

COMENTARII REFERITOARE LA PREVEDERILE P100-1: 2006

Capitolele / articolele din Codul de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P100-1: 2006 care nu se regăsesc în Anexa H (informativă), nu necesită, în opinia autorilor, comentarii

Comentarii la Cap.2 – CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE

2.1 Cerințe fundamentale

C 2.1(1) P100-1: 2006 este primul cod de proiectare românesc, care poate fi considerat ca aparținând noii generații de coduri de proiectare seismică, bazate pe stabilirea explicită a performanței seismice așteptate.

Experiența cutremurelor de la Northridge (1994) și Kobe (1995) au 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) care au fost elaborate în deceniul trecut, declarat ca deceniu de luptă împotriva dezastrelor. Ideile proiectării bazată pe performanțe au fost preluate în marea majoritate a țărilor cu inginerie seismică avansată (Japonia, Noua Zeelanda), precum și de țările EU, prin intermediul Eurocodurilor.

Proiectarea bazată pe performanțe implică mai multe obiective de performanță, respectiv mai multe niveluri ale performanței seismice a construcțiilor (structurale și nestructurale), 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 siguranța oferită ocupanților clădirii, pe durata și după evenimentul seismic, costul și fezabilitatea unor lucrări de consolidare, durata pe care se întrerupe total sau parțial funcțiunea construcției, impactul economic, architectural sau social asupra comunității etc.

Aceste caracteristici de performanță sunt direct legate de întinderea degradărilor pe care le suportă clădirea.

Codul FEMA, cel care a inițiat mutația conceptuală în proiectarea seismică, prevede 4 obiective de performanță de bază, așa cum se arată în fig. C.2.1.

<u>Operațional (OP)</u>	<u>Ocupanța imediată (OI)</u>	<u>Siguranța vieții (SV)</u>	<u>Prevenirea prăbușirii (PP)</u>
Toate funcțiunile sunt operaționale Degradări insignifiante	Clădirea rămâne sigură pentru ocupanți. Reparații necesare 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.

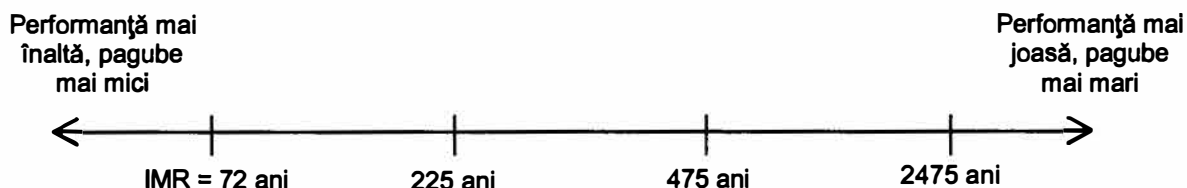


Figura C2.1

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 datorită volumului mare al operațiilor implicate și dificultății stabilirii unor criterii de proiectare concrete, suficient de simple, asociate celor 4 stări limită.

Din aceste motive, codul European EN 1998-1 are în vedere numai două cerințe de performanță: cerința de siguranță a vieții (SV) și cerința de limitare a degradărilor (LD). Ultima dintre acestea nu se suprapune peste nici una 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 P100-1: 2006, cu diferența că nivelul de hazard este semnificativ mai mic decât în norma europeană, potrivit posibilităților economice ale țării noastre.

Astfel, valorile IMR adoptate în P100-1: 2006 pentru SV și respectiv LD sunt numai 100 ani și 30 ani, față de 475 ani și 100 ani în EN.

C2.1(2) 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.

C2.2.1.2 Cele două categorii de exigențe sunt satisfăcute dacă sunt satisfăcute condițiile de verificare stabilite pentru cele două stări limită asociate: SLU 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.

2.2 Condiții pentru controlul îndeplinirii cerințelor

2.2.4 Măsuri suplimentare

C2.2.4 Prevederile de la acest paragraf sunt preluate integral din P100/1992. Acestea 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.

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.

