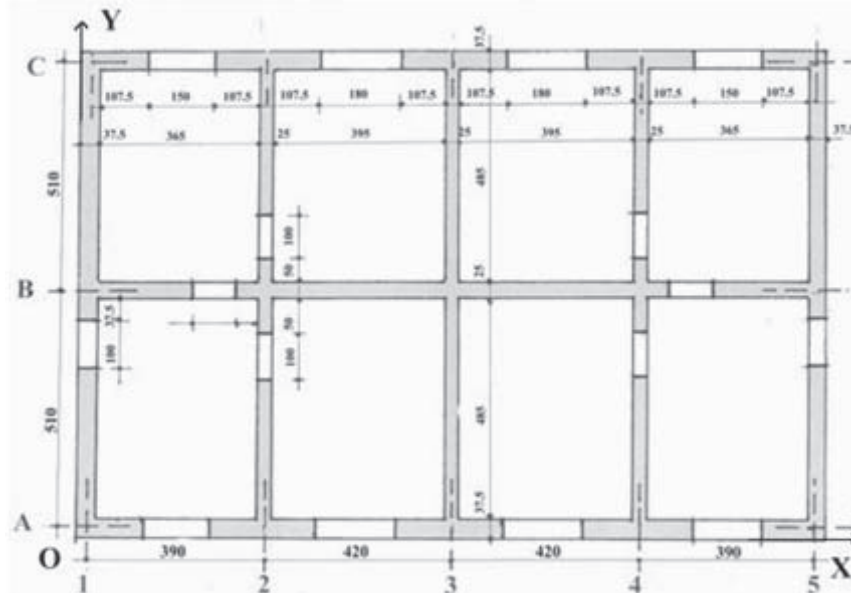


Figura E 8.3.1 Planul nivelului curent

E 8.3.2. Calculul greutății proprii

E 8.3.2.1 Calculul greutății etajului

- Aria planșeelor $A_{pl} = 4 \times 4.85 \times (3.65 + 3.95) = 147.44$ m²
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 178.7 - 147.44 = 31.26$ m²

E 8.3.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevație (pe înălțimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea $t = 37.5$ cm
 - Ax A și ax C → $2 \times (16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.50 \times 1.50 - 2 \times 1.50 \times 1.80) = 73.72$ m²

- Ax 1 și ax 5 $\rightarrow 2 \times [(10.70 - 1.00) \times 2.80 - 1.0 \times 2.10] = 50.12 \text{ m}^2$
Total = 123.84 m²
- Zidărie cu grosimea t = 25 cm
 - Ax B $\rightarrow (16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.00 \times 2.10) = 42.56 \text{ m}^2$
 - Ax 2 și ax 4 $\rightarrow 2 \times [(10.7 - 1.00) \times 2.80 - 2 \times 1.00 \times 2.10] = 45.92 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow (10.70 - 1.00) \times 2.80 = 27.16 \text{ m}^2$
 - Total = 115.64 m²

E 8.3.2.3. Calculul greutății zidăriei pe nivel

- Elemente pline din argilă arsă
- Greutatea pe 1 m² perete tencuit
 - Perete t = 37.5 cm $\rightarrow g_{\text{zid}} = 0.375 \times 1800 + 80.0 = 755 \text{ kg/m}^2$
 - Perete t = 25.0 cm $\rightarrow g_{\text{zid}} = 0.25 \times 1800 + 80.0 = 530 \text{ kg/m}^2$

Tabelul E 8.3.1

Grosime t = 37.5 cm			Grosime t = 25 cm			Total greutate	
A _{zid}	g _{zid}	G _{zid}	A _{zid}	g _{zid}	G _{zid}	ΣG _{zid}	ΣG _{zid} /A _{etaj}
m ²	t/m ²	tone	m ²	t/m ²	tone	tone	tone/m ²
123.84	0.755	93.5	115.64	0.530	61.3	154.8	0.866

E 8.3.2.4. Calculul greutății planșeului

- Greutatea planșeului în gruparea seismică (pe 1.0 m²)
 - placa de beton armat 13 cm grosime 325 daN/m²
 - tencuiala la intrados 40 daN/m²
 - pardoseala (inclusiv șapa) 120 daN/m²
 - pereți despărțitori ușori 120 daN/m²
 - încărcare utilă (locuință) 0.3 x 150 daN/m² 45 daN/m²
 - 650 daN/m²
- Greutatea planșeului
147.44 x 650 = 95300 daN \rightarrow 95.3 tone

E 8.3.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situația de proiectare seismică este dată în tabelul E 8.3.2 (valori rotunjite).

Tabelul E 8.3.2

ΣG _{zid}	G _{pl}	G _{tot,et}	G _{tot,et} /A _{etaj}
tone	tone	tone	tone/m ²
154.8	95.3	250.0	1.400

E 8.3.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acțiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planșeu) este considerată concentrată la nivelul planșeului.

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{tot,et}}{g}$
- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcția proiectată cu $n_{niv} = 4$, greutatea totală supusă acțiunii seismice are valoarea

$$G_{tot} = 250.0 \times 4 = 1000.0 \text{ tone.}$$

E 8.3.3. Calculul forțelor seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracțiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanță $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistență $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ (pentru lege $\varepsilon_u \gg \varepsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 2.50 \times 1.25 = 3.125$ (tabelul 8.10 din Cod)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{3.125} \times 0.20 = 0.120$$

- Forța tăietoare de bază

$$F_b = c \times G_{tot} = 0.120 \times 1000 = 120.0 \text{ tone}$$

E 8.3.4. Stabilirea modelelor plane pentru calculul seismic

E 8.3.4.1. Verificarea condițiilor de regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație

Clădirea are simetrie geometrică și structurală în plan în raport cu ambele axe principale și îndeplinește condițiile de regularitate și în elevație. Poate fi utilizat calculul cu forțe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 (din tabelul 5.1 din Codul CR 6).

Cele două modele plane sunt arătate în figura E 8.3.2.

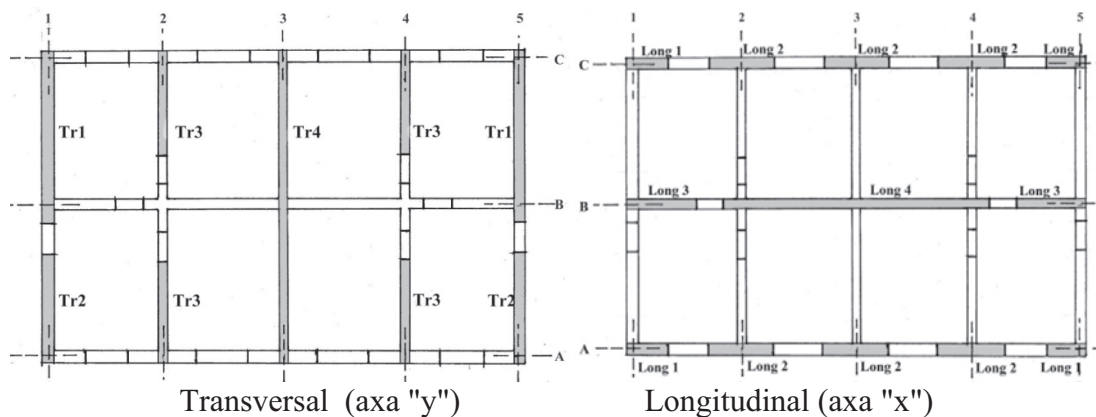


Figura E 8.3.2. Modele plane pentru calculul structurii

E 8.3.4.2. Verificarea densității pereților structurali

Transversal

- Ax 1 și ax 5 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 1.00) \times 0.375 = 7.275 \text{ m}^2$
- Ax 2 și ax 4 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 4.350 \text{ m}^2$
- Ax 3 $\rightarrow 10.70 \times 0.25 = 2.675 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 14.30 \text{ m}^2 \rightarrow p = 8.00\%$

Longitudinal

- Ax A și ax C $\rightarrow 2 \times (16.70 - 2 \times 1.50 - 2 \times 1.80) \times 0.375 = 7.575 \text{ m}^2$
- Ax B $\rightarrow (16.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 3.675 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 11.25 \text{ m}^2 \rightarrow p = 6.30 \%$

Condițiile din tabelul 8.9 sunt satisfăcute.

E 8.3.4.3. Verificarea raportului între ariile golurilor și ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor și lungime plinurilor de zidărie conform tabelului 8.11 - verificarea se face pentru criteriile corespunzătoare amplasamentului cu $a_g = 0.20g$.

Transversal

- Ax 1 și ax 5 $l_{\text{gol}} = 1.00 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 9.70 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.10 < 1.00$
- Ax 2 și ax 4 $l_{\text{gol}} = 2.00 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 8.70 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.23 < 0.35$

Longitudinal

- Ax A și ax C $l_{\text{gol}} = 6.60 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 10.1 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.65 < 1.00$
- Ax B $l_{\text{gol}} = 2.00 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 14.7 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.14 < 0.35$

Condițiile din Codul P 100-1, tab. 8.11 sunt satisfăcute.

E 8.3.5. Distribuția forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.3.5.1. Metoda consolelor legate la ultimul nivel

Metoda consolelor legate la ultimul nivel distribuie forța tăietoare de bază între pereții structurali folosind criteriul egalității deplasărilor laterale totale (din translație și din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereților, la vârful construcției.

Metoda este simplă și poate fi aplicată manual dar, în anumite configurații structurale, rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte (așa cum rezultă și din acest exemplu pentru peretele T4).

E 8.3.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali și factorii de distribuție

Deoarece toți pereții structurali sunt executați din același material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidității geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z și G_z).

În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \quad (\text{E 8.3.1})$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălțimea $H_{\text{tot}} = 4 \times 2.80 = 11.20$ m.

Factorii de distribuție s-au calculat, pentru ambele direcții, cu relația

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \quad (\text{E 8.3.2})$$

Pereți transversali

Tabelul E 8.3.3a

Elem	l_w (m)	t (m)	λ $= \frac{H}{l_w}$	Aria (m ²)	R_{iT} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iT}$ (m)	$\rho_{V,i}$
T1	5.850	0.375	1.914	2.194	0.0111	2	0.0222	0.1588
T2	3.850	0.375	2.909	1.444	0.0035	2	0.0070	0.0501
T3	3.725	0.250	3.007	0.931	0.0021	4	0.0084	0.0300
T4	10.700	0.250	1.047	2.675	0.0323	1	0.0323	0.4621

$$R_T = \sum n_e R_{iT} = 0.0699 \text{ m}$$

Pereți longitudinali

Tabelul E 8.3.3b

Elem	l_w (m)	t (m)	λ $= \frac{H}{l_w}$	Aria (m ²)	R_{iL} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iL}$ (m)	$\rho_{V,i}$
L1	1.450	0.375	7.724	0.544	0.0002	4	0.0008	0.0060
L2	2.400	0.375	4.667	0.900	0.0009	6	0.0054	0.0270
L3	2.525	0.250	4.436	0.631	0.0007	2	0.0014	0.0210
L4	9.650	0.250	1.161	2.413	0.0257	1	0.0257	0.7720

$$R_L = \sum n_e R_{iL} = 0.0333 \text{ m}$$

E 8.3.5.1.2. Calculul poziției centrului de rigiditate

Deoarece structura este simetrică în plan față de ambele axe principale, centrul de greutate se află în centrul geometric al planșeului.

Față de sistemul de axe din figura E 8.3.1. coordonatele centrului de rigiditate sunt:

- $x_R = 8.35 \text{ m}$
- $y_R = 5.35 \text{ m}$

E 8.3.5.1.3. Calculul momentului de inerție de torsiune

Momentul de inerție de torsiune s-a calculat cu relația

$$J = \sum [R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \quad (\text{E } 8.3.3)$$

Calculul este dezvoltat în tabelul E 8.3.4

Tabelul E 8.3.4

	$ x_{CR}-x_i $	$ x_{CR}-x_i ^2$	n_e	R_{iT}	$ x_{CR}-x_i ^2 \times n_e \times R_{iT}$		$ y_{CR}-y_i $	$ y_{CR}-y_i ^2$	n_e	R_{iL}	$ y_{CR}-y_i ^2 \times n_e \times R_{iL}$
T1	8.1625	66.626	2	0.0111	1.4790	L1	5.1625	26.651	4	0.0002	0.0213
T2	8.1625	66.626	2	0.0035	0.4664	L2	5.1625	26.651	6	0.0009	0.1439
T3	4.20	17.640	4	0.0021	0.1482	L3	0.00	0.00	2	0.0007	0.00
T4	0.00	0.00	0.00	0.0323	0.00	L4	0.00	0.00	1	0.0257	0.00
Σ					2.0936	Σ					0.1652

$$J = 2.0936 + 0.1652 = 2.259 \text{ m}^3$$

E 8.3.5.1.4. Repartizarea forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.3.5.1.4.1. Calculul excentricității structurale și al excentricității accidentale

Aceste excentricități determină momentul de răsucire de ansamblu a structurii și în consecință valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale

- **Excentricitatea structurală**
Deoarece centrul de rigiditate coincide cu centrul de greutate al planșeului excentricitatea structurală este nulă pentru ambele direcții
 $e_{0x} = e_{0y} = 0.00 \text{ m}$
- **Excentricitatea accidentală (torsiunea accidentală)**
S-a calculat cu relația (4.1) din Cod
 $e_{0x} = \pm 0.05 \times 16.70 = \pm 0.835 \text{ m}$
 $e_{0y} = \pm 0.05 \times 10.70 = \pm 0.535 \text{ m}$
- **Excentricitatea totală**
Este egală cu excentricitatea accidentală
- **Momentele de torsiune de ansamblu**
Pentru acțiunea seismică paralelă cu axa "y"

$$M_{tx} = \pm 0.835 F_b$$

Pentru acțiunea seismică paralelă cu axa "x"

$$M_{ty} = \pm 0.535 F_b$$

Valorile excentricităților și momentelor de răsucire sunt date în tabelul E 8.3.5

Tabelul E 8.3.5

F_b	e_a	M_t
(tone)	(m)	(tm)
120.0	± 0.835	± 100.2
	± 0.535	± 64.2

E 8.3.5.1.4.2. Repartizarea forței tăietoare

Valorile componentelor din mișcarea de translație (F_{iT}) sunt proporționale cu factorii ρ .

Valorile componentelor din torsiunea de ansamblu se calculează cu relația

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \quad (\text{E 8.3.4a})$$

unde

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} \quad (\text{E 8.3.4b})$$

Transversal

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} = \frac{100.2}{4.8515} = 20.65 \text{ t/m}^2 \quad (\text{valoarea maximă din tabelul E 8.3.5})$$

Transversal

Tabelul E 8.3.6a

Elem	n_e	ρ	F_{iT}	R_{iT}	$ x_{CR} - x_i $	$R_{iT} x_{CR} - x_i $	ΔF_{it}	$F_{iT}(\text{tot})$	Spor torsiune
			tone	m	m	m^2	tone	tone	
T1	2	0.1588	19.06	0.0111	8.1625	0.091	1.88	20.94	+10%
T2	2	0.0501	6.01	0.0035	8.1625	0.029	0.60	6.61	+10%
T3	4	0.0300	3.60	0.0021	4.200	0.009	0.18	3.78	+5%
T4	1	0.4621	55.45	0.0323	0.00	0.00	0.00	55.45	----

Longitudinal

Tabelul E 8.3.6b

Elem	n_e	ρ	F_{iL}
			tone
L1	4	0.0060	0.72
L2	6	0.0270	3.24
L3	2	0.0210	2.52
L4	1	0.7720	92.64

Momentul de răsturnare la bază ($M_{E,b}$) se calculează cu relația

$$M_{E,b} = \sum_1^4 F_i Z_i \quad (\text{E 8.3.5})$$

unde forțele seismice de nivel F_i care acționează la planșeul de la cota z_i se calculează cu relația (4.5) din Cod.

Admițând deformată liniară pe înălțimea clădirii rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{3}{4} F_b \times H_{tot} = 8.4 F_b \quad (\text{E 8.3.5a})$$

în care înălțimea totală a clădirii este $H_{tot} = 4 \times 2.80 = 11.20$ m

A rezultat valoarea

$$M_b = 8.4 \times 120.0 = 1008.0 \text{ tm}$$

E 8.3.5.2. Metoda consolelor legate la toate nivelurile prin planșeu (legături articulate)

Modelul de calcul ține seama de legăturile între pereți (console) care sunt realizate la fiecare nivel prin planșeele rigide în planul lor. În acest caz distribuția forței tăietoare între pereții structurali rezultă din condiția de compatibilitate a deplasărilor laterale ale pereților la nivelul fiecărui planșeu. Este neglijat efectul riglelor de cuplare între montanți și legăturile între pereți au fost modelate ca bieie comprimate, articulate la ambele extremități.

Pereții au fost modelați ca bare elastice cu secțiune dreptunghiulară (cu valorile respective ale ariei, ale ariei de forfecare și ale momentului de inerție) încastrate în secțiunea de la cota ± 0.00 .

Cu acest model (figura E 8.3.3), din condiția de egalitate a deplasărilor de translație, s-au calculat eforturile secționale (forță tăietoare și moment încovoietor) în fiecare perete folosind un program de calcul pentru cadre plane.

Deoarece componentele deplasărilor totale care provin din răsucirea de ansamblu depind numai de geometria structurii și de proprietățile geometrice ale pereților, valorile acestora au fost considerate proporționale cu cele obținute prin metoda consolelor independente.

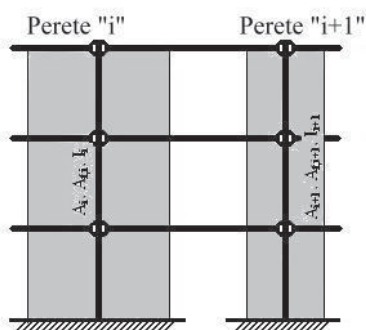


Figura E 8.3.3. Schema de calcul pentru metoda consolelor legate cu bieie articulate

Valorile de proiectare pentru fiecare perete ale forței tăietoare și ale momentului încovoietor, sunt date în tabelele E 8.3.7 (pentru pereții transversali valorile includ sporurile din efectul de torsiune din tabelul E 8.3.6a).

Transversal (inclusiv efectul torsiunii de ansamblu)

Tabelul E 8.3.7a

Perete	n_e	Parter		Et.1	
		V_E	V_E/M_E	V_E	V_E/M_E
T1	2	21.82	0.125	19.64	0.173
T2	2	10.88	0.170	6.96	0.204
T3	4	6.00	0.166	3.84	0.202
T4	1	30.6	0.083	38.19	0.135
Σ		120		106.75	

Longitudinal (efectul torsiunii de ansamblu este neglijabil)

Tabelul E 8.3.7b

Perete	n_e	Parter		Et.1	
		V_E	V_E/M_E	V_E	V_E/M_E
L1	4	2.30	0.242	0.77	0.241
L2	6	7.06	0.196	3.83	0.234
L3	2	6.14	0.207	2.92	0.239
L4	1	56.16	0.081	76.10	0.142
Σ		120		108	

Din comparația rezultatelor obținute cu cele două procedee rezultă următoarele:

- pentru pereții cu lungime comparabilă cu înălțimea etajului - pereții T1, T2, T3 în acest exemplu - valorile sunt aproximativ egale
- pentru pereții cu lungime mare (circa de trei ori înălțimea etajului) - peretele T4, în acest exemplu - procedeul cu console legate la vârf se depărtează mult de rezultatul obținut prin procedeul cu consolele legate la fiecare nivel. Se remarcă faptul că pentru acest model de calcul, peretele "critic" este cel de la etajul 1 unde forța tăietoare are valoarea maximă. Dimensionarea la acest nivel trebuie să țină seama și de reducerea forței axiale.

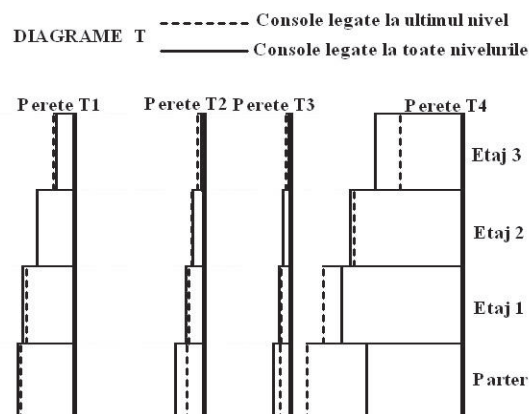


Figura E 8.3.4 Comparația forțelor tăietoare obținute cu cele două modele

Ca atare, pentru verificarea siguranței structurii se vor folosi, în continuare, valorile obținute prin metoda consolelor legate la fiecare nivel.

E 8.3.6. Încărcări verticale pe pereții structurali

E 8.3.6.1. Încărcări din planșeu (greutatea proprie și încărcarea de exploatare)

Se calculează ca forțe uniform distribuite pe perete corespunzătoare ariilor aferente de planșeu.

I. S-au determinat reacțiunile planșeelor pe fiecare linie de pereți (p_1 și p_2) cu relațiile

$$p_1 = \frac{q_{tot} l_1}{4} \quad p_2 = p_1 \left(2 - \frac{l_1}{l_2} \right) \quad (E 8.3.6)$$

unde s-au notat l_1 și l_2 latura scurtă și respectiv latura lungă a plăcii respective.

II. Pentru fiecare zonă de pereți (**E1**÷**E5** din figura E 8.3.5) s-a calculat forța axială dată de planșeu prin înmulțirea reacțiunii pe unitatea de lungime (p_1/p_2) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lățimea fiecărui gol adiacent plinului de zidărie).

Tabelul E 8.3.8

Ax	Perete	q_{pl} (tone/m)	Ax	Perete	q_{pl} (tone)
Ax 1&5	1A-1B	0.74	Ax A	A1-A2 A4-A5	0.59
	1B-1C	0.74		A2-A3 A3-A4	0.64
Ax2&4	2A-2B	1.50	Ax B	B1-B2 B4-B5	1.19
	2B-2C	1.50		B2-B3 B3-B4	1.28
Ax3	3A-3B	1.52	Ax C	Idem ax A	
	3B-3C	1.52			

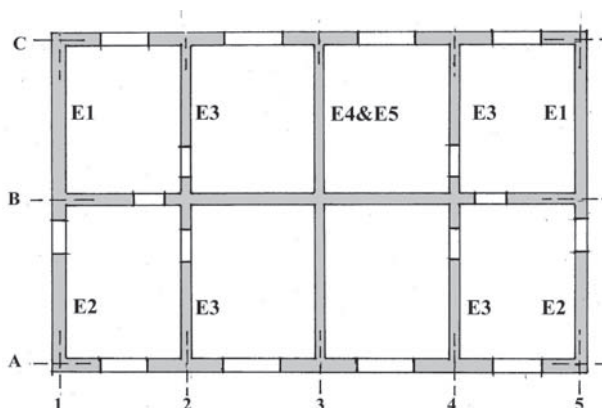


Figura E 8.3.5 Grupuri de pereți care conlucrează

E 8.3.6.2. Încărcări totale și eforturi unitare de compresiune pe grupuri de pereți

Tabelul E 8.3.9

Grup	A _{zid}	G _{zidărie}	G _{planșee}	G _{total}	G _{parter}	σ ₀ Parter	G _{Et.1}	σ ₀ Etaj 1
	m ²	tone	tone	tone	tone	N/mm ²	tone	N/mm ²
E1	3.13	19.01	8.60	27.61	110.4	0.352	82.8	0.265
E2	1.85	11.45	4.10	15.55	62.2	0.336	46.7	0.252
E3	1.74	11.68	7.40	19.08	76.3	0.439	57.6	0.331
E4&E5	7.14	44.56	41.6	86.16	344.6	0.483	258.5	0.362

E 8.3.7. Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților

E 8.3.7.1. Momente capabile pentru pereți din zidărie nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereților structurali din zidărie nearmată (ZNA) s-au calculat cu relațiile .

$$\bullet \quad x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w \quad (6.19a) \text{ din Cod}$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2} (l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2} (1.0 - 1.175 s_d) \quad (6.20a) \text{ din Cod}$$

Materialele au fost alese pentru a satisface cerințele minime din tabelul 8.2 din Cod

- rezistența la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puțin $f_k = 3.0 \text{ N/mm}^2$
- din tabelul 4.2c din Codul CR 6 rezultă că se pot alege elemente cu $f_b = 7.50 \text{ N/mm}^2$ și mortar M7.5 (pentru care $f_k = 3.30 \text{ N/mm}^2$)
- rezistența de proiectare, pentru factorul de material $\gamma_M = 1.90$ este $f_d = 1.74 \text{ N/mm}^2$

Calculul forței axiale (N_{Ed}) pe secțiunea activă a peretelui:

$$\bullet \quad N_{Ed} = \sigma_{0E} A \quad (E 8.3.7)$$

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul Ex1.2 pentru grupul de pereți căruia îi aparține.

În tabelele E 8.3.12 și E 8.3.13 s-au calculat și valorile forței tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică (V_{Edu}) folosind relația

$$V_{Edu} = \frac{M_{Rd}}{M_E} V_E \quad (E 8.3.8)$$

unde valorile V_E și M_E s-a luat din tabelele E 8.3.8a,b și E 8.3.9a,b. Forța tăietoare V_{Edu} s-a calculat pentru secțiunile de la baza pereților și pentru etajul 1, unde forța tăietoare este maximă pentru pereții T1 și L1.

Transversal**Parter****Tabelul E 8.3.10a**

Perete	t	l_w	A	σ_0	S_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m ²	tone/m ²	---	tone	m	tm
T1	0.375	5.850	2.194	0.352	0.202	77.2	1.389	172.1
T2	0.375	3.850	1.444	0.336	0.193	48.5	0.874	72.2
T3	0.250	3.725	0.745	0.439	0.255	32.7	1.116	42.7
T4	0.250	10.700	2.675	0.483	0.278	129.2	3.494	465.5

Etaj 1**Tabelul E 8.3.10b**

Perete	t	l_w	A	σ_0	S_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m ²	tone/m ²	---	tone	m	tm
T1	0.375	5.850	2.194	0.265	0.152	58.1	1.045	139.5
T2	0.375	3.850	1.444	0.252	0.145	36.4	0.656	58.1
T3	0.250	3.725	0.745	0.331	0.190	24.7	0.831	35.7
T4	0.250	10.700	2.675	0.362	0.208	96.8	2.619	391.1

Longitudinal**Parter****Tabelul E 8.3.11a**

Perete	t	l_w	A	σ_0	S_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m ²	tone/m ²	---	tone	m	tm
Long1	0.375	1.450	0.544	0.336	0.193	18.3	0.330	10.2
Long2	0.375	2.400	0.900	0.439	0.252	39.5	0.712	33.4
Long3	0.250	2.525	0.631	0.352	0.202	22.2	0.600	21.4
Long4	0.250	9.650	2.412	0.483	0.278	116.5	3.151	378.6

Etaj 1**Tabelul E 8.3.11b**

Perete	t	l_w	A	σ_0	S_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m ²	tone/m ²	---	tone	m	tm
Long1	0.375	1.450	0.544	0.252	0.145	13.7	0.247	8.2
Long2	0.375	2.400	0.900	0.331	0.190	29.8	0.537	27.8
Long3	0.250	2.525	0.631	0.265	0.152	16.7	0.451	17.3
Long4	0.250	9.650	2.412	0.362	0.208	87.3	2.361	318.2

Momente capabile corespunzătoare armăturii stâlpișorilor

Poziționarea stâlpișorilor este dată în figura E 8.3.6.

Rezistența de proiectare la încovoiere dată de armăturile longitudinale din stâlpișori - $M_{Rd}(A_s)$ se calculează conform CR 6.

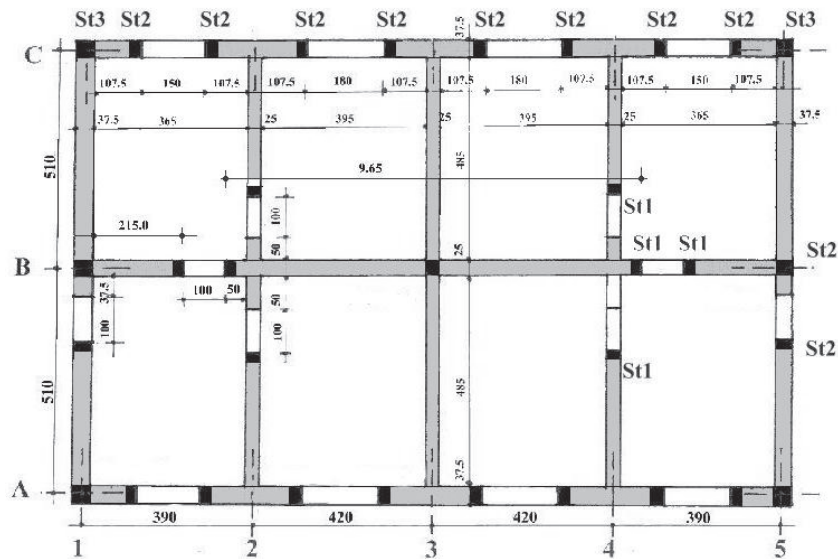


Figura E 8.3.6. Poziționarea stâlpișorilor pentru structura cu zidărie confinată

Armarea stâlpișorilor s-a luat astfel:

- St1 $\rightarrow 4\Phi 16 - f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2$
- St2 $\rightarrow 6\Phi 14 - f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2$
- St3 $\rightarrow 8\Phi 14 - f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A_s = 12.32 \text{ cm}^2$

În modelul de calcul se introduc pereții structurali cu secțiune dreptunghiulară (se neglijează efectul tălpilor). Stâlpișorii St2f nu există în proiect dar au fost introduși în modelul de calcul având în vedere prevederea din Codul P 100-1/ 8.5.4.2.1 referitoare la stâlpișorii de la intersecțiile de pereți. Pentru calculul momentului capabil armarea lor se va considera egală cu:

- armătura stâlpișorului de la extremitatea opusă a peretelui (St1) pentru axele 2 și 4.
- 50% din suma armăturilor St2 din peretele L2 $\rightarrow 14.8 \text{ cm}^2$ pentru axul 3

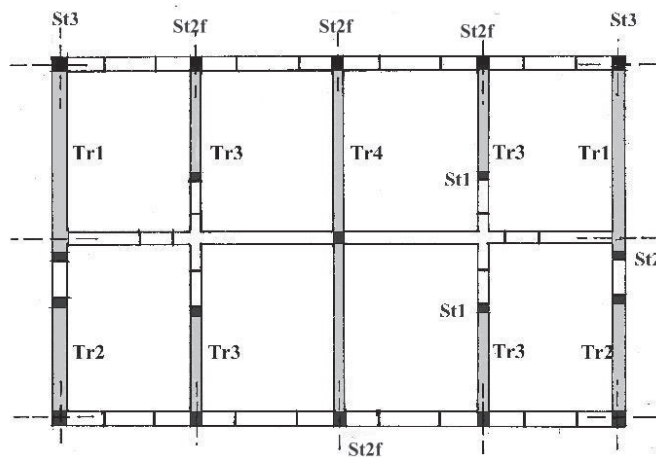


Figura E 8.3.7a

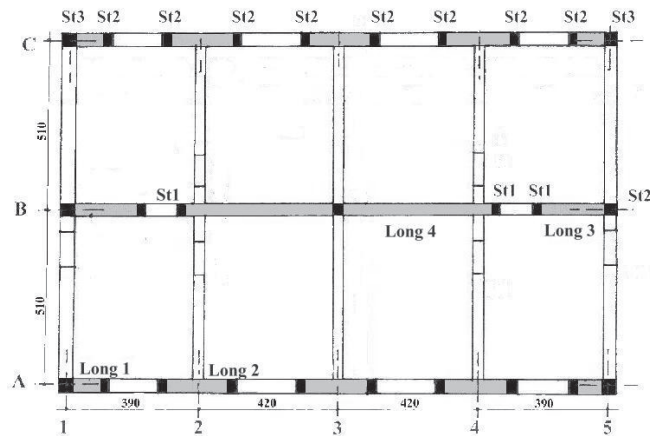


Figura E 8.3.7b

Transversal

Parter

Tabelul E 8.3.12a

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm ²	m	tm	tm	tm	m ⁻¹	tone
T1	9.24	5.538	153.5	172.1	325.6	0.125	40.7
T2	9.24	3.538	98.1	72.2	170.3	0.170	29.0
T3	8.04	3.413	82.3	42.7	125.0	0.166	20.8
T4	9.24	10.325	286.2	465.5	751.7	0.083	62.4

Etaj 1

Tabelul E 8.3.12b

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm ²	m	tm	tm	tm	m ⁻¹	tone
T1	9.24	5.538	153.5	139.5	293.0	0.173	50.7
T2	9.24	3.538	98.1	58.1	156.2	0.204	31.9
T3	8.04	3.413	82.3	35.7	118.0	0.202	23.8
T4	9.24	10.325	286.2	391.1	677.3	0.135	91.4

Longitudinal

Parter

Tabelul E 8.3.13a

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm ²	m	tm	tm	tm	m ⁻¹	tone
Long1	9.24	1.138	31.5	10.2	41.7	0.242	10.1
Long2	9.24	2.150	59.6	33.4	93.0	0.196	18.2
Long3	8.04	2.213	53.4	21.4	74.8	0.207	15.5
Long4	8.04	9.400	226.7	378.6	605.3	0.081	49.0

Etaj 1

Tabelul E 8.3.13b

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm ²	m	tm	tm	tm	m ⁻¹	tone
Long1	9.24	1.138	31.5	8.2	39.7	0.241	9.6
Long2	9.24	2.150	59.6	27.8	87.4	0.234	20.5
Long3	8.04	2.213	53.4	17.3	70.7	0.239	16.9
Long4	8.04	9.400	226.7	318.2	544.9	0.142	77.4

E 8.3.8. Verificarea siguranței la compresiune+încovoiere

Condiția de siguranță la compresiune + încovoiere, conform CR 6 pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \quad (E 8.3.10)$$

Comparația valorilor respective (cerințe $-M_{Eb}/capacități- M_{Rd}$) este arătată în tabelul E 8.3.14.

Tabelul E 8.3.14

Elem.	n _e	Parter		Etaj 1		Elem.	n _e	Parter		Etaj 1	
		M _{Rd}	M _{Eb}	M _{Rd}	M _{Eb}			M _{Rd}	M _{Eb}	M _{Rd}	M _{Eb}
		tm	tm	tm	tm			tm	tm	tm	tm
T1	2	325.6	174.6	293.0	113.5	L1	4	41.7	9.50	39.7	3.2
T2	2	170.3	64.0	156.2	34.1	L2	6	93.0	36.0	87.4	16.4
T3	4	125.0	36.1	118.0	19.0	L3	2	74.8	29.7	70.7	12.2
T4	1	751.7	368.7	677.3	282.9	L4	1	605.3	692.8	544.9	536.0
Σ		2243.5	990.0	2047.7	654.0			1480.0	1006.0	1369.5	671.0

Concluzie:

Rezistența structurii la compresiune + încovoiere este satisfăcută pentru ansamblul clădirii pe ambele direcții.

Pe direcție longitudinală, la parter, peretele L4 are rezistență insuficientă ($M_{Rd} = 0.87 M_{Eb}$).

Având în vedere că nerealizarea rezistenței este mai mică decât 20% din M_{Eb} se poate accepta că diferența este acoperită prin redistribuirea suparezistenței totale ($\Sigma M_{Rd} = 1.47 \Sigma M_{Eb}$)

E 8.3.9. Calculul rezistențelor de proiectare la forță tăietoare ale pereților structurali

E 8.3.9.1. Mecanismul de cedare prin lunecare în rost orizontal

Rezistența de proiectare la lunecare în rost orizontal a pereților din zidărie confinată, V_{Rd} , se calculează prin însumarea:

- rezistenței de proiectare la lunecare în rost orizontal a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ține seama de efectul elementelor de confinare (V_{Rd1}^*),
- rezistenței de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpișorul de la extremitatea comprimată a peretelui (V_{Rd2})
- rezistenței de proiectare la forfecare a stâlpișorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rd} = V_{Rd1}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \quad (E 8.3.11)$$

Calculul rezistenței corectate V_{Rdl}^* s-a făcut cu relația

$$V_{Rd,i}^* = \frac{1}{\gamma_M} f_{vk0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed}^* \quad (E 8.3.12)$$

în care forța axială corectată N_{Ed}^* s-a calculat cu relația

$$N_{Ed}^* = N_{Ed} + 0.8 V_{Ed} \frac{h_p}{l_p} \quad (E 8.3.13)$$

Rezistența la forță tăietoare a armăturii din stâlpișorul comprimat s-a calculat conform CR 6, , în care pentru armătura longitudinală din bare $\Phi 14$ $f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$ și etrieri $\Phi 8$ $f_{yd} = 210 \text{ N/mm}^2$ s-a luat $\lambda_c = 0.25$ (tabelul 6.3 din CR 6)

A rezultat:

$$\text{St1} \rightarrow 4\Phi 16 f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2 + \text{etrieri } \Phi 8 f_{yd} = 210 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \lambda_c = 0.200$$

$$V_{Rd2}(\text{St1}) = 0.20 A_{sc} f_{yd} = 0.20 \times 8.04 \times 3000 = 4824 \text{ kg} \cong 4.8 \text{ tone}$$

$$\text{St2} \rightarrow 6\Phi 14 f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2 + \text{etrieri } \Phi 8 f_{yd} = 210 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \lambda_c = 0.250$$

$$V_{Rd2}(\text{St2}) = 0.25 A_{sc} f_{yd} = 0.25 \times 9.24 \times 3000 = 6930 \text{ kg} \cong 6.9 \text{ tone}$$

Rezistența de proiectare la forfecare a betonului din stâlpișorul comprimat s-a calculat cu relația

$$\text{St1} \rightarrow V_{Rsc} = A_{bsc} \times f_{cvd} = 0.25 \times 0.25 \times 13.5 = 0.85 \text{ tone}$$

$$\text{St2} \rightarrow V_{Rsc} = A_{bsc} \times f_{cvd} = 0.25 \times 0.375 \times 13.5 = 1.30 \text{ tone}$$

unde notațiile sunt următoarele

- A_{bsc} - aria betonului din stâlpișorul de la extremitatea comprimată
- f_{cvd} rezistența unitară de proiectare a betonului din stâlpișorul comprimat (CR 6 tabelul 3.3)

Prin urmare rezistența la forfecare a stâlpișorului comprimat este

$$V_{Rstc}(\text{St1}) = V_{Rd2} + V_{bsc} = 4.8 + 0.85 = 5.65 \text{ tone}$$

$$V_{Rstc}(\text{St2}) = V_{Rd2} + V_{bsc} = 6.9 + 1.30 = 8.20 \text{ tone}$$

Calcululele sunt dezvoltate în tabelele E 8.3.15a,b și E 8.3.16a,b.

Transversal

Parter

Tabelul E 8.3.15a

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	$V(\mu)$	V_{ad}	V_{Rdl}^*	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
T1	21.8 2	77.2	85.6	5.850	0.00	34.2 4	0.00	34.24	8.20	42.44
T2	10.8 8	48.5	54.8	3.850	0.00	21.9 3	0.00	21.93	8.20	30.13
T3	6.00	32.7	36.3	3.725	0.00	14.5 2	0.00	14.52	5.65	20.17
T4	30.6	129. 2	135. 6	10.70 0	0.00	54.2 4	0.00	54.24	5.65	59.89

Total 285.7 tone

Etaj 1**Tabelul E 8.3.15b**

Elem.	V _{Ed}	N _{Ed}	N _{Ed} [*]	I _w	I _{ad}	V(μ)	V _{ad}	V _{Rdl} [*]	V _{Rstc}	V _{Rd,l} (ZC)
	t	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
T1	19.64	58.1	65.6	5.850	0.00	26.24	0.00	26.24	8.20	34.44
T2	6.96	36.4	40.4	3.850	0.00	16.16	0.00	16.16	8.20	24.36
T3	3.84	24.7	27.0	3.725	0.00	10.8	0.00	10.8	5.65	16.45
T4	38.19	96.8	104.8	10.70 0	0.00	41.92	0.00	41.92	5.65	47.57

Total 231.0 tone

Longitudinal**Parter****Tabelul E 8.3.16a**

Elem.	V _{Ed}	N _{Ed}	N _{Ed} [*]	I _w	I _{ad}	V(μ)	V _{ad}	V _{Rdl} [*]	V _{Rstc}	V _{Rd,l} (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
L1	2.30	18.3	21.55	1.450	0.00	8.62	0.00	8.62	8.20	16.82
L2	7.06	39.5	46.09	2.400	0.00	18.44	0.00	18.44	8.20	26.64
L3	6.14	22.2	27.64	2.525	0.00	11.06	0.00	11.06	5.65	16.71
L4	56.16	116.5	129.5 4	9.650	0.00	51.82	0.00	51.82	5.65	57.47

Total 318.0 tone

Etaj 1**Tabelul E 8.3.16b**

Elem.	V _{Ed}	N _{Ed}	N _{Ed} [*]	I _w	I _{ad}	V(μ)	V _{ad}	V _{Rdl} [*]	V _{Rstc}	V _{Rd,l} (ZC)
	t	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
L1	0.77	13.7	14.89	1.450	0.00	5.96	0.00	5.96	8.20	14.16
L2	3.83	29.8	33.37	2.400	0.00	13.35	0.00	13.35	8.20	21.55
L3	2.92	16.7	19.29	2.525	0.00	7.72	0.00	7.72	5.65	13.37
L4	76.10	87.3	104.9 6	9.650	0.00	41.98	0.00	41.98	5.65	47.63

Total 260.3 tone

E 8.3.9.2. Mecanismul de cedare pe secțiune înclinată

Rezistența de proiectare la cedare pe secțiune înclinată a pereților din zidărie confinată, V_{Rdi} , se calculează prin însumarea:

- rezistenței de proiectare la cedare pe secțiune înclinată a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ține seama de efectul interacțiunii cu elementele de confinare (V_{Rdi}^*),
- rezistenței de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpișorul de la extremitatea comprimată a peretelui (V_{Rd2})
- rezistenței de proiectare la forfecare a stâlpișorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rdi} = V_{Rdi}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \quad (\text{E 8.3.14})$$

Valorile V_{Rd2} și V_{Rsc} sunt identice celor determinate pentru mecanismul de cedare prin lunecare în rostul orizontal.

Rezistența caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie din argilă arsă s-a luat conform relației

$$f_{bt} = 0.035 f_b = 0.035 \times 7.5 = 0.263 \text{ N / mm}^2$$

Rezistența unitară caracteristică de cedare pe secțiuni înclinate s-a calculat cu relația

$$f_{vk,i} = 0.22 f_{bt} \sqrt{1 + 5 \frac{\sigma_d^*}{f_{bt}}} = 0.058 \sqrt{1 + 19.0 \sigma_d^*}$$

Rezistența de proiectare la cedare pe secțiune înclinată se calculează cu relația

$$V_{Rd,i} = \frac{A_w}{b} \times \frac{f_{vk,i}}{\gamma_M} = \frac{A_w}{b} \times f_{vd,i}$$

Valorile $V_{Rd,i}^*$ și valorile rezistențelor pereților de zidărie confinată la cedare pe secțiune înclinată sunt date în tabelele E 8.3.17a,b și E 8.3.18a,b.