Comentarii la Cap.3 – ACȚIUNEA SEISMICĂ

Reprezentarea acțiunii seismice pentru proiectare

Pentru proiectarea construcțiilor la acțiunea seismică, nivelul de hazard seismic indicat în codul P100-1: 2006 este un nivel minim pentru proiectare. Valoarea de vârf a accelerației orizontale a miscării terenului a_g numita accelerația terenului pentru proiectare corespunde unui interval mediu de recurență al evenimentului seismic (respectiv a magnitudinii acestuia) $IMR = 100 \text{ ani}$ (ceea ce corespunde unui eveniment seismic a carui magnitudine are o probabilitate de depasire de 64% 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 constanta în interiorul fiecărei zone.

Harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare a_g din P100-1: 2006 se utilizează pentru proiectarea la starea limita ultima.

Pentru zonele unde hazardul seismic este dominat de sursa subcrustala Vrancea (Moldova, Campia Romana, Dobrogea), harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare se bazează pe o analiza de hazard seismic în care a fost utilizat catalogul cutremurelor Vrancea din Secolul 20 (cel mai sever secol din cele 10 secole pentru care se dispune de catalog) 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 1.

Tabelul 1. Distribuția accelerogramelor utilizate în analiza de hazard seismic

Reteaua seismica Seismul	Romania			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 National de cercetare-Dezvoltare în Construcții și Economia Construcțiilor, București

²⁾INFP, Institutul National pentru Fizica Pamantului, București-Magurele

³⁾GEOTEC, Institutul de Studii Geotehnice și Geologice, București

⁴⁾IGG, Institutul de Geofizica și Geologie, Chisinau

Catalogul de cutremure Vrancea 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 subcrustala Vrancea.

Setul de 80 accelerograme ce a stat la baza analizei de atenuare a accelerației maxime a terenului pentru seismele subcrustale Vrancea 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 Joyner-Boore, iar coeficienții relației de atenuare s-au determinat prin multiregresie. Modelul obținut este asemănător cu modele elaborate în SUA și Japonia pentru surse subcrustale. Valorile

a_g din harta de zonare sunt valori ale accelerației la suprafața terenului de tip media plus o abatere standard.

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 insuficiente ca număr, domeniu de magnitudine și dispoziție geografică.

Harta de zonare a accelerației terenului pentru proiectare a_g din P100-1: 2006 este o hartă de tranziție către o hartă de zonare având un interval mediu de recurență $IMR=475$ ani (10% probabilitate de depășire în 50 de ani). Acest nivel de hazard este cel recomandat atât de Eurocode 8 cât și de codurile de proiectare din SUA.

Spectrul de răspuns elastic $S_e(T)$ pentru accelerații absolute în amplasament 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 1997, 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 zona. Formele spectrelor normalizate sunt definite în formatul Eurocode 8 prin perioade de control (colt) ale spectrelor de răspuns (T_B , T_C și T_D) și prin amplificarea dinamică maximă β_0 .

Valorile perioadelor de control (colt) ale spectrelor de răspuns au fost calculate utilizând definițiile și relațiile din Anexa A, paragraful A.1 din P100-1: 2006.

Condițiile locale de teren în amplasamentul construcției sunt descrise prin valorile perioadei de control (colt) T_C a spectrului de răspuns elastic în amplasament. Aceste valori caracterizează sintetic compoziția de frecvențe a mișcărilor seismice.

Analiza valorilor perioadei de control (colt) 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 perioada de control (colt) T_C din P100-1: 2006.

Perioada de control (colt) T_C este utilizată ca principalul descriptor al condițiilor locale de teren și al conținutului de frecvențe al mișcărilor seismice. Aceasta 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 P100-1: 2006 sunt prezentate (simplificat) principalele clase de teren din Eurocodul 8 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

directa a spectrului de raspuns elastic pentru acceleratie $S_e(T)$. Aceste transformari sunt conservative.

Pentru componenta verticala a miscarii terenului sunt prezentate în P100-1: 2006 forme spectrale $\beta_v(T)$, se utilizeaza perioade de control (colt) obtinute în mod simplificat astfel: $T_{Bv} = 0,1T_{Cv}$, $T_{Cv} = 0,45T_C$, $T_{Dv} = T_D$. Factorul de amplificare dinamică maximă a acceleratiei verticale a terenului de catre structuri este $\beta_{0v} = 3,0$, iar valoarea de vârf a accelerației componentei verticale este considerata simplificat $a_{vg} = 0,7 a_g$.