Transversal

Parter

Tabelul E 8.3.17a

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m ²)	tone	N/mm ²	N/mm ²		tone	tone	tone
T1	2	2.194	85.6	0.390	0.0885	1.5	12.94	8.20	21.14
T2	2	1.444	54.8	0.380	0.0875	1.5	8.42	8.20	16.62
T3	4	0.745	36.3	0.487	0.0977	1.5	4.85	5.65	10.50
T4	1	2.675	135.6	0.507	0.0995	1.05	25.35	5.65	31.00

Total 148.5 tone

Etaj 1

Tabelul E 8.3.17b

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m ²)	tone	N/mm ²	N/mm ²		---	tone	tone
T1	2	2.194	65.6	0.299	0.0789	1.5	11.54	8.20	19.74
T2	2	1.444	40.4	0.280	0.0767	1.5	7.38	8.20	15.58
T3	4	0.745	27.0	0.362	0.0845	1.5	6.30	5.65	11.95
T4	1	2.675	104.8	0.392	0.0887	1.05	22.60	5.65	28.25

Total 146.7 tone

Longitudinal

Parter

Tabelul E 8.3.18a

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m ²)	tone	N/mm ²	N/mm ²		tone	tone	tone
L1	4.	0.544	21.55	0.396	0.0891	1.5	3.23	8.20	11.43
L2	6	0.900	46.09	0.512	0.1000	1.5	6.00	8.20	14.20
L3	2	0.631	27.64	0.438	0.0932	1.5	3.92	5.65	9.57
L4	1	2.412	129.5	0.537	0.1022	1.16	21.25	5.65	26.90

Total 177.0 tone

Etaj 1**Tabelul E 8.3.18b**

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m ²)	tone	N/mm ²	N/mm ²		tone	tone	tone
L1	4	0.544	14.89	0.274	0.0760	1.5	2.76	8.20	10.96
L2	6	0.900	33.37	0.371	0.0866	1.5	5.20	8.20	13.40
L3	2	0.631	19.29	0.306	0.0797	1.5	3.35	5.65	9.00
L4	1	2.412	104.9 6	0.435	0.0929	1.16	19.31	5.65	24.96

Total 167.2 tone

E 8.3.9.3. Forța tăietoare asociată armării în rosturile de așezare

Forța tăietoare preluată de armăturile din rosturile orizontale se calculează cu relația:

$$V_{Rd3} = 0.8 l_w \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \quad (\text{E 8.3.15})$$

În cazul zidărilor cu cărămizi pline armarea va fi 2Φ6 mm $f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$ ($A_{sw} = 56.5 \text{ mm}^2$) la trei asize $s = 3 \times 75 = 225 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$ (distanța maximă admisă pe verticală între bare) $\Rightarrow V_{Rd3} \text{ (tone)} = 6.03 \times l_w \text{ (m)}$.

Transversal**Parter****Tabel E 8.3.19a**

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	2Φ6/225	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone		m	
T1	42.44	21.14	5.850	35.25	56.39
T2	30.13	16.62	3.850	23.20	39.82
T3	20.17	10.50	3.725	22.50	33.00
T4	59.89	31.00	10.700	64.50	95.50
Σ					419.9

Etaj 1**Tabel E 8.3.19b**

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone			
T1	34.44	19.74	5.850	35.25	54.99
T2	24.36	15.58	3.850	23.20	38.78
T3	16.45	11.95	3.725	22.50	34.45
T4	47.57	28.25	10.700	64.50	92.75
Σ					418.1

Longitudinal

Parter **Tabelul E 8.3.20a**

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone			
L1	16.82	11.43	1.450	8.74	20.17
L2	26.64	14.20	2.400	14.47	28.67
L3	16.71	9.57	2.525	15.23	24.8
L4	57.47	26.90	9.650	58.19	85.09
Σ					387.4

Etaj 1 **Tabelul E 8.3.20b**

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone			
L1	14.16	10.96	1.450	8.74	19.7
L2	21.55	13.40	2.400	14.47	27.87
L3	13.37	9.00	2.525	15.23	24.23
L4	47.63	24.96	9.650	58.19	83.15
Σ					377.6

E 8.3.10. Siguranța la forță tăietoare

Condiția de siguranță la forță tăietoare, conform CR 6 este

$$V_{Rd} \geq 1.25V_{Edu} \quad (\text{E 8.3.16})$$

unde V_{Edu} este calculat conform art. E8.3.4.4 din acest exemplu

Comparația valorilor respective este dată în tabelele E 8.3.21a,b.

Parter **Tabelul E 8.3.21a**

Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu}	$1.25V_{Edu}$	Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu}	$1.25V_{Edu}$
		(tm)	(tm)			(tm)	(tm)
T1	56.39	40.7	50.9	L1	20.17	10.1	12.6
T2	39.82	29.0	36.3	L2	28.67	18.2	22.8
T3	33.00	20.8	26.0	L3	24.8	15.5	19.4
T4	95.50	62.4	78.0	L4	85.09	49.0	61.3
Σ	419.9		356.9		387.4		287.3

Etaj 1 **Tabelul E 8.3.21b**

Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu}	$1.25V_{Edu}$	Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu}	$1.25V_{Edu}$
		(tm)	(tm)			(tm)	(tm)
T1	54.99	50.7	63.3	L1	19.7	9.6	12.0
T2	38.78	31.9	39.9	L2	27.87	20.5	25.6
T3	34.45	23.8	30.3	L3	24.23	16.9	21.1
T4	92.75	91.4	114.1	L4	83.15	77.4	96.8
Σ	418.1		441.7		377.6		340.6

Concluzie:

La etajul 1 siguranța la forță tăietoare **nu este satisfăcută** pe direcție transversală pentru ansamblul clădirii și pentru pereții din casetele poșate.

E 8.3.11. Posibilitate de corectare

Pentru pereții care nu satisfac cerința de rezistență la forță tăietoare se armează rosturile orizontale cu 2Φ8/22.5 cm din oțel cu $f_{ysd} = 300.0 \text{ N/mm}^2$. Valorile V_{Rd3} și $V_{Rd}(ZC+AR)$ modificate sunt date în tabelul E 8.3.22.

Tabelul E 8.3.22

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone	m	tone	tone
T1	34.44	19.74	5.850	62.28	82.02
T2	24.36	15.58	3.850	41.0	56.58
T3	16.45	11.95	3.725	39.8	51.75
T4	47.57	28.25	10.700	114.0	142.25
Σ					626.45

Cu valorile V_{Rd3} sporite condiția de siguranță la forță tăietoare pentru pereții de la etajul 1 este satisfăcută așa cum rezultă din tabelul E 8.3.23.

Tabelul E 8.3.23

Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	82.02	50.7	63.3	L1	19.7	9.6	12.0
T2	56.58	31.9	39.9	L2	27.87	20.5	25.6
T3	51.75	23.8	30.3	L3	24.23	16.9	21.1
T4	142.25	91.4	114.1	L4	127.8	77.4	96.8
Σ	626.45		441.7		422.3		340.6

E 8.4. Clădire tip „Vilă” P+2E cu pereți structurali de zidărie confinată (ZC) cu elemente BCA

E 8.4.1. Descriere generală

- Înălțime P+2E
- Pereți exteriori $t = 35$ cm (axați 20 cm/exterior și 15 cm/interior)
- Pereți interiori $t = 30$ cm (axați)
- Dimensiunile clădirii în plan 10.40 x 10.40 m
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 10.40 \times 10.40 = 108.16 \text{ m}^2$
- Sistem structural *celular*
- Înălțimea etajului $h_{et} = 3.00$ m $H_{tot} = 3 \times 3.00 = 9.00$ m
- Amplasament:
 - Zona seismică $a_g = 0.20$ g \rightarrow Sistem structural *Zidărie confinată și armată în rosturi (ZC+AR)* - a se vedea tabelul 8.9 din Cod

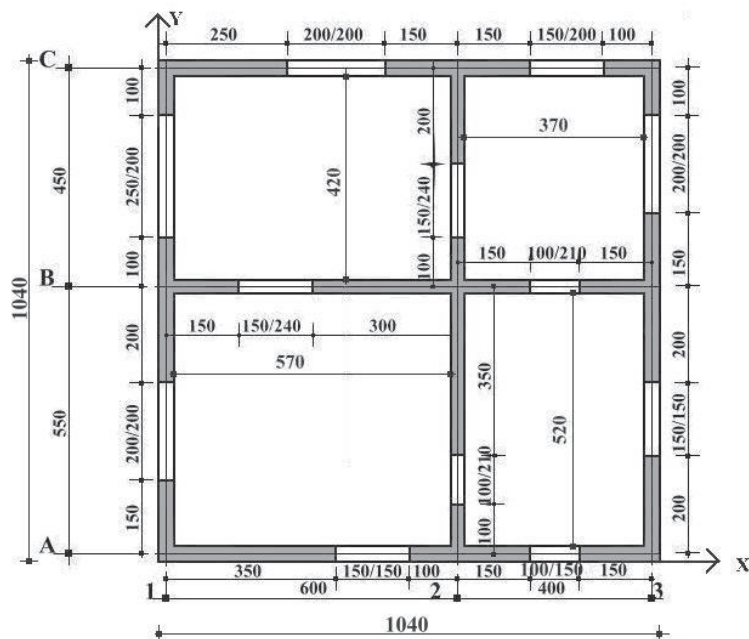


Figura E 8.4.1 Planul nivelului și sistemul de coordonate de referință

E 8.4.2. Calculul greutateii proprii

E 8.4.2.1 Calculul greutateii etajului

- Aria planșeelor $A_{pl} = 88.36 \text{ m}^2$
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 19.8 \text{ m}^2$

E 8.4.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevație (pe înălțimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea $t = 35$ cm

- Ax A $\rightarrow 10.40 \times 3.00 - 1.50 \times 1.50 - 1.00 \times 1.00 = 27.95 \text{ m}^2$
 - Ax C $\rightarrow 10.40 \times 3.00 - 2.00 \times 2.00 - 1.50 \times 2.00 = 24.20 \text{ m}^2$
 - Ax 1 $\rightarrow (10.40 - 0.70) \times 3.00 - 2.00 \times 2.00 - 2.50 \times 2.00 = 20.10 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow (10.40 - 0.70) \times 3.00 - 1.50 \times 1.50 - \frac{2.00 \times 2.00}{2} = 22.85 \text{ m}^2$
- Total = 95.10 m²

- Zidărie cu grosimea $t = 30 \text{ cm}$

- Ax B $\rightarrow (10.40 - 0.70) \times 3.00 - 1.50 \times 2.40 - 1.00 \times 2.10 = 23.40 \text{ m}^2$
 - Ax 2 $\rightarrow (10.40 - 1.00) \times 3.00 - 1.00 \times 2.10 - \frac{1.50 \times 2.40}{2} = 22.50 \text{ m}^2$
- Total = 45.90 m²

E 8.4.2.3. Calculul greutateii zidăriei pe nivel

- iv. Elemente din BCA cu rezistența caracteristică la compresiune $f_b = 5.0 \text{ N/mm}^2$
- v. Densitatea de proiectare (care ține seama de umiditatea medie în exploatare) cu relația

$$\rho (\text{kg} / \text{m}^3) = 85 (f_b + 2) \cong 600 \text{ kg} / \text{m}^3 \quad (\text{E} 8.4.1)$$

- vi. Pentru calculul greutateii zidăriei (elemente LD + mortar) se folosește schema din figura E 8.4.20 (a se vedea și Cod CR 6)

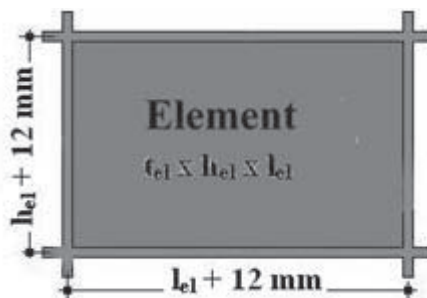


Figura E 8.4.2. Calculul greutateii proprii a zidăriei cu elemente LD

Valorile greutateii zidăriei sunt date în tabelele Ex. 4-1a și E 8.4.1b.

Tabelul E 8.4.1a

Dimensiuni	UM	350 × 250 × 600	300 × 250 × 600
Volum nominal	cm ³	52500	45000
Volum element	cm ³	48980	41983
Volum mortar	cm ³	3520	3017
Greutate element + mortar	kg/buc	36.4	31.2
Greutate unitară perete netencuit	kg/m ² perete	243.0	208.0
Greutate de proiectare perete tencuit	kg/m ² perete	243 + 80 = 323	208 + 80 = 288
Greutate volumetrică perete tencuit	kg/m ³	323 / 0.35 = 923	288 / 0.30 = 960

Tabelul E 8.4.1b

Grosime t = 35 cm			Grosime t = 30 cm			Total greutate	
A _{zid}	g _{zid}	G _{zid}	A _{zid}	g _{zid}	G _{zid}	ΣG _{zid}	ΣG _{zid} /A _{etaj}
m ²	t/m ²	tone	m ²	t/m ²	tone	tone	tone/m ²
95.10	0.323	30.7	45.90	0.288	13.2	43.9	0.406

E 8.4.2.4. Calculul greutății planșeului

- Aria planșeului (între pereți)
 - $\boxed{\text{A-B/1-2}} \rightarrow (5.50 - 0.15 - 0.15) \times (6.00 - 0.15 - 0.15) = 29.64 \text{ m}^2$
 - $\boxed{\text{A-B/2-3}} \rightarrow (5.50 - 0.15 - 0.15) \times (4.00 - 0.15 - 0.15) = 19.24 \text{ m}^2$
 - $\boxed{\text{B-C/1-2}} \rightarrow (4.50 - 0.15 - 0.15) \times (6.00 - 0.15 - 0.15) = 23.94 \text{ m}^2$
 - $\boxed{\text{B-C/2-3}} \rightarrow (4.50 - 0.15 - 0.15) \times (4.00 - 0.15 - 0.15) = 15.54 \text{ m}^2$

Total = 88.36 m²
- Greutatea planșeului în gruparea seismică (pe 1.0 m²)
 - placa de beton armat 16 cm grosime 400 daN/m²
 - tencuiala la intrados 40 daN/m²
 - pardoseala (inclusiv șapa) 120 daN/m²
 - pereți despărțitori ușori 120 daN/m²
 - încărcare utilă (locuință) 0.3 x 150 daN/m² 45 daN/m²

725 daN/m²
- Greutatea planșeului
88.36 x 725 = 64100 daN → 64.1 tone

E 8.4.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situația de proiectare seismică este dată în tabelul E 8.4.2.

Tabelul E 8.4.2

ΣG _{zid}	G _{pl}	G _{tot,et}	G _{tot,et} /A _{etaj}
tone	tone	tone	tone/m ²
43.9	64.1	108.0	1.000

E 8.4.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acțiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planșeu) este considerată concentrată la nivelul planșeelor.

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{tot,et}}{g}$

- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcția proiectată, greutatea totală supusă acțiunii seismice are valoarea $G_{tot} = 108.0 \times 3 = 324.0$ tone.

E 8.4.3. Calculul forțelor seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracțiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanță $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistență $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ (pentru lege $\epsilon_u \gg \epsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 2.50 \times 1.25 = 3.125$ (tabelele 8.9 și 8.10 din Cod)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{3.125} \times 0.20 = 0.120$$

- Forța tăietoare de bază $F_b = c \times G_{tot} = 0.120 \times 324 = 38.9$ tone

E 8.4.4. Stabilirea modelelor plane pentru calcul seismic

E 8.4.4.1. Verificarea condițiilor de regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație

Clădirea îndeplinește condițiile de regularitate geometrică și structurală în plan și în elevație pentru utilizarea calculului cu forțe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 (din tabelul 5.1 din CR 6).

Cele două modele plane sunt arătate în figura E 8.4.3.

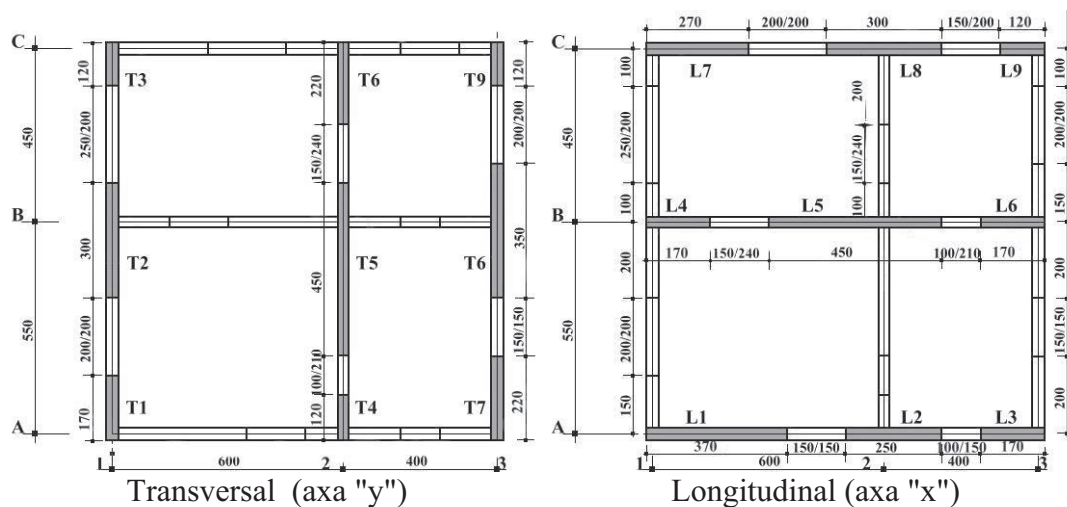


Figura E 8.4.3. Modele plane pentru calculul structurii

E 8.4.4.2. Verificarea densității pereților structurali

Transversal

- Ax 1 $\rightarrow (10.40 - 2.00 - 2.50) \times 0.35 = 2.065 \text{ m}^2$
 - Ax 2 $\rightarrow (10.40 - 1.00 - 1.50) \times 0.30 = 2.370 \text{ m}^2$
 - Ax 3 $\rightarrow (10.40 - 1.50 - 2.00) \times 0.35 = 2.415 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 6.85 \text{ m}^2 \rightarrow p = 6.33\%$

Longitudinal

- Ax A $\rightarrow (10.40 - 1.50 - 1.00) \times 0.35 = 2.765 \text{ m}^2$
 - Ax B $\rightarrow (10.40 - 1.50 - 1.00) \times 0.30 = 2.370 \text{ m}^2$
 - Ax C $\rightarrow (10.40 - 2.00 - 1.50) \times 0.35 = 2.415 \text{ m}^2$
- Total $A_{\text{zid}} = 7.55 \text{ m}^2 \rightarrow p = 6.98\%$

Condițiile din tabelul 8.9 sunt satisfăcute.

E 8.4.4.3 Verificarea raportului între ariile golurilor și ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor și lungime plinurilor de zidărie (conform P 100-1- tabelul 8.11) - verificarea se face pentru criteriile corespunzătoare amplasamentului cu $a_g = 0.20g$.

Transversal

- Ax 1 $l_{\text{gol}} = 4.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 5.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.76 < 1.00$
- Ax 2 $l_{\text{gol}} = 2.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 7.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.32 < 0.35$
- Ax 3 $l_{\text{gol}} = 3.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 6.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.51 < 1.00$

Longitudinal

- Ax A $l_{\text{gol}} = 2.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 7.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.32 < 1.00$
- Ax B $l_{\text{gol}} = 2.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 7.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.32 < 0.35$
- Ax C $l_{\text{gol}} = 3.50 \text{ m}$ $l_{\text{plin}} = 6.90 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.51 < 1.00$

Condițiile din Codul P 100-1 tabelul 8.11 sunt satisfăcute

E 8.4.5. Distribuția forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.4.5.1. Metoda consolelor independente

Metoda consolelor independente distribuie forța tăietoare de bază între pereții structurali folosind criteriul egalității deplasărilor laterale totale (din translație și din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereților, la vârful construcției.

Metoda este simplă și poate fi aplicată manual dar rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte.

În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie nearmată aproximațiile sunt mai reduse deoarece, prin convenție, contribuția riglelor de cuplare se neglijează.

E 8.4.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali și factorii de distribuție

Deoarece toți pereții structurali sunt executați din același material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidității geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z și G_z).

În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereților structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \quad (\text{E 8.4.2})$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălțimea $H = 9.0$ m.

Factorii de distribuție s-au calculat, pentru ambele direcții, cu relația

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \quad (\text{E 8.4.3})$$

⇒ **Pereți transversali**

Tabelul E 8.4.3a

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m ²)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iT}	$\rho_{V,iT}$
T1	Z1	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.028
T2	Z2	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.152
T3	Z3	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025
T4	Z4	1.20	0.30	0.360	7.50	0.00043	0.021
T5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.400
T6	Z6	2.20	0.30	0.660	4.090	0.00104	0.052
T7	Z7	2.20	0.35	0.770	4.090	0.00122	0.061
T8	Z8	3.50	0.35	1.225	2.571	0.00462	0.236
T9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025

$$\mathbf{R_T = \Sigma R_{iT} = 0.0198 \text{ m}}$$

⇒ **Pereți longitudinali**

Tabelul E 8.4.3b

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m ²)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iL}	$\rho_{V,iL}$
L1	Z1	3.70	0.35	1.295	2.432	0.00539	0.243
L2	Z4	2.50	0.35	0.875	3.600	0.00177	0.079
L3	Z7	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.025
L4	Z2	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.355
L6	Z8	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L7	Z3	2.70	0.35	0.945	3.333	0.00221	0.100
L8	Z6	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.134
L9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.022

$$\mathbf{R_L = \Sigma R_{iL} = 0.0223 \text{ m}}$$

E 8.4.5.1.2. Calculul poziției centrului de rigiditate (x_{CR}, y_{CR})

Poziția centrului de rigiditate s-a calculat cu relațiile

$$x_R = \frac{\sum x_i R_{iT}}{\sum R_{iT}} \quad y_R = \frac{\sum y_i R_{iL}}{\sum R_{iL}} \quad (\text{E } 8.4.4)$$

Calcululele sunt detaliate în tabelul E 8.4.4:

Tabelul E 8.4.4

Elem.	x_i	$R_{iT} \times 10^2$	$x_i R_{iT} \times 10^2$	Elem.	y_i	$R_{iL} \times 10^2$	$y_i R_{iL} \times 10^2$
	(m)	(m)	(m ²)		(m)	(m)	(m ²)
T1	0.20	0.057	0.0114	L1	0.20	0.539	0.1078
T2	0.20	0.299	0.0598	L2	0.20	0.177	0.0354
T3	0.20	0.051	0.0102	L3	0.20	0.057	0.0114
T4	6.20	0.043	0.2666	L4	5.70	0.049	0.2793
T5	6.20	0.789	4.8918	L5	5.70	0.789	4.4973
T6	6.20	0.104	0.6448	L6	5.70	0.049	0.2793
T7	10.20	0.122	1.2444	L7	10.20	0.221	2.2542
T8	10.20	0.462	4.7124	L8	10.20	0.299	3.0498
T9	10.20	0.051	0.5202	L9	10.20	0.051	0.5202
Σ		1.978	12.3616	Σ		2.231	11.0347

Au rezultat valorile

- $x_R = 6.25 \text{ m}$ $y_R = 4.95 \text{ m}$

Pozițiile centrului maselor (**CG**) și centrului de rigiditate (**CR**) sunt arătate în figura E 8.4.6.