Toate spectrele de raspuns elastic pentru componentele orizontale si pentru componenta verticala ale miscarii terenului si valorile asociate acestora indicate în P100-1: 2006 sunt pentru fracțiunea din amortizarea critica $\xi = 0,05$.

În P100-1: 2006 nu s-a introdus în mod explicit o modificare a ordonatelor spectrelor de raspuns în functie de fracțiunea din amortizarea critica (de exemplu pentru $\xi = 0,02$, $\xi=0,10$, etc.) pentru a permite calibrarea factorilor de comportare q acceptati de practica americana în care efectul amortizarii nu este explicit considerat.

Harta de zonare a acceleratiei terenului pentru proiectare a_g si harta de a zonare a perioadei de control (colt) sunt dependente de baza de date disponibile utilizata în analize. De aceea aceste harti trebuie considerate ca fiind evolutive, în functie de nivelul cunoasterii seismice instrumentale din România atat privind geologia superficiala cât si accelerogramele înregistrate la viitoare cutremure, în cat mai multe alte amplasamente, astfel incat hartile si formele spectrale sa poata fi imbunatatite pe baza evidentelor instrumentale.

Descrieri alternative ale acțiunii seismice

În calculul dinamic al structurilor se utilizeaza accelerograme, acestea putand fi de mai multe tipuri: artificiale, înregistrate si simulate.

Accelerogramele artificiale sunt generate pe baza spectrului de raspuns elastic pentru acceleratii absolute ce trebuie utilizat în amplasamentul în cauza, conform prevederilor în paragraful 3.1 din P100-1: 2006. Cerințele minimale, dar obligatorii ce trebuiesc respectate în generarea acestui tip de accelerograme sunt indicate în paragraful 3.3.1 din P100-1: 2006.

Accelerogramele înregistrate (paragraful 3.3.2 din P100-1: 2006) trebuie sa fie compatibile cu conditiile seismice caracteristice amplasamentului (tip de sursa seismica, mecanism de rupere, pozitie fata de focar, conditii locale de teren, etc.), în primul rand valoarea acceleratiei terenului pentru proiectare a_g în amplasament, etc.

Comentariu final

Tendinta la nivel mondial este aceea de crestere a nivelului de sigurata al constructiilor noi, speciale ca regim de inaltime, conformatie arhitecturala, dimensiuni urbane, importanta pentru proprietar sau pentru societate, aceasta crestere efectuandu-se în principal prin luarea în considerare a unui nivel superior actualului nivel de hazard al actiunii seismice de proiectare.

Comentarii la Cap.4 – PREVEDERI GENERALE DE AMPLASARE ȘI DE ALCĂTUIRE A CONSTRUCȚIILOR

4.1 Generalități

C4.1 P100-1: 2006 este complet armonizat, conceptual și formal, cu codul European EN 1998-1. Acest cod preia elementele de bază ale normei europene, 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.

Codul preia modelele, metodele de calcul, terminologia, simbolurile, structurarea pe capitole din EN, astfel încât corespondența dintre cele două coduri să fie asigurată de la sine.

În mod firesc, ar fi fost necesară elaborarea întregului pachet de coduri structurale armonizate cu cele europene, cum sunt cele care tratează acțiunile și siguranța realizată prin proiectare, proiectarea structurilor din beton, oțel, lemn la încărcări neseismice etc., întrucât codul de proiectare seismică se bazează direct pe modelele și metodele din celelalte coduri.

Aplicarea codului de proiectare seismică P100-1: 2006 de către inginerii proiectanți neacomodați încă cu semnificațiile caracteristicilor de calcul din normele europene și cu simbolurile utilizate în aceste documente presupune cunoașterea relațiilor dintre mărimile utilizate în cele două norme, europeană și românească, precum și echivalența notațiilor.

Anexa 1 la prezentul volum de comentarii prezintă această corespondență.

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 în caz de cutremur etc. În acest scop un rol important revine cercetării geotehnice și, eventual cercetării geologiei 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.

4.4 Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor

4.4.1 Aspecte de bază ale concepției de proiectare

C4.4.1 În această secțiune sunt identificate principiile esențiale pentru o alcătuire corectă a construcțiilor din zonele cu seismicitate semnificativă.