E 8.4.5.1.3. Calculul momentului de inerție de torsiune

Momentul de inerție de torsiune s-a calculat cu relația

$$J = \sum [R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \quad (\text{E 8.4.5})$$

Calculul este dezvoltat în tabelul E 8.4.5.

Tabelul E 8.4.5.

Elem.	R_{iT}	x_i	$ x_{CR} - x_i $	$R_{iT} \times (x_{CR} - x_i)^2$	Elem.	R_{iL}	y_i	$ y_{CR} - y_i $	$R_{iL} \times (y_{CR} - y_i)^2$
	m	m	m	m ³		m	m	m	m ³
T ₁	0.00057	0.20	6.05	0.0209	L ₁	0.00539	0.20	4.75	0.1216
T ₂	0.00299			0.1094	L ₂	0.00177			0.0399
T ₃	0.00051			0.0187	L ₃	0.00057			0.0129
T ₄	0.00043	6.20	0.05	0.0000	L ₄	0.00049	5.70	0.75	0.0003
T ₅	0.00789			0.0000	L ₅	0.00789			0.0044
T ₆	0.00104			0.0000	L ₆	0.00049			0.0003
T ₇	0.00122	10.20	3.95	0.0190	L ₇	0.00221	10.20	5.25	0.0609
T ₈	0.00462			0.0742	L ₈	0.00299			0.0824
T ₉	0.00051			0.0080	L ₉	0.00051			0.0141
			Σ	0.250m³					0.337m³

$$KJ_R = 0.248 + 0.337 = 0.585 \text{ m}^3$$

E 8.4.5.1.4. Repartizarea forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.4.5.1.4.1. Calculul excentricității structurale și al excentricității accidentale

Aceste excentricități determină momentul de răsucire de ansamblu al structurii și, în consecință, valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale.

- **Excentricitatea structurală**

- excentricitățile centrului de rigiditate

$$e_{0x} = |x_{CR} - x_{CG}| = |6.25 - 5.20| = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{0y} = |y_{CR} - y_{CG}| = |4.95 - 5.20| = 0.25 \text{ m}$$

- **Excentricitatea accidentală (torsiunea accidentală)**

s-a calculat cu relația (4.2) din Codul P 100-1.

- $e_{ax} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52 \text{ m}$

- $e_{ay} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52 \text{ m}$

- **Excentricități totale**

- $e_{x,\max} = e_{0x} + e_{ax} = 1.05 + 0.52 = 1.57 \text{ m}$

- $e_{x,\min} = e_{0x} - e_{ax} = 1.05 - 0.52 = 0.53 \text{ m}$

- $e_{y,\max} = e_{0y} + e_{ay} = 0.25 + 0.52 = 0.77 \text{ m}$

$$- e_{y,\min} = e_{0y} - e_{ay} = 0.25 - 0.52 = -0.27 \text{ m}$$

• **Momente de torsiune de ansamblu**

- Pentru forța seismică pe direcția "y" (pereții *transversali*)

$$* M_{tx,\max} = F_b \times e_{x,\max} = 1.57 F_b$$

$$* M_{tx,\min} = F_b \times e_{x,\min} = 0.53 F_b$$

- Pentru forța seismică pe direcția y (pereții *transversali*)

$$* M_{ty,\max} = F_b \times e_{y,\max} = 0.77 F_b$$

$$* M_{ty,\min} = -F_b \times e_{y,\min} = -0.27 F_b$$

Cu valorile forței tăietoare de bază calculată la E 8.4.3, momentele de torsiune de ansamblu sunt date în tabelul E 8.4.6.

Tabelul E 8.4.6.

Valori M_t (în tm)	
$M_{tx,\max}$	60.9
$M_{tx,\min}$	20.6
$M_{ty,\max}$	29.9
$M_{ty,\min}$	-10.4

Componentele forței tăietoare date de efectul torsiunii de ansamblu se calculează cu relațiile

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \quad (\text{E 8.4.6a})$$

$$\Delta F_{iL} = (y_{CR} - y_i) \times R_i(L) \times \xi \quad (\text{E 8.4.6b})$$

unde $\xi = \frac{M_t}{KJ_R}$

Valorile forțelor tăietoare aferente pereților structurali transversali (T) și longitudinali (L) sunt date în tabelele E 8.4.7a și E 8.4.7b.

E 8.4.5.1.4.2. Repartizarea forței tăietoare

⇒ **Transversal**

$$\xi_{max} = \frac{M_{lx,max}}{KJ_R} = \frac{60.9}{0.585} = 104.1 t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{lx,min}}{KJ_R} = \frac{20.6}{0.585} = 35.2 t/m^2$$

Tabelul E 8.4.7a

Elem.	R _{iT}	$\rho_{Vi,T}$	F _{iT} (tr)	x _{CR-x_i}	$(x_{CR-x_i}) \times$	$\Delta F_{iT,max}$	$\Delta F_{iT,min}$	F _{iT,max}	F _{iT,min}	M _{E,b}
	m×10 ²		tone		m	R _{iT}	(rot)	(rot)	(tot)	
T₁	0.057	0.028	1.09	6.05	0.345	0.36	0.12	1.45	1.21	10.2
T₂	0.299	0.152	5.90		1.809	1.88	0.64	7.78	6.54	54.5
T₃	0.051	0.025	0.97		0.309	0.32	0.11	1.29	1.08	9.1
T₄	0.043	0.021	0.81	0.05	0.002	0.00	0.00	0.81	0.81	5.7
T₅	0.789	0.400	15.53		0.039	0.04	0.02	15.57	15.55	109.0
T₆	0.104	0.052	2.02		0.005	0.01	0.00	2.03	2.02	14.2
T₇	0.122	0.061	2.37	-3.95	-0.482	-0.50	-0.17	1.87	2.20	15.4
T₈	0.462	0.236	9.15		-1.825	-1.90	-0.64	7.25	8.51	59.6
T₉	0.051	0.025	0.97		-0.201	-0.21	-0.07	0.76	0.90	6.3

⇒ **Longitudinal**

$$\xi_{max} = \frac{M_{ly,max}}{KJ_R} = \frac{29.9}{0.585} = 51.1 t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{ly,min}}{KJ_R} = -\frac{10.4}{0.585} = -17.8 t/m^2$$

Tabelul E 8.4.7b

Elem.	R _{iL}	$\rho_{Vi,L}$	F _{iL} (tr)	y _{CR-y_i}	(x_{CR-x_i})	$\Delta F_{iL,max}$	$\Delta F_{iL,min}$	F _{iL,max}	F _{iL,min}	M _{E,b}
	m×10 ²		tone		m	× R _{iL}	(rot)	(rot)	(tot)	
L1	0.539	0.243	9.42	4.75	2.560	1.31	-0.46	10.73	8.96	75.1
L2	0.177	0.079	3.07		0.841	0.43	-0.15	3.50	2.92	24.5
L3	0.057	0.025	0.97		0.271	0.14	-0.05	1.11	0.93	7.7
L4	0.049	0.021	0.81	-0.75	-0.037	-0.02	0.01	0.79	0.82	5.8
L5	0.789	0.355	13.88		-0.592	-0.31	0.11	13.46	13.88	97.1
L6	0.049	0.021	0.81		-0.037	-0.02	0.01	0.79	0.82	5.8
L7	0.221	0.100	3.88	-5.25	-1.160	-0.59	0.21	3.29	4.09	28.6
L8	0.299	0.134	5.19		-1.570	-0.80	0.28	4.39	5.47	38.3
L9	0.051	0.022	0.86		-0.268	-0.14	0.05	0.72	0.90	6.3

Momentul de răsturnare la bază (M_{E,b}) s-a calculat cu relația

$$M_{E,b} = \sum_1^3 F_i z_i \quad (E 8.4.7)$$

unde forțele seismice de nivel F_i care acționează la planșeul de la cota z_i se calculează cu relația (4.5) din Cod.

Înlocuind valorile F_i în funcție de F_b și z_i în funcție de H_{tot} rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{7}{9} F_b \times H_{tot} = 7.0 \times F_b$$

în care înălțimea totală a clădirii este H_{tot} = 3 × 3.0 = 9.0 m

A rezultat valoarea M_b = 7.0 × 38.9 = 272.3 tm

E 8.4.5.2. Metoda consolelor legate la toate nivelurile prin planșeu (legături articulate)

Modelul de calcul ține seama de legăturile între console care sunt realizate la fiecare nivel, prin planșeele rigide în planul lor. În acest caz distribuția forței tăietoare între pereții structurali rezultă din condiția de compatibilitate a deplasărilor laterale ale pereților la nivelul fiecărui planșeu.

Pereții au fost modelați ca bare elastice cu secțiune dreptunghiulară (cu valorile respective ale ariei, ale ariei de forfecare și ale momentului de inerție) încastrate la cota ± 0.00 .

Legăturile între pereți au fost modelate ca bieie comprimate, articulate la ambele extremități.

Cu acest model (figura E 8.4.4), din condiția de egalitate a deplasărilor de translație, s-au calculat eforturile secționale (forță tăietoare și moment încovoietor) în fiecare perete folosind un program de calcul pentru cadre plane.

Deoarece componentele deplasărilor totale care provin din răsucirea de ansamblu depind numai de geometria structurii și de proprietățile geometrice ale pereților, valorile acestora au fost considerate proporționale cu cele obținute prin metoda consolelor independente.

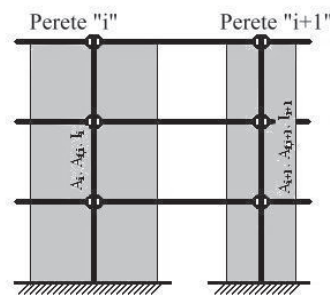


Figura E 8.4.4. Schema de calcul pentru metoda consolelor legate cu bieie articulate

Au rezultat valorile următoare:

Tabelul E 8.4.8

Elem.	F_{iT}	$F_{iT,max}$	$F_{iT,min}$	$M_{E,b}$	V_E/M_E	Elem.	F_{iL}	$F_{iL,max}$	$F_{iL,min}$	$M_{E,b}$	V_E/M_E
	(tr)	(tot)	(tot)	tm	m^{-1}		(long)	(tot)	(tot)	tm	m^{-1}
T₁	1.85	2.21	1.97	11.5	0.191	L₁	8.78	9.99	9.20	74.1	0.135
T₂	6.65	8.53	7.28	56.5	0.151	L₂	3.86	4.40	4.07	26.8	0.164
T₃	0.76	1.08	0.86	5.2	0.207	L₃	1.58	1.82	1.68	7.2	0.253
T₄	0.65	0.65	0.65	3.1	0.212	L₄	1.36	1.32	1.36	7.1	0.191
T₅	12.76	12.76	12.76	106.0	0.120	L₅	10.96	10.71	11.06	92.2	0.120
T₆	2.90	2.90	2.90	16.5	0.176	L₆	1.36	1.32	1.36	7.1	0.191
T₇	3.38	2.86	3.20	18.4	0.175	L₇	4.55	3.85	4.66	29.3	0.159
T₈	9.1	7.19	8.45	60.8	0.139	L₈	5.70	4.82	6.03	39.9	0.151
T₉	0.76	0.54	0.67	3.2	0.208	L₉	0.65	0.54	0.67	3.2	0.208

281.2 tm

286.9 tm

Valorile din tabelul E 8.4.8 vor fi folosite pentru verificarea siguranței.

E 8.4.6. Calculul rezistențelor pereților structurali

E 8.4.6.1. Determinarea forței axiale de compresiune pe pereți în secțiunea de la baza a pereților

Sucesiunea operațiilor este următoarea:

- I. Se determină reacțiunile planșeelor pe fiecare linie de pereți conform CR 6, art.6.6.2.1. Pentru fiecare zonă de pereți (Z1÷Z9 din figura E 8.4.6) se calculează forța axială dată de planșeu prin înmulțirea reacțiunii pe unitatea de lungime (p) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lățimea fiecărui gol).

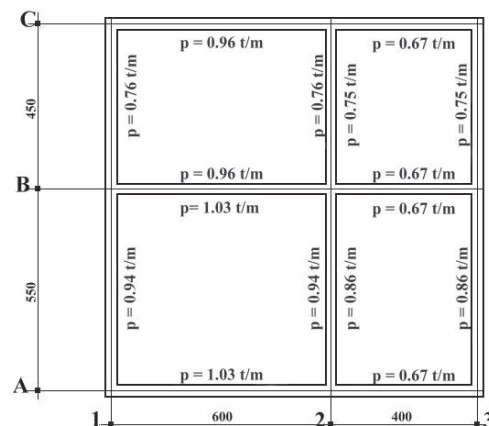
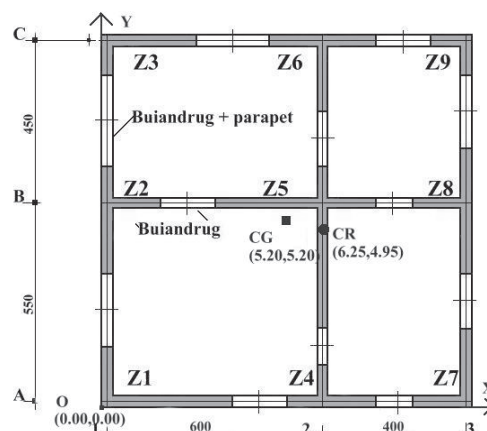


Figura E 8.4.5 Încărcări pe pereți date de planșeu

- II. Se determină ariile verticale de zidărie (pe înălțimea etajului) aferente fiecărei zone (Z1 ÷ Z9). Ariile respective includ plinul de zidărie (care este continuu pe toată înălțimea etajului), zidăria parapetului și buiandrugului (pentru golurile de la fațade) și zidăria buiandrugului (pentru golurile interioare). Pentru fiecare grosime de perete aria verticală de zidărie astfel determinată se înmulțește cu greutatea peretelui tencuit stabilită în funcție de categoria elementelor pentru zidărie. Folosind greutatea zidăriei pe unitatea de suprafață de perete se obține o evaluare mai exactă a influenței greutateii tencuiei (ca factor constant) asupra greutateii totale a peretelui.



CG- centrul de greutate al etajului (planșeului) CR - centrul de rigiditate al structurii

Figura E 8.4.6 Caracteristicile geometrice ale structurii

Rezultatele finale sunt prezentate sintetic în tabelul E 8.4.9.

Tabelul E 8.4.9

Zona	Aria Z	$G_{\text{planșeu}}$	$G_{\text{zidărie}}$	Forța axială	Efort unitar
	(m^2)	(tone)	(tone)	(tone)	(daN/cm^2)
Z1	1.768	6.50	5.60	12.10	0.68
Z2	1.455	8.40	4.90	13.30	0.91
Z3	1.2425	4.90	4.15	9.05	0.73
Z4	1.130	5.30	3.95	9.25	0.82
Z5	2.610	19.0	8.00	27.00	1.03
Z6	1.605	7.50	5.20	12.70	0.79
Z7	1.2425	3.50	4.15	7.65	0.62
Z8	1.630	6.50	5.35	11.85	0.73
Z9	0.717	2.50	2.60	5.10	0.71

- III. Cu valorile forței axiale se calculează efortul unitar de compresiune în zidărie pe un nivel al clădirii pentru aria secțiunii orizontale a plinului de zidărie cu continuitate pe verticală (aria zonei Z). Valorile forței axiale de compresiune și ale efortului unitar corespunzător pentru nivelul curent și la baza clădirii (la parter) se calculează, pentru fiecare element, cu aria secțiunii transversale ($l_w \times t$) și efortul σ_0 al zonei în care se află elementul. Valorile obținute sunt date în tabelele E 8.4.10a și E 8.4.10b.

⇒ **Pereți transversali**

Tabelul E 8.4.10a

Etaj curent							Parter	
Elem.	Zona	l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm^2)	Aria (m^2)	Forța axială (tone)	σ_0 (daN/cm^2)	Forța axială (tone)
T1	Z1	170	35	0.68	0.595	4.1	2.04	12.3
T2	Z2	300	35	0.91	1.050	9.6	2.73	28.8
T3	Z3	120	35	0.73	0.420	3.1	2.19	9.3
T4	Z4	120	30	0.82	0.360	3.0	2.46	9.0
T5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
T6	Z6	220	30	0.79	0.660	5.2	2.37	15.6
T7	Z7	220	35	0.62	0.770	4.8	1.68	14.4
T8	Z8	350	35	0.73	1.225	8.9	2.19	26.7
T9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$$\Sigma A_T = 6.850$$

⇒ Pereți longitudinali

Tabelul E 8.4.10b

Elem.	Zona	Etaj curent					Parter	
		l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm ²)	Aria (m ²)	Forța axială (tone)	σ_0 (daN/cm ²)	Forța axială (tone)
L1	Z1	370	35	0.68	1.295	8.8	2.04	26.4
L2	Z4	250	35	0.82	0.875	7.2	2.46	21.6
L3	Z7	170	35	0.62	0.595	3.7	1.86	11.1
L4	Z2	170	30	0.91	0.510	4.6	2.73	13.8
L5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
L6	Z8	170	30	0.73	0.510	3.7	2.19	11.1
L7	Z3	270	35	0.73	0.945	6.6	2.19	19.8
L8	Z6	300	35	0.79	1.050	8.3	2.37	24.9
L9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$$\Sigma A_L = 7.550 \text{ m}^2$$

E 8.4.6.2. Momente încovoietoare capabile

E 8.4.6.2.1. Momente capabile pentru zidăria nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereților structurali din zidărie nearmată (ZNA) s-au calculat cu relațiile:

$$\bullet \quad x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w \quad (6.19a) \text{ din CR 6}$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2} (l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2} (1.0 - 1.175 s_d) \quad (6.20a) \text{ din CR 6}$$

Materialele au fost alese pentru a satisface cerințele minime din tabelul 8.2 din Cod

- rezistența la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puțin $f_k = 2.5 \text{ N/mm}^2$ (tabelul 8.2);
- s-a considerat zidărie cu elemente **BCA** cu $f_b = 5.0 \text{ N/mm}^2$ și mortar de utilizare generală (**G**) cu rezistența **M5**; zidăria nu are rost longitudinal (figura 4.1a din Codul CR 6); pentru zidărie cu elemente **BCA** cu mortar **M5** avem, conform CR 6 tabelul 4.5, rezistența unitară la lunecare în rost orizontal $f_{vk0} = 0.150 \text{ N/mm}^2$ valoare care satisface cerința din tabelul 8.4 din P 100-1
- din Codul CR 6, tabelul 4.2c rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei este $f_k = 2.75 \text{ N/mm}^2$ iar rezistența de proiectare, pentru coeficientul de siguranță $\gamma_M = 1.90$, este $f_d = 1.45 \text{ N/mm}^2$.

Calculul forței axiale (N_{Ed}) pe secțiunea activă a peretelui:

$$\bullet \quad N_{Ed} = \sigma_{0E} A \quad (E 8.4.8)$$

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul E 8.4.9 pentru grupul de pereți (Z) căruia îi aparține fiecare perete T sau L.

Au rezultat valorile din tabelele E 8.4.11a și E 8.4.11b.

Transversal

Tabelul E 8.4.11a

Perete	t	l _w	A	σ _{0E}	S _d	N _{Ed}	$\frac{x_{Rd}}{l_c}$	M _{Rd}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	tm
T1	0.35	1.70	0.595	0.204	0.141	12.3	0.282	8.72
T2	0.35	3.00	1.050	0.273	0.188	28.8	0.663	33.67
T3	0.35	1.20	0.420	0.219	0.151	9.3	0.213	4.59
T4	0.30	1.20	0.360	0.246	0.170	9.0	0.240	4.32
T5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	70.35
T6	0.30	2.20	0.660	0.237	0.164	15.6	0.424	13.85
T7	0.35	2.20	0.770	0.168	0.116	14.4	0.300	13.68
T8	0.35	3.50	1.225	0.219	0.151	26.7	0.621	38.45
T9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	4.47

Longitudinal

Tabelul E 8.4.11b

Perete	t	l _w	A	σ ₀	S _d	N _{Ed}	x _{Rd}	M _{Rd}
	m	m	m ²	N/mm ²	---	tone	m	tm
L1	0.35	3.70	1.295	0.204	0.141	26.4	0.613	40.74
L2	0.35	2.50	0.875	0.246	0.170	21.6	0.499	21.61
L3	0.35	1.70	0.595	0.186	0.128	11.1	0.256	8.01
L4	0.30	1.70	0.510	0.273	0.188	13.8	0.376	9.13
L5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	70.35
L6	0.30	1.70	0.510	0.219	0.151	11.1	0.302	7.76
L7	0.35	2.70	0.945	0.219	0.151	19.8	0.479	22.00
L8	0.35	3.00	1.050	0.237	0.164	24.9	0.578	30.15
L9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	4.47

E 8.4.6.2.2. Momente capabile pentru zidăria confinată - M_{Rd} (ZC)

Momentele capabile date de armăturile din stâlpișori s-au calculat cu relația

$$M_{Rd}(A_s) = l_s A_s f_{yd} \quad (\text{E 8.4.9})$$

Amplasarea stâlpișorilor din beton armat este dată în figura E 8.4.7. iar detalierea pozițiilor acestora este dată în figurile E 8.4.8a și E 8.4.8b.

Armătura longitudinală a stâlpișorilor s-a luat 4Φ14 mm (A_s = 616 mm²) cu f_{yd} = 300 N/mm² și etrieri Φ8/10/20 cm din oțel cu f_{yd} = 210 N/mm². Distanțele între axele stâlpișorilor pentru fiecare element de zidărie confinată sunt arătate în figurile E 8.4.8a și E 8.4.8b.

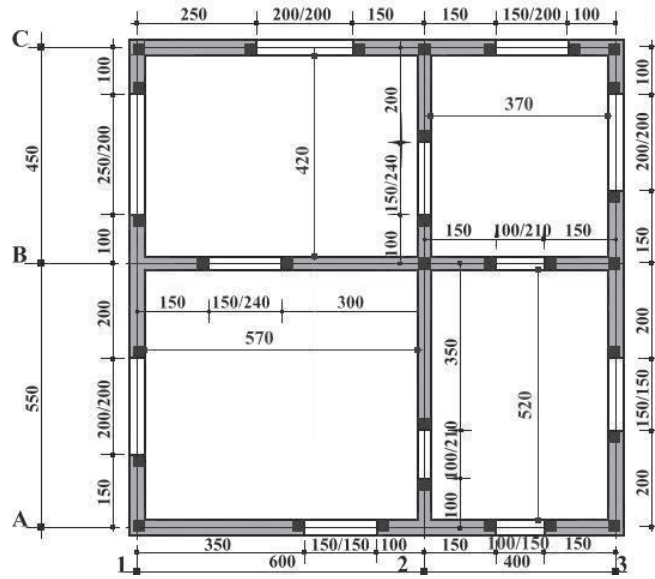


Figura E 8.4.7 Amplasarea stâlpișorilor pentru zidăria confinată

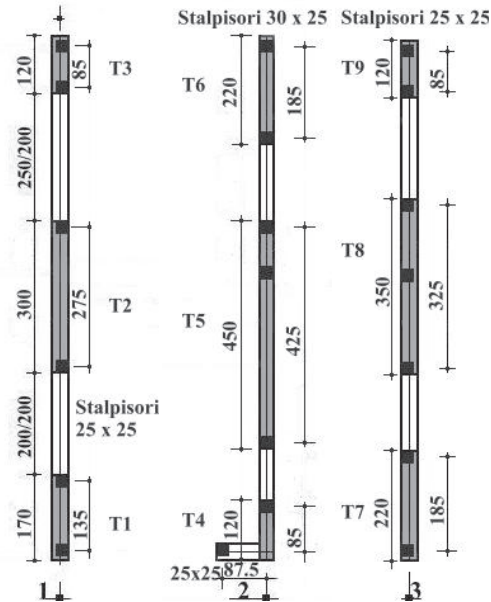


Figura E 8.4.8a. Detalierea poziției stâlpișorilor (transversal)

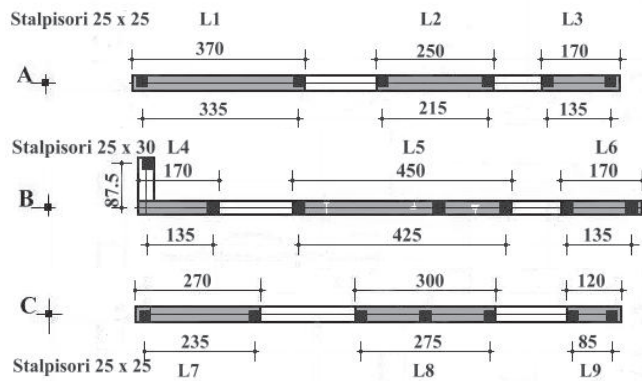


Figura E 8.4.8b. Detalierea poziției stâlpișorilor (longitudinal)

Momentele capabile totale s-au calculat cu relația

$$M_{Rd}(ZC) = M_{Rd}(ZNA) + M_{Rd}(A_s) \quad (\text{E } 8.4.10)$$

Valorile momentelor capabile rezultate sunt date în tabelele E 8.4.12a și E 8.4.12b.

Pentru calculul valorii $V_{Edu}(ZC)$ s-au calculat și valorile

$$M_{Rd}^*(ZC) = M_{Rd}(ZNA) + 1.25 \times M_{Rd}(A_s) \quad (\text{E } 8.4.11a)$$

și

$$V_{Edu}(ZC) = \frac{V_{Eb}}{M_{Eb}} [M_{Rd}(ZNA) + 1.25 \times M_{Rd}(A_s)] \quad (\text{E } 8.4.11b)$$

⇒ **Pereți transversali**

Tabelul E 8.4.12a

Elem.	l_w	t	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd} (ZNA)	l_s	M_{Rd} (A_s)	M_{Rd} (ZC)	M_{Rd}^* (ZC)
	(cm)	(cm)	(tone)	(cm)	(tm)	(cm)	(tm)	(tm)	tm
T1	170	35	12.3	28.5	8.72	135	24.9	33.6	38.6
T2	300	35	28.8	66.8	33.67	275	50.8	84.4	97.2
T3	120	35	9.3	21.6	4.59	85	15.7	20.3	24.2
T4	120	30	9.0	24.3	4.32	85	15.7	20.0	23.9
T5	450	30	41.7	112.8	70.35	425	78.5	148.8	168.5
T6	220	30	15.6	42.2	13.85	185	34.2	48.1	56.6
T7	220	35	14.4	33.4	13.68	185	34.2	47.6	56.4
T8	350	35	26.7	61.9	38.45	325	60.1	98.6	113.6
T9	120	35	9.0	20.9	4.47	85	15.7	20.2	24.1

Total 517.4 tm

⇒ **Pereți longitudinali**

Tabelul E 8.4.12b

Elem.	l_w	t	N	x_{Rd}	M_{Rd} (ZNA)	l_s	M_{Rd} (A_s)	M_{Rd} (ZC)	M_{Rd}^* (ZC)
	(cm)	(cm)	(tone)	(cm)	(tm)	(cm)	(tm)	(tm)	tm
L1	370	35	26.4	61.2	40.74	335	61.9	102.6	118.1
L2	250	35	24.0	55.6	21.61	215	39.7	61.3	71.2
L3	170	35	12.9	29.9	8.01	135	24.9	32.9	39.1
L4	170	30	12.6	34.1	9.13	135	24.9	34.0	40.3
L5	450	30	41.7	112.8	70.35	425	78.5	148.9	168.5
L6	170	30	12.0	32.5	7.76	135	24.9	32.7	38.9
L7	270	35	17.7	41.0	22.00	235	43.4	65.4	76.3
L8	300	35	23.1	53.5	30.15	275	50.8	81.0	93.7
L9	120	35	9.0	20.9	4.47	85	15.7	20.2	24.1

Total 579.0 tm

E 8.4.7. Verificarea siguranței structurii la compresiune+încovoiere

Condiția de siguranță la compresiune + încovoiere, pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \quad (\text{E 8.4.12})$$

Comparația valorilor respective este dată în tabelul E 8.4.13.

Tabelul.E 8.4.13

Elem.	M_{Rd} (ZC)	M^*_{Rd} (ZC)	M_{Eb}	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)	Elem.	M_{Rd} (ZC)	M^*_{Rd} (ZC)	M_{Eb}	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	(tm)		(tm)	(m^{-1})	(tone)		(tm)		(tm)	(m^{-1})	(tone)
T1	33.6	38.6	11.5	0.191	7.37	L1	102.6	118.1	74.1	0.135	15.94
T2	84.4	97.2	56.5	0.151	14.68	L2	61.3	71.2	26.8	0.164	11.68
T3	20.3	24.2	5.2	0.207	5.01	L3	32.9	39.1	7.2	0.249	9.74
T4	20.0	23.9	3.1	0.212	5.07	L4	34.0	40.3	7.1	0.193	7.78
T5	148.8	168.5	106.0	0.120	20.22	L5	148.9	168.5	92.2	0.120	20.22
T6	48.1	56.6	16.5	0.176	9.96	L6	32.7	38.9	7.1	0.193	7.51
T7	47.6	56.4	18.4	0.175	9.87	L7	65.4	76.3	29.3	0.159	12.13
T8	98.6	113.6	60.8	0.139	15.79	L8	81.0	93.7	39.9	0.150	14.06
T9	20.2	24.1	3.2	0.208	5.01	L9	20.2	24.1	3.2	0.212	5.11
Σ	517.4		281.2				579.0		286.9		

Concluzie:

Siguranța la compresiune + încovoiere **este satisfăcută**, pe ambele direcții principale, pentru ansamblul clădirii.

E 8.4.8 Forța tăietoare capabilă

E 8.4.8.1. Mecanismul de cedare prin lunecare în rost orizontal

Rezistența de proiectare la lunecare în rost orizontal a pereților din zidărie confinată, V_{Rd} , se calculează prin însumarea:

- rezistenței de proiectare la lunecare în rost orizontal a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ține seama de efectul elementelor de confinare (V_{Rd1}^*),
- rezistenței de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpișorul de la extremitatea comprimată a peretelui (V_{Rd2})
- rezistenței de proiectare la forfecare a stâlpișorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rd} = V_{Rd1}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \quad (\text{E 8.4.13})$$

Calculul rezistenței corectate V_{Rd1}^* se face cu relația

$$V_{Rd,i}^* = \frac{1}{\gamma_M} f_{vk0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed}^* \quad (\text{E 8.4.14})$$

în care forța axială corectată N_{Ed}^* se calculează cu relația (6.34d)

$$N_{Ed}^* = N_{Ed} + 0.8 V_{Ed} \frac{h_p}{l_p} \quad (\text{Ex.2-15})$$

Rezistența la forță tăietoare a armăturii din stâlpișorul comprimat s-a calculat conform CR 6 în care pentru armătura longitudinală din bare Φ 14 cu $f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$ și etrieri Φ 8 cu $f_{yd} = 210 \text{ N/mm}^2$ s-a luat $\lambda_c = 0.25$.

A rezultat

$$V_{Rd2} = 0.25 A_{sc} f_{yd} = 0.25 \times 6.16 \times 3000 = 4620 \text{ kg} \cong 4.6 \text{ tone}$$

Rezistența de proiectare la forfecare a betonului din stâlpișorul comprimat s-a calculat cu relația

$$V_{Rsc} = A_{bsc} \times f_{cvd} = 0.25 \times 0.25 \times 13.5 = 0.85 \text{ tone}$$

unde notațiile sunt următoarele

- A_{bsc} - aria betonului din stâlpișorul de la extremitatea comprimată
- f_{cvd} rezistența unitară de proiectare a betonului din stâlpișorul comprimat (CR6)

Prin urmare rezistența la forfecare a stâlpișorului comprimat (armătura+beton) este

$$V_{Rstc} = V_{Rd2} + V_{bsc} = 3.7 + 0.85 = 5.45 \text{ tone}$$

Calculule sunt dezvoltate în tabelele E 8.4.14a și E 8.4.14b

Transversal

Tabelul E 8.4.14a

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	$V(\mu)$	V_{ad}	$V_{Rd,l}$ (ZNA)	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
T1	2.45	12.3	15.8	1.70	0.00	6.32	0.00	6.32	5.45	11.77
T2	9.48	28.8	36.4	3.00	0.00	14.56	0.00	14.56		20.01
T3	1.20	9.3	11.7	1.20	0.00	4.68	0.00	4.68		10.13
T4	0.72	9.0	10.4	1.20	0.00	4.16	0.00	4.16		9.61
T5	14.18	41.7	49.3	4.50	0.00	19.72	0.00	19.72		25.17
T6	3.22	15.6	19.1	2.20	0.00	7.64	0.00	7.64		13.09
T7	3.56	14.4	18.3	2.20	0.00	7.32	0.00	7.32		12.77
T8	9.39	26.7	33.1	3.50	0.00	13.24	0.00	13.24		18.69
T9	0.75	9.0	10.5	1.20	0.00	4.20	0.00	4.20		10.47

Total 130.72 tone

Longitudinal

Tabel E 8.4.14b

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	$V(\mu)$	V_{ad}	$V_{Rd,l}$ (ZNA)	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
L1	11.10	26.4	33.6	3.70	0.00	13.44	0.00	13.44	5.45	18.89
L2	4.89	24.0	28.7	2.50	0.00	11.48	0.00	11.48		16.93
L3	2.02	12.9	15.8	1.70	0.00	6.32	0.00	6.32		11.77
L4	1.51	12.6	14.7	1.70	0.00	5.88	0.00	5.88		11.33
L5	12.33	41.7	48.3	4.50	0.00	19.32	0.00	19.32		24.77
L6	1.51	12.0	14.1	1.70	0.00	5.64	0.00	5.64		11.09
L7	5.17	17.7	22.3	2.70	0.00	8.92	0.00	8.92		14.37
L8	6.67	23.1	28.4	3.00	0.00	11.36	0.00	11.36		16.81
L9	0.75	9.0	10.5	1.20	0.00	4.20	0.00	4.20		9.65

Total 139.38 tone

E 8.4.8.2. Mecanismul de cedare pe secțiune înclinată

Rezistența de proiectare la cedare pe secțiune înclinată a pereților din zidărie confinată, V_{Rdi} , se calculează prin însumarea:

- rezistenței de proiectare la cedare pe secțiune înclinată a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ține seama de efectul interacțiunii cu elementele de confinare (V_{Rdi}^*),
- rezistenței de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpișorul de la extremitatea comprimată a peretelui (V_{Rd2})
- rezistenței de proiectare la forfecare a stâlpișorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rdi} = V_{Rdi}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \quad (E 8.4.16)$$

Valorile V_{Rd2} și V_{Rsc} sunt identice cu cele determinate pentru mecanismul de cedare prin lunecare în rostul orizontal.

Valorile V_{Rdi}^* și valorile rezistențelor pereților de zidărie confinată la cedare pe secțiune înclinată sunt date în tabelele E 8.4.15a și E 8.4.15b.

Transversal

Tabelul E 8.4.15a

Elem.	Aria (m ²)	V _{Ed} t	N _{Ed} tone	N _{Ed} [*] tone	σ _d [*] N/mm ²	f _{vd,i} [*] N/mm ²	b	V _{Rd,i} [*] tone	V _{Rstc} tone	V _{Rd,i} (ZC) tone
T1	0.595	2.45	12.3	15.8	0.266	0.072	1.5	2.86	5.45	8.31
T2	1.050	9.48	28.8	36.4	0.347	0.081		5.67		11.12
T3	0.420	1.20	9.3	11.7	0.279	0.070		1.96		7.41
T4	0.360	0.72	9.0	10.4	0.289	0.075		1.80		7.25
T5	1.350	14.18	41.7	49.3	0.365	0.083		7.47		12.92
T6	0.660	3.22	15.6	19.1	0.289	0.075		3.30		8.75
T7	0.770	3.56	14.4	18.3	0.238	0.068		3.49		8.94
T8	1.225	9.39	26.7	33.1	0.270	0.072		5.88		11.33
T9	0.420	0.75	9.0	10.5	0.250	0.070		1.96		7.41

Total 83.44 tone

Longitudinal

Tabelul E 8.4.15b

Elem.	Aria (m ²)	V _{Ed} t	N _{Ed} tone	N _{Ed} [*] tone	σ _d [*] N/mm ²	f _{vd,i} [*] N/mm ²	b	V _{Rd,i} [*] tone	V _{Rstc} tone	V _{Rd,i} (ZC) tone
L1	1.295	11.10	26.4	33.6	0.259	0.071	1.5	6.13	5.45	11.58
L2	0.875	4.89	24.0	28.7	0.328	0.079		4.61		10.06
L3	0.595	2.02	12.9	15.8	0.266	0.072		2.86		8.31
L4	0.510	1.51	12.6	14.7	0.288	0.074		2.52		7.97
L5	1.350	12.33	41.7	48.3	0.358	0.082		7.38		12.83
L6	0.510	1.51	12.0	14.1	0.276	0.073		2.48		7.93
L7	0.945	5.17	17.7	22.3	0.236	0.068		4.28		9.73
L8	1.050	6.67	23.1	28.4	0.270	0.072		5.04		10.49
L9	0.420	0.75	9.0	10.5	0.250	0.070		1.96		7.41

Total 86.31 tone

Valoarea rezistenței la forfecare a zidăriei nearmate s-a luat cea mai mică dintre rezistența la lunecare în rost orizontal ($V_{Rd,l}$) și rezistența la cedare pe secțiune înclinată ($V_{Rd,i}$). Valoarea totală a rezistenței la forfecare a zidăriei confinate $V_{tot}(ZC)$ este dată în tabelul E 8.4.16.

Tabelul E 8.4.16

Elem.	$V_{Rd,l}$ (ZC)	$V_{Rd,i}$ (ZC)	V_{Edu} (ZC)	$1.25 \times$ V_{Edu}	Elem	$V_{Rd,l}$ (ZC)	$V_{Rd,i}$ (ZC)	V_{Edu} (ZC)	$1.25 \times$ V_{Edu}
	tone	tone	(tone)	(tone)		tone	tone	(tone)	(tone)
T1	11.77	8.31	7.37	9.22	L1	18.89	11.58	15.94	19.93
T2	20.01	11.12	14.68	18.35	L2	16.93	10.06	11.68	14.60
T3	10.13	7.41	5.01	6.26	L3	11.77	8.31	9.74	12.18
T4	9.61	7.25	5.07	6.34	L4	11.33	7.97	7.78	9.73
T5	25.17	12.92	20.22	25.28	L5	24.77	12.83	20.22	25.28
T6	13.09	8.75	9.96	12.45	L6	11.09	7.93	7.51	9.39
T7	12.77	8.94	9.87	12.34	L7	14.37	9.73	12.13	15.16
T8	18.69	11.33	15.79	19.74	L8	16.81	10.49	14.06	17.58
T9	10.47	7.41	5.01	6.26	L9	9.65	7.41	5.11	6.39
Σ		72.32	116.24				86.31	130.24	

E 8.4.8.3. Forța tăietoare preluată de armăturile din rosturi

Forța tăietoare preluată de armăturile din rosturile orizontale se calculează cu relația:

$$V_{Rd3} = 0.8 l_w \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \quad (\text{E 8.4.17})$$

S-a considerat armarea minimă

- $2\Phi 6$ mm $f_{yd} = 300$ N/mm² la $s = 400$ mm (pentru zidării cu blocuri cu $h = 200$ mm) $\Rightarrow V_{Rd3} = 3.4 \times l_w$ (m)

În cazul zidărilor cu blocuri cu $h = 250$ mm armarea va fi $2\Phi 6$ mm $f_{yd} = 300$ N/mm² ($A_{sw} = 56.5$ mm²) la $s = 250$ mm < 400 mm (distanța maximă admisă pe verticală între bare) $\Rightarrow V_{Rd3}$ (tone) = $5.4 \times l_w$ (m)

E 8.4.9. Verificarea siguranței la forță tăietoare

Rezultatele calculului de verificare sunt date în tabelele E 8.4.17a și E 8.4.17b.

Transversal

Tabelul E 8.4.17a

Elem.	V_{Rd}	l_w	$2\Phi 6/400$	V_{Rd} (ZC+AR)	$1.25V_{Edu}$
	tone		V_{Rd3}		
T1	8.31	1.70	5.8	14.19	9.22
T2	11.12	3.00	10.2	21.32	18.35
T3	7.41	1.20	4.1	11.51	6.26
T4	7.25	1.20	4.1	11.35	6.34
T5	12.92	4.50	15.3	28.22	25.28
T6	8.75	2.20	7.5	16.25	12.45
T7	8.94	2.20	7.5	16.44	12.34
T8	11.33	3.50	11.9	23.23	19.74
T9	7.41	1.20	4.1	11.51	6.26
Σ				154.02	116.24

Longitudinal

Tabelul E 8.4.17b

Elem.	V_{Rd}	l_w	$2\Phi 6/400$	V_{Rd} (ZC+AR)	$1.25V_{Edu}$
	tone		V_{Rd3}		
L1	11.58	3.70	12.6	24.18	19.93
L2	10.06	2.50	8.5	18.56	14.60
L3	8.31	1.70	5.8	14.11	12.18
L4	7.97	1.70	5.8	13.77	9.73
L5	12.83	4.50	15.3	28.13	25.28
L6	7.93	1.70	5.8	13.73	9.39
L7	9.73	2.70	9.2	18.93	15.16
L8	10.49	3.00	10.2	20.69	17.58
L9	7.41	1.20	4.1	11.51	6.39
Σ				163.61	130.24

CONCLUZIE FINALĂ:

1. În zona seismică $a_g = 020$ g siguranța la forță tăietoare este asigurată, pe ambele direcții principale, pentru ansamblul clădirii prin armarea rosturilor orizontale cu $2\Phi 6/400$ mm oțel cu $f_{yd} = 300$ N/mm².

E 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE LEMN

Proiectarea unei structuri de tip hală din lemn

E 9.1. Precizarea datelor de proiectare

În prezentul exemplu se efectuează calculul și dimensionarea unei clădiri tip hală parter, cu structura din lemn lamelat încleiat.

Clădirea are funcțiunea de depozit și este amplasată în municipiul București. În cele ce urmează se face o scurtă prezentare a principalelor caracteristici ale clădirii.

Caracteristici clădire:

- Funcțiunea: depozit;
- Regim de înălțime: parter;
- Acoperiș în două pante, cu structura tip șarpantă.

Date generale de conformare a clădirii:

- Structura de rezistență:
 - suprastructura: cadre din lemn lamelat încleiat cu stâlpi și ferme amplasate transversal;
- Închideri și compartimentări:
 - pereți exteriori din panouri sandwich de 12 cm grosime.

Date ale amplasamentului clădirii:

- Localitatea: București;
- Clasa de importanță și de expunere III, $\gamma_I=1.0$
- Condiții seismice:
 - $a_g = 0.30g$
 - $T_B = 0.32s$
 - $T_C = 1.60s$
 - Clasa de ductilitate M (determinată de condițiile seismice)
- Zona de zăpadă: $s_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$;
- Zona de vânt: $q_b = 0.5 \text{ kN/m}^2$.

Dimensiuni clădire:

- 1 deschidere de 18.00 m
- 4 travei de 3.29 m;

- Înălțimea de nivel: $h = 3.00$ m (liberă);
- Gabarit clădire: 13.30 m x 18.40 m.