Respectarea acestor principii permite o comportare favorabilă, dar 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 înădădire 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 un element se plastifică sau se rupe local, forța laterală să fie distribuită la alte elemente ale sistemului pentru a preveni o rupere progresivă.

În fig. C4.1 se prezintă în paralel curbele forța laterală - deplasare pentru un castel de apă și o construcție în cadre etajate. Redundanța este dependentă direct de numărul articulațiilor plastice care transformă structura într-un mecanism cinematic de disipare. O construcție redundantă este caracterizată de o diagramă $F - d$ cu panta ascendentă consistentă în domeniul postelastice și cu rezerve de rezistență substanțială puse în evidență de raportul între forța ultimă F_u și forța la inițierea curgerii F_y .

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 și concentrări de eforturi la colțurile întrânde.

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 special al transferului de forțe și 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.

Limitarea vibrațiilor de torsiune poate fi realizată prin dispunerea periferică (pentru realizarea brațului cuplului), în fiecare direcție a unor elemente de contravântuire cu rigiditate suficientă la deplasări laterale.

Numărul minim specificat (2×2) asigură cu o probabilitate mare ca măcar o pereche de contravântuiri să lucreze în domeniul "elastic".

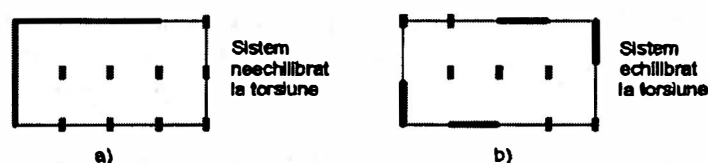


Fig. C4.1

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 (fig. C.4.2):

- 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 fig. C4.2a, 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., când rezistența terenului obligă la această soluție, dacă suprafața de rezemare este limitată și echilibrarea forțelor la nivelul tălpii face necesară dezvoltarea unor forțe de întindere (fig. C4.2b).

- cealaltă variantă limită este prezentată în fig. C4.2c și C4.2d, 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 placa peste subsol (fig. C4.2c). O altă rezolvare este cea din fig C4.2d, cu radier general și piloți (eventual barete) cu capacitate de a prelua atât eforturi de întindere cât și de compresiune. Grosimea și armarea radierului sunt

nate pentru a prelua eforturile rezultate din funcția de transfer a acestui
dimensio
element.