Caracteristicile de rezistență ale materialelor:

- lemn lamelat încleiat clasificat în clasa de rezistență - **GL 20**
 - Rezistență la încovoiere: $f_{m,k} = 20$ N/mm²
 - Rezistență la întindere paralelă cu fibrele: $f_{t,0,k} = 15$ N/mm²
 - Rezistență la compresiune paralelă cu fibrele: $f_{t,0,k} = 21$ N/mm²
 - Modul de elasticitate : $E_{0,05,k} = 8.000$ N/mm²
- oțel (buloane): $f_{yd} = 300$ N/mm²

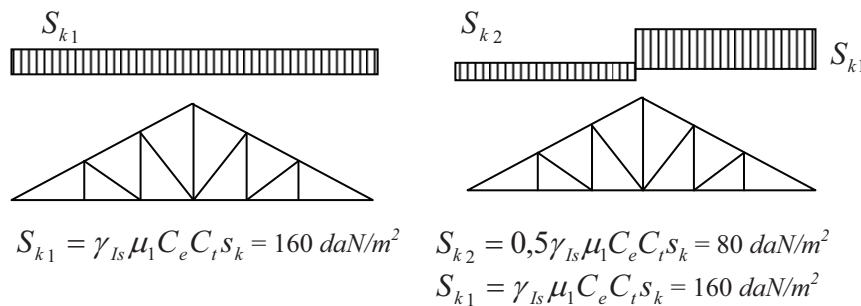
E 9.2. Evaluarea încărcărilor

Încărcări permanente:

- Greutatea elementelor de acoperiș (panouri sandwich) = 30 daN/m²
 - Spațiu tehnic $= 75$ daN/m²
- Total = 105 daN/m²

Încărcarea dată de zăpadă:

- Valoarea normată a încărcării din zăpadă: $S_k = \gamma_{Is} \mu_i C_e C_t s_k$



unde

$s_k = 2.00$ kN/m² valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol [kN/m²], în amplasament;

$c_e = 1.0$ coeficientul de expunere al construcției în amplasament;

$c_t = 1.0$ coeficient de transfer termic;

$\mu_i = 0.8$ coeficientul de formă al încărcării din zăpadă pe acoperiș;

$\gamma_{Is} = 1.0$ factorul de importanță-expunere pentru acțiunea zăpezii.

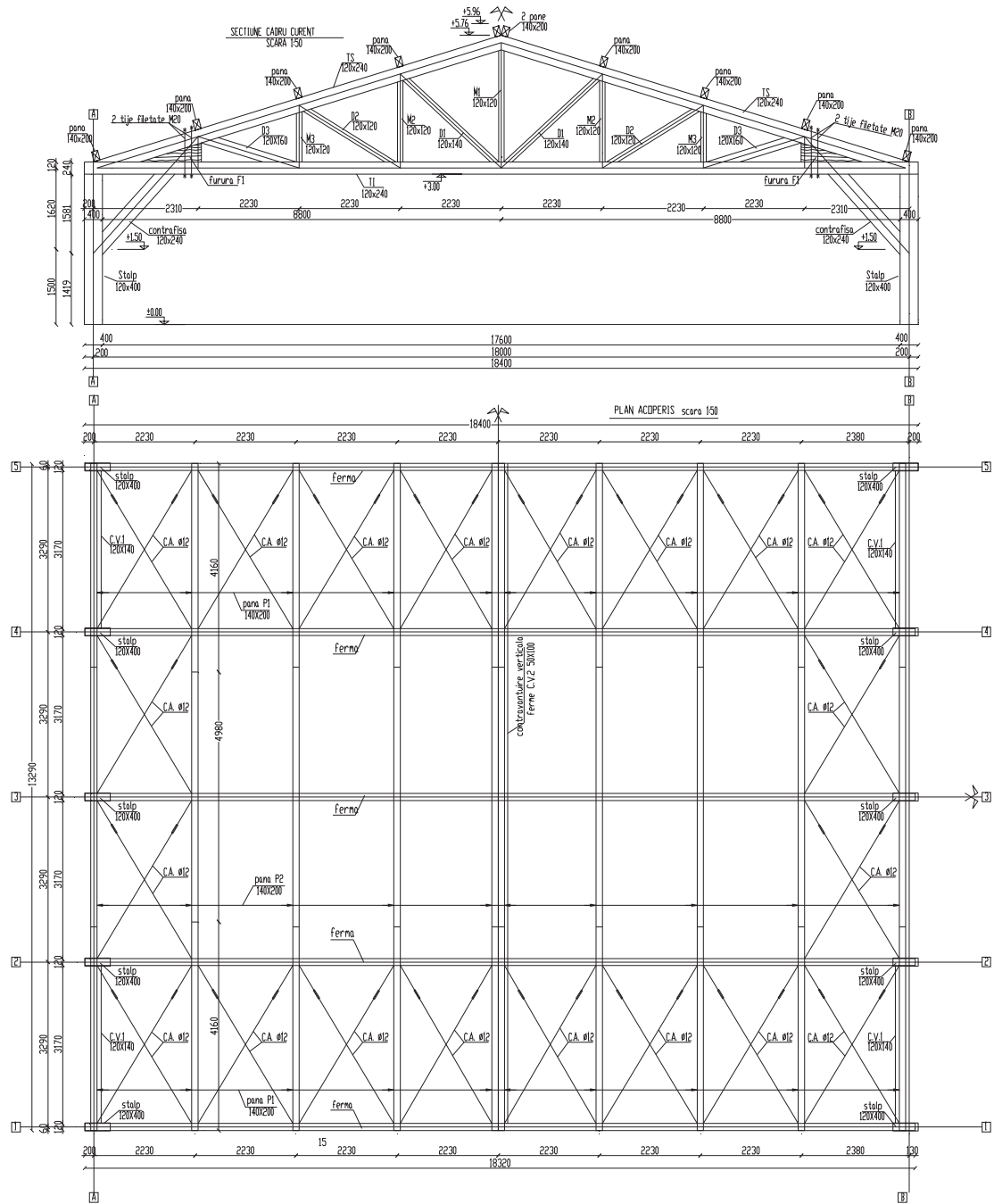


Figura E 9.1. Secțiune transversală și plan structură de rezistență din lemn lamelat încleiat pentru hala tip depozit

Încărcarea dată de vânt:

Presiunea vântului la înălțimea z deasupra terenului, $w(z) = \gamma_{Iw} q_p(z_e) c_p$

$\gamma_{Iw} = 1.0$ factorul de importanță-expunere.

$q_p(z_e)$ valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului evaluată la cota z_e ;

$c_p = c_{pe} - c_{pi}$ coeficientul aerodinamic de presiune (c_{pe} pentru suprafețe exterioare și c_{pi} pentru suprafețe interioare).

$$q_p(z_e) = c_e(z) q_b$$

$c_e(z) = 1.31$ factor de expunere la înălțimea z deasupra terenului; se consideră teren categoria III;

$q_b = 0.5 \text{ kN/m}^2$ valoarea de referință a presiunii dinamice a vântului

- Coeficienții de presiune exterioară, $c_{pe,10}$ sunt dați în tabele;
- Pentru coeficienții de presiune interioară, c_{pi} , pentru clădirile închise cu partiționări interioare și goluri prevăzute cu ferestre se pot utiliza valorile extreme:

$$c_{pi} = 0.2 \text{ sau } c_{pi} = -0.3$$

E 9.3. Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor

SLU fără considerarea acțiunii seismice:

$$1,35 P + 1,5 S_{k1}$$

$$1,35 P + 1,5 S_{k2} (S_{k1}) + 1.05 w(z)$$

$$1,35 P + 1,5 w(z) + 1.05 S_{k2} (S_{k1})$$

SLU cu considerarea acțiunii seismice:

$$1,35 P + 0.4 S_{k1} + Seism$$

SLS:

$$1.0 P + 1.0 S_{k2} (S_{k1}) + 1.0 w(z)$$

$$1.0 P + 0.4 S_{k1} + Seism$$

E 9.4. Evaluarea încărcărilor seismice

Acțiunea seismică a fost modelată folosind metoda forțelor seismice statice echivalente. Acțiunea forțelor laterale a fost considerată separat pe direcțiile principale de rezistență ale clădirii.

$$F_b = \gamma_l \times S_d(TI) \times m \times \lambda = 1.0 \times 0.30 \times 2.50 / 2.5 \times 1.00 = 0.30 \times mg$$

Factorul de comportare $q = 2.5$ în conformitate cu P 100-1, tabelul 9.2.

E 9.5. Verificarea elementelor structurale

Eforturile maxime care vor conduce la dimensionarea elementelor structurale au rezultat din combinația:

$$1,35 P + 1,5 S_{k2}(S_{kl}) + 1.05 w(z)$$

În continuare, sunt prezentate succint calculele de dimensionare ale elementelor conform normativului NP005/2003 (tabelul E 9.5.1 și tabelul E 9.5.2).

Tabelul E 9.5.1 Elemente supuse la întindere. Dimensionare din condiția de capacitate de rezistență a barelor.

Nr.	b	h	N_r	N_{ef}
	(mm)	(mm)	(tf)	(tf)
M1 central	120	100	10.18	2.60
M2 intern	120	100	10.18	2.10
D3 marginal	120	100	10.18	4.23
TI	120	160	12.22	11.60

Tabelul E 9.5.2 Elemente supuse la compresiune. Dimensionare din condiția de capacitate de rezistență a barelor.

Element	b	h	l	C_r	C_{ef}
	(mm)	(mm)	(m)	(tf)	(tf)
TS	120	180	2.35	13.00	12.24
D1 central	120	140	2.90	7.20	6.65
D2 intern	120	100	2.60	6.40	4.28
Contrafișă	120	160	2.8	8.70	7.96
Stâlp	120	260	3.20	10.80	8.95

Notă : Dimensiunile barelor au fost stabilite luând în considerare sortimentul de grinzi, care au lățimea minimă de 100 mm.

Dimensiunile finale ale barelor au rezultat în urma efectuării calculului de deplasări laterale și de îmbinări (tabelul E 9.5.3 și tabelul E 9.5.4). Au fost considerate îmbinări cu tije (buloane cu diametrul $\phi 12$ și $\phi 16$) și plăcuțe metalice de 5 mm grosime.

Tabelul E 9.5.3 Elemente supuse la întindere paralelă cu fibrele. Verificarea barelor, după dispunerea tijelor în îmbinări.

Element	b	h	T_r	N_{ef}
	(mm)	(mm)	(tf)	(tf)
M1 central	120	120	12.22	2.60
M2 intern	120	120	12.22	2.10
D3 marginal	120	160	16.30	4.23
TI	120	240	24.44	11.60

Tabelul E 9.5.4 Elemente supuse la compresiune paralelă cu fibrele. Verificarea barelor, după dispunerea tijelor în îmbinări

Element	b	h	Lungime l	C_r	C_{ef}
	(mm)	(mm)	(m)	(tf)	(tf)
TS	120	240	2.35	17.30	12.24
D1 central	120	140	2.90	7.10	6.65
D2 intern	120	120	2.60	7.50	4.28
Contrafișă	120	240	2.8	13.00	7.96
Stâlp	120	400	3.20	16.60	8.95

Tabel E 9.5.5 Elemente supuse la compresiune paralelă cu fibrele.

Element	b	h	d bulon	n tije	N Efectivă
	(mm)	(mm)			(tf)
M1 central	120	120	12	5	2.6
M2 intern	120	120	12	4	2.1
TI marginal	120	240	16	11	11.61
Diag. D3	120	160	16	4	4.23
TS central	120	240	16	5	5.04
TS marginal	120	240	16	11	11.16
D1 central	120	120	12	12	6.65
D2 intern	120	120	12	7	4.28
Contrafișă	120	240	16	8	7.96
Stâlp bază	120	400	16	9	8.95

Precum rezultă din analiza tabelelor E 9.5.1, E 9.5.2, E 9.5.3 și E 9.5.4, capacitățile de rezistență ale elementelor structurale sunt mai mari decât eforturile efective – dimensiunile elementelor sunt mai mari decât cele necesare din calculul barelor.

Din cauza distanțelor minime obligatorii între tije, a fost necesară mărirea dimensiunii elementelor, ceea ce a condus la dimensiunile finale prezentate în tabelele E 9.5.3 și E 9.5.4. În tabelul E 9.5.5 se prezintă diametrele buloanelor și numărul de tije necesare pentru îmbinarea zăbrelelor de elementele de talpă, a contrafișei de stâlp, precum și a stâlpului la bază.

E 9.6. Verificarea deplasărilor laterale

Deplasările laterale se determină din următoarea combinație de încărcări :

$$1.00 P + 0.4 S_{kl} + Seism$$

Verificarea deplasărilor se face în conformitate cu Anexa E din P 100-1:

Verificarea la SLS:

$$d_r^{SLS} = v q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Deplasarea laterală maximă determinată – $d_{calcul\ structural} = 0.0144m$

$$d_r^{SLS} = 0.5 \times 2.5 \times 0.0144 = 0.018m < d_{r,a}^{SLS} = 0.0075 h = 0.0225m$$

unde

$v=0.5$ pentru clasa III de importanță.

Verificarea la ULS:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

$$d_r^{ULS} = 2.0 \times 2.5 \times 0.0144 = 0.072m < d_{r,a}^{ULS} = 0.025 h = 0.075m$$

E 9.7. Concluzii

Din analiza prin calcul a structurii de rezistență din lemn lamelat încleiat, de tip cadre cu stâlpi și ferme cu zăbrele dispuse transversal, efectuată conform prevederilor din prescripțiile tehnice în vigoare, s-a constatat că:

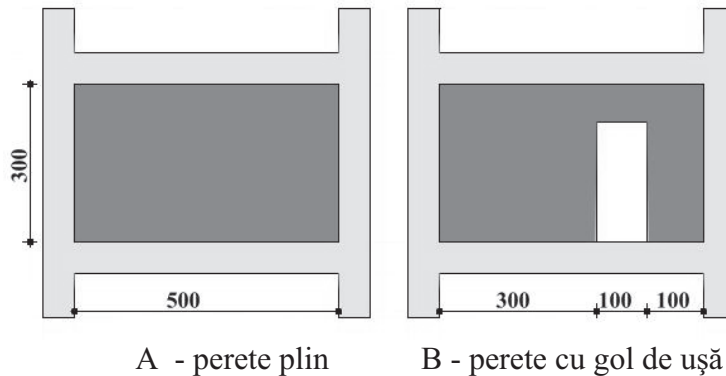
- structura de rezistență propusă spre analiza face parte din gama curentă a construcțiilor tip hală cu deschideri medii, fără stâlpi interiori, utilizate pentru producție, depozitare, săli de sport pentru agrement și de întruniri publice;
- acțiunile luate în considerare corespund prescripțiilor tehnice în vigoare;
- s-au considerat pentru calcul acțiunile climatice și seismice corespunzătoare zonei București care sunt peste media încărcărilor curente;

- dimensiunile elementelor de construcție calculate din condiția de rezistență a barelor tensionate, respectiv comprimate, sunt mult mai reduse decât dimensiunile elementelor stabilite din condiția de respectare a distanțelor de amplasare a tijelor în îmbinări;
- elementele structurale de rezistență ale fermei (talpa superioară, talpa inferioară, montanți, și diagonale, precum și stâlpii) au rezultat cu secțiuni impuse din condiția de dispunere a tijelor în îmbinări.

E 10. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR (CNS)

E 10.1 Verificarea unui perete despărțitor de zidărie cu elemente ceramice

E 10.1.1. Perete despărțitor plin



E 10.1.1.1. Date generale

Perete despărțitor plin (fără gol de ușă/fereastră) cu dimensiunile 11.5 x 300 x 500 cm (rezemat pe planșeu, fixat lateral și sub grinda structurii, la partea superioară ⇒ rezemare simplă pe contur):

- Clădire P+3E ($n_{niv}=4$). Perete amplasat la etajul 3 (nivelul 4).
- Înălțimea parterului : $H_{parter} = 4.20$ m
- Înălțimile etajelor $H_{etaj} = 3.60$ m
- Cota planșeului de reazem $z_3 = 4.20 + 2 \times 3.60 = 11.40$ m
- Cota planșeului superior $z_4 = 15.00$ m (acoperiș)
- Destinația clădirii: spital
- Amplasament : **București** ($a_g = 0.30g$)

E 10.1.1.2. Materiale și rezistențe de calcul

- Cărămidă plină ($f_b = 10$ N/mm²), mortar M5
- Greutatea volumetrică a zidăriei 1800 daN/m³, greutatea volumetrică a mortarului 2000 daN/m³
- Rezistențele caracteristice la încovoiere perpendicular pe plan (Cod CR 6 tabelul 4.6)
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xk1} = 0.240$ N/mm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xk2} = 0.480$ N/mm²
- Rezistențele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS ($\gamma_{zid} = 1.50$ - pentru pereți nestructurali în interiorul clădirii -a se vedea P 100-1 Cap.10):
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xd1} = 0.240/1.50 = 0.160$ N/mm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xd2} = 0.320$ N/mm²

E 10.1.1.3. Calculul forței seismice convenționale

- Greutatea proprie a peretelui $g = 0.115 \times 1800 + 2 \times 0.02 \times 2000 \cong 290$ daN/m²

- Accelația terenului pentru proiectare $a_g = 0.30 g$
- Factorul de importanță al peretelui $\gamma_{perete} = \gamma_{clădire} = 1.4$ (spital \Rightarrow clasa de importanță I)
- Factorul de amplificare dinamică al peretelui $\beta_{perete} = 1.00$
- Factorul de comportare (reducerea efectului acțiunii seismice) $q_{perete} = 2.50$
- Coeficientul mediu de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea clădirii la etajul 3 (nivelul 4)
 - $K(z_{inf}) = 1 + 2 \frac{11.40}{15.00} = 2.52$
 - $K(z_{sup}) = 3.00$
 - $K(4) = 0.5 \times (2.52 + 3.00) = 2.76$
- Forța seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafața peretelui:
 - pentru ULS :

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.4 \times 0.30g \times 1.0 \times 2.76}{2.50} \times \frac{290}{g} = 135 daN / m^2$$
- Momente încovoietoare în perete sub acțiunea încărcărilor seismice
 - raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 300 / 500 = 0.60$
 - raportul rezistențelor $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 0.5$
 - din Codul CR 6 Cap.6, avem, prin interpolare, $\alpha = 0.0344$
 - * $M_{Ex1} = \mu \alpha W_{Ed} l_w^2$
 - * $M_{Ex2} = \alpha W_{Ed} l_w^2$
- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
 - $M_{Exd1} = 0.5 \times 0.0344 \times 0.135 \times 5.0^2 \cong 0.058 tm$
 - $M_{Exd2} = 0.0344 \times 0.135 \times 5.0^2 \cong 0.116 tm$

E 10.1.1.4. Caracteristicile de rezistență ale peretelui

- Modulul de rezistență elastic $W_{el} = \frac{100 \times 11.5^2}{6} = 2205 cm^3 / m$

E 10.1.1.5. Verificarea rezistenței peretelui

- Efortul unitar în zidărie din greutatea proprie a peretelui la mijlocul înălțimii

$$\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.50 \times 290}{11.5 \times 100} = 0.378 kg/cm^2$$

- Momentul încovoietor capabil

$$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_{el} = (0.378 + 1.60) \times 2205 = 4360 kgcm = 0.0436 tm$$

$$< M_{Exd1} = 0.058 tm$$

Condiția de rezistență pentru cutremurul cu $a_g = 0.30g$ **nu este satisfăcută.**

E 10.1.1.6. Posibilitate de corectare

Propunere 1: Executarea peretelui din elemente cu goluri verticale (45%) cu grosimea de 120 mm, cu mortar M10.

- Greutatea peretelui tencuit pe unitatea de suprafață, ținând seama și de greutatea mortarului din rost (a se vedea P 100-1, exemplul E 8.2) devine $g = 215 daN/m^2$

- Forța seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafața peretelui:

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.4 \times 0.30g \times 1.0 \times 2.76}{2.50} \times \frac{215}{g} \cong 100.0 \text{ daN} / \text{m}^2$$

- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:

$$M_{Exd1} = 0.5 \times 0.0344 \times 0.100 \times 5.0^2 \cong 0.042 \text{ tm}$$

$$M_{Exd2} = 0.0344 \times 0.100 \times 5.0^2 \cong 0.084 \text{ tm}$$

- Modulul de rezistență elastic

$$W_{el} = \frac{100 \times 12.0^2}{6} = 2400 \text{ cm}^3 / \text{m}$$

- Efortul unitar de compresiune în zidărie din greutatea proprie a peretelui

$$\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.50 \times 215}{12.0 \times 100} = 0.268 \text{ kg/cm}^2$$

- Momentul încovoietor capabil

$$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_w = (0.268 + 1.60) \times 2400 = 4480 \text{ kgcm} = 0.0448 \text{ tm} < M_{Exd1} = 0.058 \text{ tm}$$

Condiția de rezistență pentru cutremurul de proiectare nu este satisfăcută !

Propunere 2: Executarea peretelui din elemente cu goluri verticale (45%) cu grosimea de 140 mm, cu mortar M10.

- Greutatea peretelui tencuit pe unitatea de suprafață, ținând seama și de greutatea mortarului din rost - elemente LD (a se vedea P 100-1, exemplul E 8.2) devine

$$g \cong 240 \text{ daN/m}^2$$

- Forța seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafața peretelui:

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.4 \times 0.30g \times 1.0 \times 2.76}{2.50} \times \frac{240}{g} \cong 111.0 \text{ daN} / \text{m}^2$$

- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:

$$M_{Exd1} = 0.5 \times 0.0344 \times 0.111 \times 5.0^2 \cong 0.047 \text{ tm}$$

$$M_{Exd2} = 0.0344 \times 0.111 \times 5.0^2 \cong 0.094 \text{ tm}$$

- Modulul de rezistență elastic

$$W_{el} = \frac{100 \times 14.0^2}{6} = 3267 \text{ cm}^3 / \text{m}$$

Efortul unitar de compresiune în zidărie din greutatea proprie a peretelui

- $\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.50 \times 240}{14.0 \times 100} = 0.257 \text{ kg/cm}^2$

- Momentul încovoietor capabil

$$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_w = (0.257 + 1.60) \times 3267 = 6067 \text{ kgcm} = 0.0607 \text{ tm} > M_{Exd1} = 0.058 \text{ tm}$$

Condiția de rezistență pentru cutremurul de proiectare este satisfăcută !