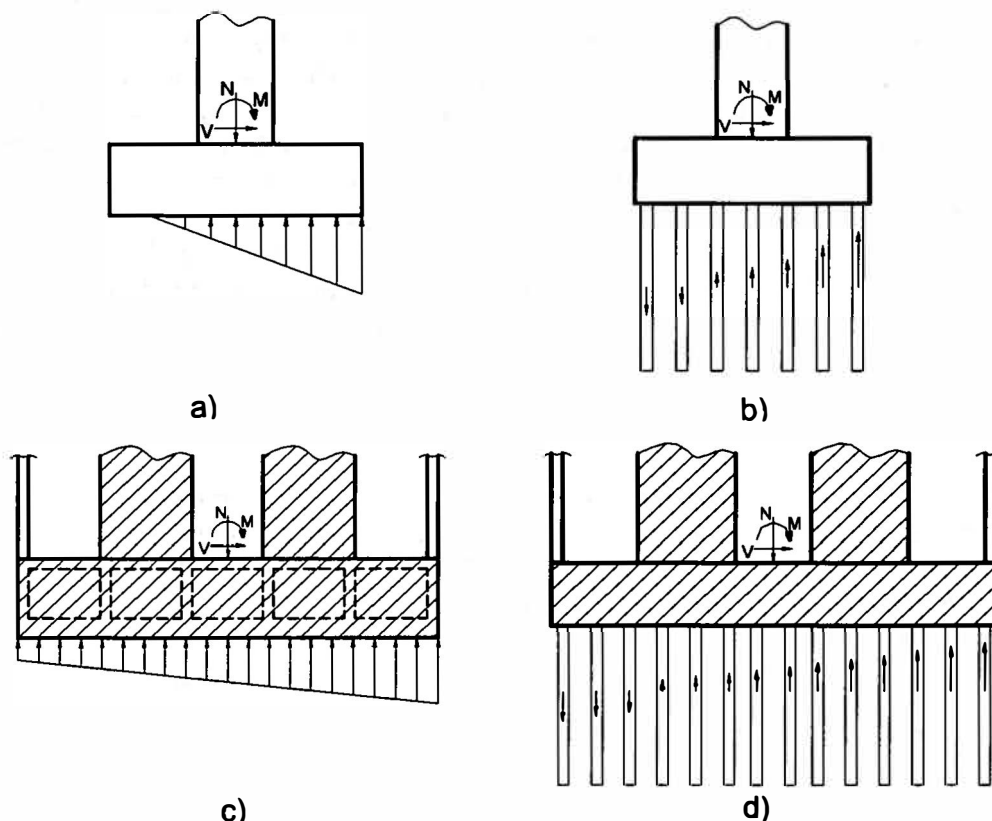


Fig.C4.2

Între cele două variante limită se situează soluțiile intermediare cu tălpi (grinzi) de fundare rigide și rezistente, dispuse după caz, pe o direcție sau pe două direcții.

Proiectarea unui sistem de fundare corect este de cea mai mare importanță pentru asigurarea, pe de o parte, a unei comportări seismice favorabile a construcției și, pe de altă parte, 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 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.

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 stâlpii cu rigiditate laterală neglijabilă în raport cu 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 că 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 STAS 10107/0-90 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.

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 al rezultatului 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.

Tabelul 4.1 realizează sinteza acestor tipuri de măsuri

C4.4.3.2 Condițiile de regularitate în plan date la această secțiune provin parțial din vechea versiune P100/92 și parțial din EN 1998-1. Ele urmăresc reducerea efectelor de torsiune generală și evitarea rezemărilor indirecte, care produc sporuri de forțe semnificative produse de componenta verticală a cutremurelor. În cazul în care construcții cu forme în plan neregulate (fig. C4.3) 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.



Fig. C4.3

Condițiile de limitare a excentricității date la (5) sunt cele date de EN 1998-1. Alternativa de calcul dată la (7), luată din codul FEMA, este mai simplă de aplicat decât condițiile (4.1), pentru că deplasările orizontale sunt furnizate direct de programele de calcul structural.

Este de observat că în serviciul seismic neliniar, care este cel real, parametrul fundamental pentru oscilațiile de torsiune este excentricitatea centrului maselor în raport cu centrul de rezistență, respectiv centrul de aplicație al rezultantei forțelor laterale capabile ale componentelor structurale. După plastificarea elementelor de pe o direcție, la atacul seismic după aceea direcție, rezistența la torsiune este asigurată de elementele orientate după cealaltă direcție care lucrează în domeniul elastic.

Rezultă încă odată oportunitatea prevederii de la C4.4.1.5 privind numărul și dispunerea elementelor puternice de pe fiecare direcție (fig. C4.3).

C4.4.3.3 Evitarea reducerii bruște la un nivel al clădirii a proprietăților de rigiditate și rezistența la forțe laterale duce la concentrarea deformațiilor plastice, și implicit a 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 (fig. C4.4).

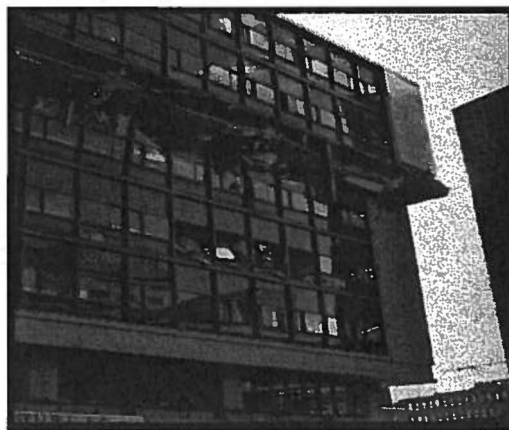


Fig. C4.4

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 fig. C4.5 se exemplifică comportarea acestui tip de structură prin cazul spitalului Olive View, în urma cutremurului de la San-Francisco din 1971. Regulile privind reducerea graduală a dimensiunilor elementelor structurale și distribuția maselor pe înălțimea clădirii, date la 4.4.3 sunt similare cu cele din EN 1998-1 și FEMA 273.



Fig. C4.5

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 fig. C4.6a) și în planșeul-diafragmă care trebuie să realizeze transferul dintre elementele verticale în același plan (fig. C4.6b) sau între planuri diferite (fig. C4.6c).