E 10.1.2. Perete despărțitor cu gol de ușă

E 10.1.2.1 Date generale

Se verifică peretele din exemplul E 10.1 cu modificarea de la E 10.1.1.5 (propunerea 2) considerând că are un gol de ușă cu lățimea de 1.0 m în poziția din figură (panoul are rezemare pe trei laturi).

E 10.1.2.2 Materiale și rezistențe de calcul

⇒ Idem E 10.1.1.2

E 10.1.2.3 Calculul forței seismice static echivalente

⇒ Idem E 10.1.1.3

E 10.1.2.4 Calculul momentelor încovoietoare în perete

- Raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 300/300 = 1.00$
- Coeficientul $\alpha = 0.113$ (din CR 6 - *schema C*) pentru $\mu = 0.5$
 $M_{Ex1} = \mu\alpha W_{Ed}l_w^2 = 0.5 \times 0.113 \times 102.0 \times 3.0^2 \cong 51.9 \text{ daNm/m}$ [5190 kgcm/m]

E 10.1.2.5 Verificarea condiției de rezistență

- Momentul capabil al peretelui $M_{cap} = 6067 \text{ kgcm/m}$ → idem 1.A.5.
- Condiția de rezistență *este satisfăcută*

E 10.2 Verificarea unui panou de zidărie înrămată într-un cadru de beton armat pentru acțiunea seismică în planul peretelui

E 10.2.1. Date de temă

E 10.2.1.1 Cadru din beton armat P+3E (4 niveluri)

- deschidere interax $l_0 = 500$ cm
- înălțime de nivel $h_{et} = 320$ cm
- stâlpi 45 x 45 cm (toate nivelurile)
- grinzi 25 x 50 cm (toate nivelurile)
- beton C16/20

E 10.2.1.2 Panoul de zidărie:

- panou de zidărie din cărămidă plină, $t = 25$ cm
- dimensiunile panoului $(500-45) \times (320-50) = 455 \times 270$ cm
- materiale pentru zidărie:
 - * cărămidă $f_b = 7.5$ N/mm² și $f_{bh} = 2.0$ N/mm²
 - * mortar M5

E 10.2.1.3. Caracteristicile mecanice de rezistență și deformabilitate ale materialelor:

- beton:
 - $E_b = 27000$ N/mm²
- zidărie
 - rezistența unitară caracteristică la compresiune $f_k = 2.9$ N/mm²
 - coeficientul de siguranță pentru zidărie $\gamma_M = 1.9$
 - rezistența unitară de proiectare la compresiune:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2.9}{1.9} = 1.53 / \text{mm}^2$$
 - rezistența unitară caracteristică la compresiune paralel cu rosturile orizontale (→CR 6- tab.4.4 pentru $f_{bh} = 2.0$ N/mm² și M5)

$$f_{kh} = 1.44 \text{ N/mm}^2$$
 - rezistența unitară de proiectare la compresiune paralel cu rosturile orizontale (→CR 6- tab.4.4 pentru $f_{bh} = 2.0$ N/mm² și M5)

$$f_{dh} = \frac{f_{kh}}{\gamma_M} = \frac{1.44}{1.9} = 0.76 \text{ N/mm}^2$$
 - rezistența unitară caracteristică la forfecare sub efort de compresiune zero : $f_{vk0} = 0.20$ N/mm² (→ CR 6, 4.1.1.2.1, tab.4.3)
 - rezistența unitară de proiectare la forfecare sub efort de compresiune zero :

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M} = \frac{0.20}{1.9} = 0.105 \text{ N/mm}^2$$
 - modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 1000 f_k = 2900$ N/mm²

E 10.2.1.4. Caracteristicile geometrice și mecanice ale panoului de zidărie:

- lungimea panoului : $l_p = 500 - 45 = 455 \text{ cm}$
- înălțimea panoului : $h_p = 320 - 50 = 270 \text{ cm}$
- aria secțiunii orizontale a panoului $A_p = t_p \times l_p = 25 \times 455 = 11375 \text{ cm}^2$
- factorul de formă al panoului $\lambda_p = \frac{h_p}{l_p} = \frac{270}{455} \cong 0.60$
- lungimea diagonalei panoului: $D_p = \sqrt{l_p^2 + h_p^2} = \sqrt{455^2 + 270^2} \cong 530 \text{ cm}$
- lățimea diagonalei echivalente $d_p = \frac{D_p}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} (\rightarrow \text{P 100-1})$

$$\cos \theta = \frac{l_p}{D_p} = \frac{455}{530} = 0.858 \Rightarrow \cos^2 \theta = 0.737$$

- aria diagonalei echivalente pentru panoul plin:
 $A_{dp} = d_p \times t = 53 \times 25 = 1325 \text{ cm}^2$

E 10.2.1.5 Caracteristicile geometrice ale cadrului:

- momentul de inerție al stâlpului $I_s = \frac{45^4}{12} = 34.2 \times 10^4 \text{ cm}^4$
- lățimea echivalentă a stâlpului pătrat
 $b_{st,ech} = \sqrt[4]{6 \times 2 I_s} = \sqrt[4]{6 \times 2 \times 34.2 \times 10^4} = 45.0 \text{ cm}$

E 10.2.1.6. Forțe laterale din cutremur (determinate din calculul structurii)

- Planșeu peste nivel 4 $\Rightarrow 100 \text{ kN}$
- Planșeu peste nivel 3 $\Rightarrow 75 \text{ kN}$
- Planșeu peste nivel 2 $\Rightarrow 50 \text{ kN}$
- Planșeu peste nivel 1 $\Rightarrow 25 \text{ kN}$

E 10.2.2. Eforturi în diagonalele echivalente

Valori rezultate din calculul de cadru plan cu diagonale din zidărie articulate la capete.

- * D_1 (nivel 1) = 112 kN
- * $D_2 = 148 \text{ kN}$ - valoarea maximă
- * $D_3 = 117 \text{ kN}$
- * $D_4 = 71 \text{ kN}$

E 10.2.3. Rezistențele de proiectare ale panourilor de zidărie**E 10.2.3.1 Valorile coeficienților de calcul**

Au fost obținute prin interpolare în tabelele 10.3 și 10.4 din P 100-1 următoarele:

- $k_{1,pan} = 1.30$
- $k_{2,pan} = 2.00$
- $k_{3,pan} = 0.59$
- $k_{4,pan} = 0.117$
- $k_{5,pan} = 1.70$

E 10.2.3.2 Rezistența de proiectare corespunzător mecanismului de rupere prin lunecare din forță tăietoare în rosturile orizontale (F_{Rd1})

$$F_{Rd1}(zic) = f_{vd0} \times A_{pan} \times k_{1,pan} = 1.05 \times 11375 \times 1.30 = 15530 \text{ kg} \cong 15.5 \text{ tone}$$

E 10.2.3.3 Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată

$$F_{Rd2}(zic) = f_{vd0} \times A_{pan} \times k_{2,pan} = 1.05 \times 11375 \times 2.00 = 23900 \text{ kg} = 23.9 \text{ tone}$$

E 10.2.3.4 Rezistența de proiectare corespunzătoare mecanismului de cedare prin strivirea diagonalei comprimate:

$$F_{Rd31} = f_d \times b_{st,ech} \times t_p \times k_{3,pan} \times k_{5,pan} = 15.3 \times 45.0 \times 25.0 \times 0.59 \times 1.70 = 17260 \text{ kg} \cong 17.3 \text{ tone}$$

$$F_{Rd32} = f_{dh} \times A_{pan} \times k_{4,pan} = 7.6 \times 11375 \times 0.117 = 10115 \text{ kg} \cong 10.1 \text{ tone}$$

$$F_{Rd3} = \min(F_{Rd31}, F_{Rd32}) = 10.1 \text{ tone} = 101 \text{ kN}$$

Condiția de siguranță nu este îndeplinită.

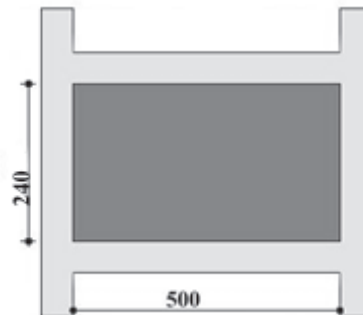
E 10.2.4. Posibilitate de corectare

⇒ Se aleg elemente pentru zidărie cu $f_{bh} = 4.0 \text{ N/mm}^2$ și mortar M10 pentru care $f_{kh} = 2.37 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{dh} = 1.25 \text{ N/mm}^2$

$$\text{Rezultă } F_{Rd32} = 12.5 \times 11375 \times 0.117 = 16.6 \text{ tone} > D_{niv,2} \text{ OK!}$$

E 10.3 Verificarea unui perete de fațadă din zidărie de BCA înrămat în cadru de beton pentru acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui

E 10.3.1. Date generale



E 10.3.1.1 Perete de fațadă înrămat (fără gol de ușă/ferastră) cu dimensiunile 30 x 240 x 500 cm (rezemat pe planșeu, fixat lateral și sub grinda structurii, la partea superioară \Rightarrow rezemare simplă pe contur)-

- Clădire P+8E ($n_{niv} = 9$). Perete amplasat la etajul 8 (nivelul 9).
- Înălțimile etajelor (inclusiv parterul) $H_{etaj} = 3.00$ m
- Cota planșeului de reazem $z_{inf} = 8 \times 3.00 = 24.00$ m
- Cota planșeului superior $z_{sup} = 9 \times 3.00 = 27.0$ m (acoperiș)
- Destinația clădirii: locuințe
- Amplasament : **București** ($a_g = 0.30g$)

E 10.3.1.2. Materiale și rezistențe de calcul

- Elemente pline ($f_b = 5.0$ N/mm²), mortar M5
- Densitatea de proiectare a elementelor (care ține seama de umiditatea medie în exploatare)
 ρ (kg / m³) = $85(f + 2) = 600$ kg / m
- Greutatea volumetrică a mortarului 2000 daN/m³
- Greutatea peretelui tencuit pe 1 m² $g \cong 210$ kg/m²
- Rezistențele caracteristice ale zidăriei la încovoiere perpendicular pe planul peretelui :
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xk1} = 0.10$ N/mm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xk2} = 0.20$ N/mm²
- Rezistențele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS ($\gamma_{zid} = 1.90$ - pentru pereți înrămați de fațadă - a se vedea P 100-1, Cap.10)
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xd1} = 0.100/1.90 = 0.052$ N/mm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xd2} = 0.104$ N/mm²

E 10.3.2. Calculul forței seismice convenționale

- Accelația terenului pentru proiectare $a_g = 0.30$ g
- Factorul de importanță al peretelui $\gamma_{perete} = \gamma_{clădire} = 1.0$ (birouri, clasa de importanță III)
- Factorul de amplificare dinamică al peretelui $\beta_{perete} = 1.00$
- Factorul de comportare (reducerea efectului acțiunii seismice) $q_{perete} = 1.50$

- Coeficientul mediu de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea clădirii la etajul 3 (nivelul 4)
 - $K(z_{inf}) = 1 + 2 \frac{24.0}{27.0} = 2.78$ $K(z_{sup}) = 3.00$
 - $K(4) = 0.5 \times (2.78 + 3.00) = 2.89$
- Forța seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafața peretelui:

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.0 \times 0.30g \times 1.0 \times 2.89}{1.50} \times \frac{210}{g} = 121.4 daN / m^2$$
- Momente încovoietoare în perete sub acțiunea încărcărilor seismice
 - raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 240 / 500 = 0.48$
 - raportul rezistențelor $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 0.5$
 - din Codul CR 6 Cap.6, avem, prin interpolare, $\alpha = 0.041$
 - * $M_{Ex1} = \mu\alpha W_{Ed} l_w^2$ $M_{Ex2} = \alpha W_{Ed} l_w^2$
- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
 - $M_{Exd1} = 0.5 \times 0.041 \times 0.1214 \times 5.0^2 \cong 0.062 \text{ tm}$
 - $M_{Exd2} = 0.041 \times 0.135 \times 5.0^2 \cong 0.124 \text{ tm}$

E 10.3.3. Caracteristicile de rezistență ale peretelui

Modulul de rezistență elastic $W_{el} = \frac{100 \times 30.0^2}{6} = 15000 \text{ cm}^3 / \text{m}$

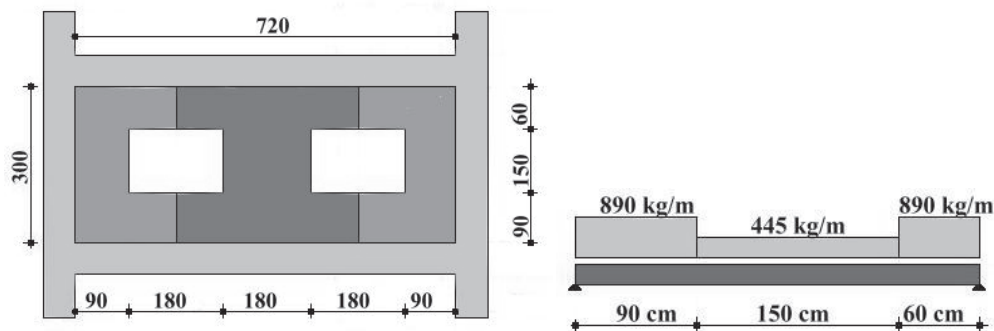
E 10.3.4. Verificarea rezistenței peretelui

- Efortul unitar în zidărie din greutatea proprie a peretelui la mijlocul înălțimii

$$\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.20 \times 210}{30.0 \times 100} = 0.084 \text{ kg/cm}^2$$

- Momentul încovoietor capabil este
- $$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_{el} = (0.084 + 0.52) \times 15000 = 9060 \text{ kgcm} = 0.090 \text{ tm}$$
- Condiția de rezistență pentru cutremurul cu $a_g = 0.30g$ **este satisfăcută.**

E 10.4 Verificarea unui perete de fațadă cu goluri de ferestre realizat din zidărie cu elemente ceramice



E 10.4.1. Date generale

- Perete de fațadă (nramat în cadru) 30 x 300 x 720 cm \Rightarrow rezemare simplă pe contur) - cu goluri de ferestre ca în figură.
- Clădire P+1E ($n_{niv} = 2$). Perete amplasat la etajul 1 (nivelul 2).
- nlimile etajelor $H_{ctaj} = 3.60$ m
- Cota planșeului de reazem $z_1 = 3.60$ m
- Cota planșeului superior $z_2 = 7.20$ m (acoperiș)
- Destinația clădirii: coala generală cu 8 clase
- Amplasament: **Câmpulung** ($a_g = 0.30g$)

E 10.4.2. Materiale i rezistențe de calcul

- Cărămidă cu goluri 45 % goluri $f_b = 10$ N/mm² mortar M10
- Greutatea volumetrică a zidăriei 0.55×1800 daN/m³ = 990 kg/m³
- Greutatea volumetrică a tencuiei 2000 daN/m³ $\rightarrow 2 \times 0.02 \times 2000 = 80$ kg/m²
- Greutatea peretelui tencuit $0.30 \times 990 + 80 = 380$ kg/m²
- Rezistențele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS la pereți de fațadă ($\gamma_{zid} = 1.9$)
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xd1} = 0.126$ N/mm² [1.26 kg/cm²]
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xd2} = 0.252$ N/mm² [2.52 kg/cm²]

E 10.4.3. Calculul forței seismice statice echivalente

- Accelerația terenului pentru proiectare $a_g = 0.30$ g
- Coeficientul de importana al peretelui $\gamma_{perete} = \gamma_{clădire} = 1.2$ (coala cu peste 250 persoane \Rightarrow clasa de importana II)
- Coeficientul de amplificare dinamică al peretelui $\beta_{perete} = 1.00$
- Coeficientul de reducere a efectului acțiunii seismice $q_{perete} = 1.50$
- Coeficientul mediu de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea clădirii la etajul 1 (nivelul 2)

$$K(z_1) = 1 + 2 \frac{3.60}{7.20} = 2.00 \quad K(z_2) = 3.00$$

$$K_z(2) = 0.5 \times (2.00 + 3.00) = 2.50$$

- Forța seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafața peretelui:

$$W_{Ed} \equiv F = \frac{1.2 \times 0.30g \times 1.0 \times 2.50}{1.50} \times \frac{380}{g} = 248.0 \text{ daN} / \text{m}^2$$

E 10.4.4 Calculul momentului încovoietor în montantul central

- Montantul este fixat numai sus și jos (liber pe laturile verticale)
- Momentul încovoietor se calculează ca pentru o grindă cu deschiderea de 300 cm
- Încărcarea de calcul se calculează înmulțind valoarea W_{Ed} cu lățimea zonelor aferente de zidărie
- Momentul maxim este $M_{Ed1} = 686 \text{ kgm}$ [68600 kgcm]
- Efortul unitar în secțiunea de la mijlocul înălțimii montantului

$$\sigma_d = \frac{G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{(0.60 \times 3.6 + 0.75 \times 1.80) \times 0.380}{30 \times 100} = 0.443 \text{ kg/cm}^2$$
- Modulul de rezistență al montantului
- $W = \frac{180 \times 30^2}{6} = 27000 \text{ cm}^3$
- Momentul capabil maxim

$$M_{cap} = (0.443 + 1.26) \times 27000 = 511.1 \text{ kgm} < M_{Ed1} = 686 \text{ kgm}$$
- Condiția de rezistență **nu este satisfăcută**

E 10.4.5. Posibilitate de corectare

Propunere 1

Introducerea unui stâlpișor de beton armat în axul montantului central

Propunere 2

Bordarea golurilor cu stâlpișori din beton armat

E 10.5 Determinarea cerințelor de deplasare pentru un panou publicitar

E 10.5.1. Date generale

- Panou de reclamă luminoasă cu dimensiunile 9.00 x 3.50 m
- Condiții de fixare: în câte două puncte la nivelul planșeelor peste etajele 7 și 8 ale unei clădiri de birouri cu P+8 etaje; toate etajele au înălțimea de 3.50 m.
- Cota de prindere la etajul inferior $h_{et,inf} = 28.0$ m
- Cota de prindere la etajul superior $h_{et,sup} = 31.5$ m
- Structura clădirii este din beton armat, de tip *dual cu pereți preponderenți* și se încadrează în *clasa de ductilitate H*.
- Reclama prinsă în mai multe puncte pe anvelopa clădirii este o CNS sensibilă la efectul *indirect* al acțiunii seismice -deplasările relative ale punctelor de prindere

E 10.5.2. Calculul deplasărilor relative între punctele de prindere

E 10.5.2.1. Cazul I.

Sunt cunoscute deplasările sistemului structural în punctele de prindere determinate prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare:

- * $d_e(+28.00 \text{ m}) = 52 \text{ mm}$ $d_e(+31.50 \text{ m}) = 60 \text{ mm}$
- Calculul deplasării elastice pentru SLS se face cu relația $d_s = vq d_e$

unde

- $v = 0.7$ pentru elementele atașate anvelopei amplasate pe fațadele către spațiile publice ;
- $q = 5\alpha_u/\alpha_1$
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ pentru structuri dual cu pereți preponderenți .
- Deplasarea relativă pentru SLS, între cotele +28.00 ÷ +31.50

$$\Delta d_s = 0.7 \times 5.0 \times 1.25 \times (60.0 - 52.0) = 35.0 \text{ mm}$$

E 10.5.2.2. Cazul II.

Nu sunt cunoscute deplasările elastice d_e .

- Se presupune că au fost respectate condițiile de limitare a deplasărilor relative de nivel impuse de codul în vigoare la data proiectării clădirii.
- Presupunem condiția de limitare a deplasărilor $\delta_a = \rho h_{et}$, cu $\rho = 0.005$.
- Deplasarea relativă pentru calculul prinderilor la SLS trebuie să aibă ca limită superioară valoarea

$$\Delta \leq vq(h_{et,sup} - h_{et,inf})\rho$$

Ceea ce revine la

$$\Delta \leq 0.7 \times 5 \times 1.25 \times (31500 - 28000) \times 0.005 = 76.5 \text{ mm}$$

adică mai mare cu 118% decât valoarea corespunzătoare situației în care deplasările calculate sunt cunoscute.

În această situație se recomandă ca structura reclamei și prinderile acesteia să poată prelua valoarea limită determinată ca în cazul II.

E 10.6 Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)

E 10.6.1. Date generale

- Echipament fixat rigid cu buloane pe planșeul peste ultimul nivel al unui spital din **București** ($a_g = 0.30g$)
- Spitalul este o clădire cu P+5 E având înălțimea parterului de 4.50 m și înălțimile etajelor curente 3.60 m.
- Echipamentul este esențial pentru continuarea în siguranță a activității spitalului.
- Echipamentul cântărește, în exploatare, $G = 120$ kN cu centrul de greutate situat la înălțimea $h_G = 1.80$ m față de suprafața planșeului.
- Prinderea se realizează cu patru buloane dispuse la interax de $l_0 = 1.10$ m pe fiecare direcție (în colțurile plăcii de bază).