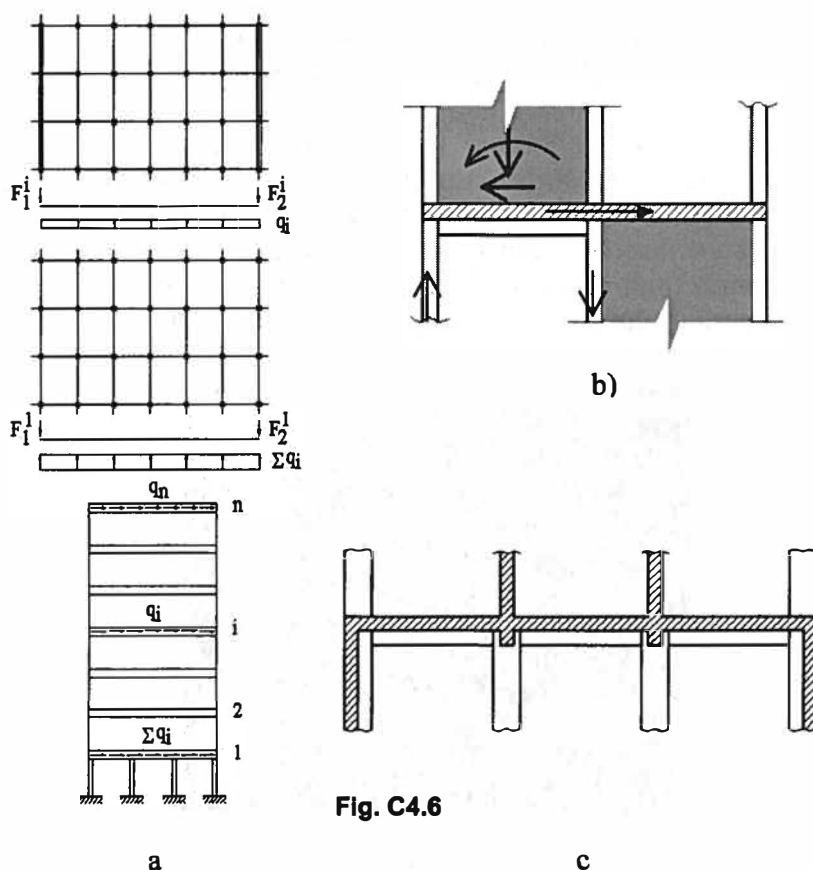


Fig. C4.6

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 diafragmelor 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 forțe cu 30% mai mari decât cele furnizate de calculul structural sub încărcările seismice de calcul (4.6.2.3(6)). 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 (fig. C4.7).

Modelul trebuie ales astfel încât diagonalele sistemului să ocolească golurile.

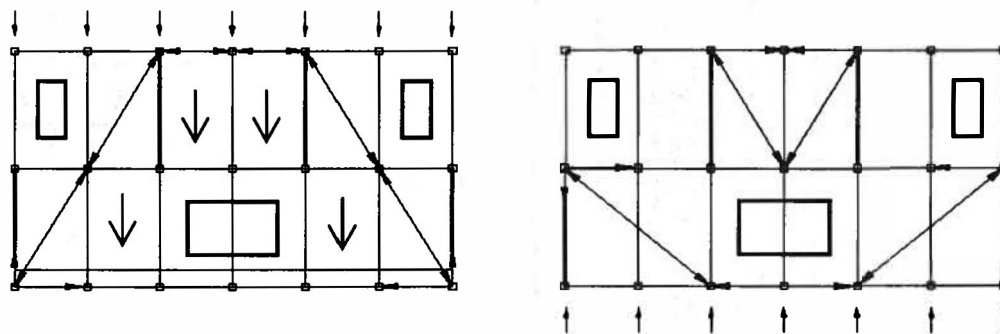


Fig. C4.7

C4.4.4.2 Prevederea de la (2) are în vedere situații de tipul celei din fig. C4.8. Reazemele planșeului sunt în realitate reazeme deplasabile, pentru că pereții suferă deplasări laterale. Dacă rigiditățile pereților din structura reprezentată în fig. C4.8 sunt inegale, "tasările" grinzii (planșeului) sunt diferite, afectând distribuția de eforturi.