E 10.6.2. Calculul forței seismice

E 10.6.2.1. Parametri de calcul

- Factorul de importanță pentru echipament $\gamma_{CNS} = 1.4$ - echipament amplasat într-un spital ;
- Factorul de amplificare dinamică al echipamentului neizolat împotriva vibrațiilor $\beta_{CNS} = 1.0$
- Factorul de comportare al echipamentului $q_{CNS} = 2.5$;
- Coeficientul de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea construcției $K_z = 3$ (cota de prindere "z" este egală cu înălțimea clădirii "H")

E 10.6.2.2. Calculul forței seismice de proiectare

- Forța seismică static echivalentă -:

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.4 \times 0.30g \times 1.0 \times 3.0}{2.5} \left(\frac{120}{g} \right) \cong 60.5 \text{ kN}$$

- Verificarea condițiilor de limitare a forței seismice:

$$F_{CNS} = 48.4 \text{ kN} < 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 4 \times 1.4 \times 0.30g \left(\frac{120}{g} \right) = 201.3 \text{ kN} -$$

$$F_{CNS} = 60.5 \text{ kN} > 0.75 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 0.75 \times 1.4 \times 0.30g \left(\frac{120}{g} \right) = 37.8 \text{ kN}$$

E 10.6.3. Eforturi de proiectare în buloane

- Ancorajele se proiectează pentru forța seismică statică echivalentă (F_{CNS}) majorată cu 30% - :

$$F_d = 1.3 \times 60.5 = 78.7 \text{ kN}$$

- Forța tăietoare de proiectare într-un bulon

$$T_{\text{bulon}} = \frac{1}{4} F_d = 0.25 \times 78.7 \cong 19.7 \text{ kN}$$

- Momentul de răsturnare dat de forța seismică în raport cu secțiunea de prindere:

$$M_r = F_{CNS} h_g = 60.5 \times 1.80 = 108.9 \text{ kNm}$$

- Forța de întindere într-un bulon:

$$N_b = \frac{M_r}{2l_0} = \frac{108.9}{2 \times 1.1} = 49.5 \text{ kN}$$

- Efectul favorabil al greutății proprii se reduce cu 15% -

$$N_g = 0.85 \left(\frac{G}{4} \right) = 0.85 \left(\frac{120}{4} \right) = 25.5 \text{ kN}$$

- Valoarea de proiectare a forței axiale de întindere într-un bulon :

$$N_d = N_b - N_g = 49.5 - 25.5 = 24.0 \text{ kN}$$

E 10.7 Calculul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori de vibrații

E 10.7.1. Date generale

- Echipamentul din prezentul exemplu este un generator electric de rezervă pentru spital (necesar pentru continuarea funcționării în siguranță).
- Generatorul este montat pe planșeul etajului 3 și este izolat împotriva vibrațiilor.

E 10.7.2. Calculul forței seismice

E 10.7.2.1. Parametri de calcul

- Accelația terenului pentru proiectare (componenta orizontală) $a_g = 0.30g$;
- Factorul de importanță pentru echipament $\gamma_{CNS} = 1.8$ (valoare apreciată > 1.5)- echipament amplasat într-un spital esențial pentru continuarea activității în siguranță ;
- Factorul de amplificare dinamică al echipamentului izolat împotriva vibrațiilor $\beta_{CNS} = 2.5$;
- Factorul de comportare al echipamentului $q_{CNS} = 2.5$;
- Coeficientul de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea construcției
 - cota de prindere $z = 4.50 + 2 \times 3.60 = 11.70$ m
 - înălțimea clădirii $H = 4.50 + 5 \times 3.60 = 22.50$ m
 - $K_z = 1 + 2 \frac{11.70}{22.50} = 2.04$

E 10.7.2.2. Calculul forței seismice de proiectare

- Forța seismică static echivalentă

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.8 \times 0.30g \times 2.5 \times 2.04}{2.5} \left(\frac{120}{g} \right) \cong 132.3kN$$

- Verificarea condițiilor de limitare a forței seismice:

$$F_{CNS} = 105.8 \text{ kN} < 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 4 \times 1.8 \times 0.30g \left(\frac{120}{g} \right) = 259.3kN$$

$$F_{CNS} = 105.8 \text{ kN} > 0.75 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 0.75 \times 1.8 \times 0.30g \left(\frac{120}{g} \right) = 48.6kN$$

E 10.7.3. Eforturi de proiectare în buloane

- Ancorajele se proiectează pentru forța seismică static echivalentă (F_{CNS}) majorată cu 30% :

$$F_d = 1.3 \times 132.3 = 172.0 \text{ kN}$$

- Forța tăietoare de proiectare într-un bulon

$$T_{bulon} = \frac{1}{4} F_d = 0.25 \times 172.0 \cong 43.0 \text{ kN}$$

- Momentul de răsturnare dat de forța seismică în raport cu secțiunea de prindere:

$$M_r = F_{CNS} h_g = 132.3 \times 1.80 = 238.14 \text{ kNm}$$

- Forța de întindere într-un bulon:

$$N_b = \frac{M_r}{2l_0} = \frac{238.14}{2 \times 1.1} = 108.25 \text{ kN}$$

- Efectul favorabil al greutății proprii se reduce cu 15%

$$N_g = 0.85 \left(\frac{G}{4} \right) = 0.85 \left(\frac{120}{4} \right) = 25.5 \text{ kN}$$

- Valoarea de proiectare a forței axiale de întindere într-un bulon :

$$N_d = N_b - N_g = 140.7 - 25.5 = 115.2 \text{ kN}$$

E 10.8 Calculul unei conducte de apă fierbinte

E 10.8.1. Date generale

- Conductă de apă la temperatură ridicată care servește un spital din *Ploiești*.
- Conducta este plasată la tavanul centralei termice (construcție cu un nivel).
- Instalație esențială pentru continuarea activității spitalului.
- Dimensiunea conductei $D_{ext} = 300$ mm, $D_{int} = 292$ mm, $t = 4$ mm

E 10.8.2. Materiale și rezistențe de calcul

- Oțel cu $R_a = 2100$ daN/cm² și $E = 2100000$ daN/cm²
- Momentul de inerție al conductei $I \cong 4070$ cm⁴
- Modulul de rezistență al conductei $W \cong 270$ cm³
- Greutatea proprie a conductei $\cong 30.0$ daN/m
- Greutatea apei din conductă $\cong 67.0$ daN/m
- Greutatea totală $g \cong 100$ daN/m

E 10.8.3. Determinarea distanței între prinderi pentru realizarea condiției

$$T_0 \leq 0.06s$$

- Se consideră conducta articulată la capete pe ambele direcții (pentru simplificarea expunerii).
- Perioada proprie a modului fundamental de vibrație pentru o bară dreaptă de lungime l_0 dublu articulată

$$T = \frac{2l_0^2}{\pi} \sqrt{\frac{g}{EI}}$$

- Din condiția ca perioada proprie a conductei $T \leq 0.06$ sec (pentru ca $\beta_{CNS} = 1.0$), cu datele de la 8.2, rezultă $l_0 \leq 522$ cm. Aleg $l_0 = 500$ cm.

E 10.8.4. Calculul forței seismice de proiectare

E 10.8.4.1. Parametri de calcul

- Accelația seismică de proiectare $a_g = 0.35g$
- Factorul de importanță stabilit de investitor $\gamma_{CNS} = 1.8$
- Factorul de amplificare $\beta_{CNS} = 1.0$ (pentru $T_0 < 0.06$ s)
- Prindere ductilă, coeficient de comportare $q_{CNS} = 2.5$
- Coeficientul $K_z = 3$ ($Z \cong H$)

E 10.8.4.2. Forța seismică orizontală

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.8 \times 0.35g \times 1.0 \times 3.0}{2.5} \left(\frac{100}{g} \right) \cong 75.6 \text{ daN} / m$$

E 10.8.4.3. Forța seismică verticală

- Accelația seismică verticală $a_{vg} = 0.7 a_g \Rightarrow 0.7 \times 0.35 g = 0.245 g \cong 0.25 g$
- Forța seismică verticală: $F_{CNS}(V) = 0.7 F_{CNS}(H) \Rightarrow 0.7 \times 75.6 = 52.9$ daN/m

E 10.8.4.4. Combinarea forțelor seismice pe cele două direcții

- Pentru verificarea rezistenței conductei, încărcările de pe cele două direcții se determină după cum urmează :

Ipoteza 1:

- $F_{CNS}(V_1) = g + F_{CNS}(V) = 100.0 + 52.9 = 152.9 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(H_1) = 0.3 F_{CNS}(H) = 0.3 \times 75.6 = 22.7 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(1) = \sqrt{F_{CNS}^2(V_1) + F_{CNS}^2(H_1)} = \sqrt{152.9^2 + 22.7^2} = 154.2 \text{ daN/m}$

Ipoteza 2:

- $F_{CNS}(V_2) = g + 0.3 F_{CNS}(V) = 100.0 + 0.3 \times 52.9 \cong 115.9 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(H_2) = F_{CNS}(H) = 75.6 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(2) = \sqrt{F_{CNS}^2(V_2) + F_{CNS}^2(H_2)} = \sqrt{115.9^2 + 75.6^2} = 138.4 \text{ daN/m} <$

- Încărcarea totală de calcul este cea mai mare dintre cele două valori
 $F_{CNS} = 154.2 \text{ daN/m}$

E 10.8.5. Verificarea rezistenței conductei

- Momentul încovoietor $M = \frac{1.542 \times 500^2}{8} = 48180 \text{ daNcm}$
- Efortul unitar în oțel este $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{48180}{270} \cong 178.4 \text{ daN/cm}^2 < R_a$

E 10.8.6. Eforturi de proiectare pentru prinderi

- Reacțiunea verticală - aferentă unei deschideri
 $R_V = 5.0 \times [g + 1.3 F_{CNS}(V)] = 5.0 \times (100 + 1.3 \times 52.9) \cong 845 \text{ daN}$
- Reacțiunea orizontală
 $R_H = 5.0 \times 1.3 \times F_{CNS}(H) = 5.0 \times 1.3 \times 75.6 \cong 490 \text{ daN}$

ANEXA J. RECOMANDĂRI DE PROIECTARE

J.1. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor

Alcătuirea de ansamblu a construcției trebuie să urmărească realizarea următoarelor caracteristici structurale:

- simplitate: trebuie realizat un sistem structural continuu și suficient de puternic care să asigure un traseu clar, cât mai direct și neîntrerupt al forțelor seismice, indiferent de direcția acestora, până la terenul de fundare. Forțele seismice care iau naștere în toate elementele clădirii sunt preluate de planșee - diafragme orizontale - și transmise structurii verticale, iar de la aceasta sunt transferate la fundații și teren. Proiectarea trebuie să asigure că nu există discontinuități în acest drum de transmitere a forțelor seismice.
- redundanță: ruperea unui singur element sau a unei singure legături structurale nu trebuie să expună structura la pierderea stabilității; trebuie realizat un mecanism de plastificare cu suficiente zone plastice, care să permită exploatarea rezervelor de rezistență ale structurii și o disipare avantajoasă a energiei seismice.
- regularitate: structura trebuie să fie cât mai regulată, cu elemente structurale distribuite cât mai uniform în plan, permițând o transmitere directă și pe un drum scurt a forțelor de inerție aferente maselor distribuite în clădire. Structura trebuie să prezinte, pe cât posibil, și uniformitate pe verticala construcției, urmărindu-se să se elimine apariția unor zone sensibile, în care concentrarea unor eforturi sau deformații plastice excesive ar putea produce ruperi premature. Prin alegerea unei forme avantajoase a construcției, printr-o distribuție adecvată a maselor, a rigidității și a capacității de rezistență laterale a structurii se va urmări reducerea în cât mai mare măsură a excentricităților care pot favoriza torsiunea de ansamblu.
- rigiditate și rezistență la acțiuni laterale, în orice direcție: elementele structurale vor fi dispuse în plan într-un sistem ortogonal, în măsură să ofere caracteristici de rezistență și de rigiditate suficiente în două direcții. Rigiditatea laterală va fi suficientă pentru limitarea deplasărilor orizontale, astfel încât efectele de ordinul 2 și degradările construcției să poată fi controlate.
- rigiditate și rezistență la torsiune: structura trebuie să fie înzestrată cu suficientă rigiditate și rezistență la torsiune pentru a limita manifestarea unor mișcări de răsucire în ansamblu a construcției, care ar putea spori periculos eforturile și deplasările orizontale ale clădirii. Soluția cea mai eficientă pentru aceasta este dispunerea adecvată a unor elemente suficient de rigide și rezistente la acțiuni laterale pe perimetrul construcției (cel puțin două în fiecare direcție principală).
- planșeele - diafragme orizontale: planșeele de la fiecare nivel trebuie realizate ca diafragme practic infinit rigide și rezistente pentru forțe aplicate în planul lor.
- fundații adecvate - alcătuirea fundațiilor construcției și a legăturii acestora cu suprastructura trebuie să asigure condiția ca întreaga clădire să fie supusă

unei excitații seismice cât mai uniforme. La proiectarea fundațiilor, forțele transmise de suprastructură sunt cele care trebuie să corespundă mecanismului structural de disipare de energie, dacă proiectarea construcției se bazează conceptual pe răspunsul structural în domeniul nelinier.

- Distribuția regulată în plan și în elevație a maselor: se va urmări dispunerea cât mai uniformă a încărcărilor gravitaționale pe planșee, atât în plan, cât și pe verticală, în vederea reducerii efectelor nefavorabile datorate poziționării neregulate a încărcărilor masice; la realizarea componentelor nestructurale se vor utiliza cu prioritate materiale ușoare; se vor reduce grosimile tencuielilor și ale șapelor de egalizare, ale straturilor pentru realizarea pantelor și se va micșora greutatea elementelor ornamentale la clădirile la care acestea sunt necesare; se vor utiliza betoane cu rezistențe ridicate pentru a reduce masa structurii.

Realizarea unei structuri simple, compacte pe cât posibil, simetrice, reprezintă obiectivul cel mai important al proiectării, deoarece modelarea, calculul, dimensionarea, detalierea și execuția structurilor simple sunt supuse la incertitudini mult mai mici și, ca urmare, se poate impune construcției, cu un grad înalt de încredere, comportarea seismică dorită.

J.2. Calculul structural

Metoda de referință pentru determinarea efectelor seismice este calculul modal cu spectre de răspuns. În aceasta metodă de calcul comportarea structurii este reprezentată printr-un model liniar-elastic, iar acțiunea seismică este descrisă prin spectre de răspuns de proiectare.

La construcțiile care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane pe direcții ortogonale și al căror răspuns seismic total nu este influențat semnificativ de modurile proprii superioare de vibrație se poate folosi metoda forțelor laterale statice echivalente. Metoda poate fi aplicată dacă perioadele fundamentale corespunzătoare direcțiilor orizontale principale sunt mai mici decât 1,5 și dacă sunt respectate criteriile privind regularitatea structurală pe verticală.

În metoda forțelor laterale statice echivalente, forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină cu relația

$$F_b = \gamma_{l,e} S_d(T_1) m \lambda \quad (\text{J.1})$$

unde

$S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 :

T_1 perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul care conține direcția orizontală considerată. În cazul structurilor de beton armat sau zidărie această valoare a perioadei trebuie să corespundă rigidităților reduse ale elementelor structurale astfel încât să se țină cont de efectul fisurării.

m masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i . Masa poate fi considerată ca raportul dintre greutatea clădirii corespunzătoare acțiunilor

gravitaționale din combinația de acțiuni care cuprinde și acțiunea seismică și accelerația gravitațională, g .

$\gamma_{1,e}$ factorul de importanță-expunere al construcției.

λ factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia. λ poate fi luat egal cu 0,85 dacă $T_1 \leq T_C$ și clădirea are mai mult de două niveluri și egal cu 1,0 în celelalte situații.

Efectele acțiunii seismice se determină prin aplicarea forțelor seismice orizontale asociate nivelurilor cu masele m_i . Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variație liniară crescătoare pe înălțime. În acest caz forțele orizontale de nivel pot fi calculate cu relația:

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^n m_j z_j} \quad (\text{J.2})$$

unde z_i și z_j reprezintă înălțimea până la nivelul i și, respectiv, j măsurată față de baza construcției considerată în model, iar n este numărul total de niveluri.

La clădiri multietajate, forțele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forțe laterale la nivelul fiecărui planșeu considerat indeformabil în planul său.

Dacă pentru obținerea răspunsului seismic se utilizează un model spațial, efectul de torsiune produs de o excentricitate accidentală se poate considera prin introducerea la fiecare nivel a unui moment de torsiune.

$$M_{ai} = F_i e_{ai} \quad (\text{J.3})$$

în care

M_{ai} moment de torsiune aplicat la nivelul i în jurul axei sale verticale

e_{ai} excentricitate accidentală a masei de la nivelul i

F_i forța seismică static echivalentă orizontală aplicată la nivelul i .

Momentul de torsiune se va calcula pentru toate direcțiile și sensurile considerate în calcul.

Efectele acțiunii datorate combinației componentelor orizontale ale acțiunii seismice se pot calcula simplificat folosind următoarele combinații:

$$E_{Edx} \text{ ”+” } 0,30 E_{Edy} \quad (\text{J.4})$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ ”+” } E_{Edy} \quad (\text{J.5})$$

unde

“+” înseamnă “a se combina cu”,

E_{Edx} reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării mișcării seismice pe direcția axei orizontale x alese pentru structură,

E_{Edy} reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării mișcării seismice pe direcția axei orizontale y , perpendiculară pe axa x a structurii.

La clădirile care satisfac criteriile de regularitate în plan și la care pereții sau sistemele independente de contravântuire verticală în plane asociate celor două direcții orizontale principale sunt singurele elemente care preiau efectele mișcării seismice, se poate considera acțiunea separată a cutremurului în cele două direcții orizontale principale fără a se face combinațiile indicate anterior.

J.3. Verificarea deformațiilor

Calculul deplasărilor laterale pentru SLS se face cu relația

$$d_s = \nu q d_e \quad (\text{J.6})$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice corespunzătoare SLS

d_e deplasarea aceluiași punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub acțiunea seismică de proiectare, conform spectrelor de proiectare din capitolul 3, ținând seama și de efectul torsiunii accidentale

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5-9) utilizat la calculul valorii de proiectare a forței seismice

ν factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS (vezi 2.1 și 2.2); valorile ν sunt date în Anexa E.

Calculul deplasărilor laterale pentru ULS se face cu relația

$$d_s = c q d_e \quad (\text{J.7})$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice corespunzătoare ULS

c factor supraunitar care ține seama de faptul că în răspunsul seismic inelastic deplasările sunt superioare celor din răspunsul elastic în cazul structurilor cu perioada de oscilație mai mică decât T_c ; valoarea factorului c este dată în Anexa E

q, d_e semnificație similară cu cea de la (J.6).

Valorile de proiectare ale rigidității elementelor de beton armat se determină pe baza prevederilor de la 4.5.2(9) și din Anexa E.

Pentru verificare, valorile deplasărilor relative de nivel calculate pentru SLS și ULS se compară cu valorile admise indicate în Anexa E a codului. Relația de verificare la SLS este:

$$d_r^{SLS} = \nu q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS} \quad (\text{J.8})$$

unde

- d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS
- d_{re} deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare (vezi capitolul 4). Se ia în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrâmați, extrăgând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuție semnificativă la valoarea deformației totale. Pentru elementele structurale de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată pentru calculul valorii d_{re} se va determina conform tabelului E.1. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidității elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.
- ν factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS
Valoarea factorului este: $\nu = 0,5$
- q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9) utilizat la determinarea forței seismice de proiectare
- d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS
- $d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorilor date în tabelul E.2.

Relația de verificare la ULS este:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (J.9)$$

- d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS
- q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)
- d_{re} definit în cadrul paragrafului E.1. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat, utilizată pentru calculul valorii d_{re} , se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate, adică $0,5E_cI_g$, cu excepția elementelor structurilor cu pereți, pentru care rigiditățile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1, par.6.6. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidității elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului
- $d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale și modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorii de $0,025h$ (unde h este înălțimea de nivel)
- c factorul de amplificare a deplasărilor.

J.4. Verificarea rezistențelor

Pentru toate elementele structurale și nestructurale trebuie respectată relația:

$$E_d \leq R_d \quad (J.10)$$

exprimată în termeni de rezistență, unde:

E_d valoarea de proiectare a efortului secțional rezultat din calculul structural în combinația seismică de proiectare, ținând seama și de efectele de ordinul 2, atunci când acestea sunt semnificative

R_d valoarea corespunzătoare a efortului capabil, calculată cu valorile de proiectare ale rezistențelor materialelor, pe baza modelelor mecanice specifice tipului de element structural, conform capitolelor 5 - 9 și codurilor specifice diferitelor materiale.

În cazul proiectării structurii pentru răspuns în domeniul nelinier, eforturile de proiectare cu care se face verificarea rezistențelor trebuie să corespundă situației mobilizării mecanismului de plastificare în suprastructură.

J.5. Asigurarea ductilității locale și de ansamblu

Structura în ansamblu și elementele structurale implicate în mecanismul structural de disipare al energiei seismice, asociat tipului de structură și factorului de comportare specific, trebuie să prezinte ductilitate adecvată.

În acest scop se vor respecta condițiile date în capitolele 5-9, specifice diferitelor materiale structurale, privind impunerea unor mecanisme favorabile de disipare a energiei și înzestrarea zonelor disipative cu suficientă capacitate de deformație în domeniul postelastice

Prin dimensionarea adecvată a rezistenței elementelor structurale la clădirile multietajate se va evita manifestarea unor mecanisme de disipare de energie de tip nivel slab, la care să se concentreze cerințe excesive de ductilitate

Impunerea mecanismului de plastificare dorit se realizează practic prin dimensionarea capacităților de rezistență în zonele selectate pentru a avea un răspuns seismic elastic la valori de momente suficient de mari. Modul în care se stabilesc valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare se prezintă la capitolele 5-9, funcție de tipul de structură și natura materialului din care este alcătuită structura clădirii

Verificarea capacității de deformare (ductilității) elementelor structurale și a structurii în ansamblu se efectuează în termeni de deplasări pe baza unei relații similare cu relația (4.21), comparând cerințele de deformare cu capacitatea. Verificarea se poate face conform prevederilor Anexei E.

Legăturile între elementele structurale, de exemplu nodurile structurilor tip cadru, conectorii dintre elementele realizate din materiale diferite sau din betoane cu vârste diferite, și planșeele vor fi proiectate la eforturi de calcul suficient de mari, astfel încât să se asigure că răspunsul seismic al acestor elemente nu depășește limitele stadiului elastic.

Pentru a satisface condițiile de la (5), planșeele vor fi proiectate la forțele care le revin în condițiile instalării mecanismului global de plastificare.