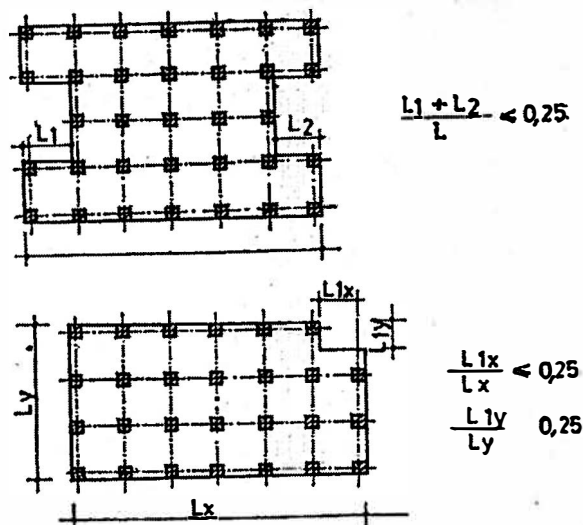


Fig. C.4.8

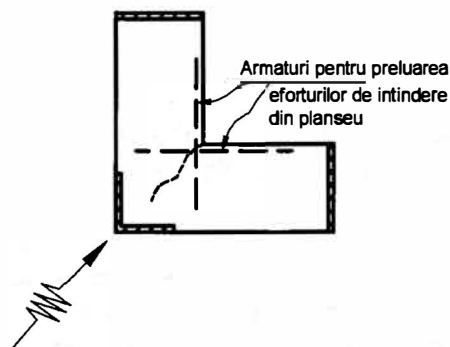


Fig.C4.9

Prevederea de la (4) are în vedere situația unui planșeu ca cel reprezentat în fig. C 4.9. Pentru evitarea ruperii plăcii în zona înrândului trebuie prevăzute armături ca cele figurate cu linie întreruptă.

C4.4.4.3 și 4.4.4.4 Transmiterea forțelor orizontale din planul planșeului este exemplificată în fig. C4.10a pentru cazul unui perete structural de beton armat împreună cu zona de placă aferentă.

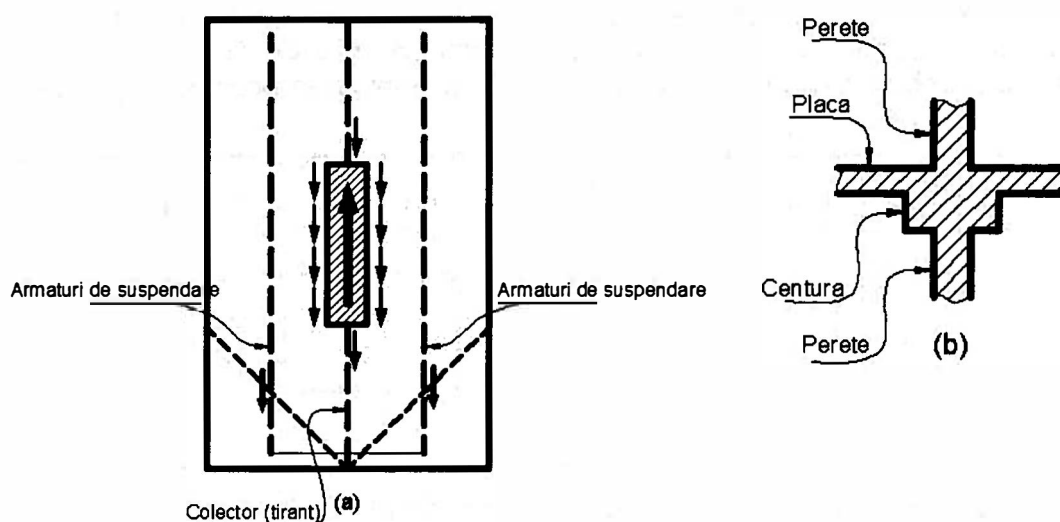


Fig.C4.10

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 (fig. C4.10b).

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

C4.4.5 Față de ediția trecută a codului, în care clasificarea construcțiilor se făcea după importanța lor, în prezenta ediție clasificarea se face funcție de importanța și expunerea față de 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).

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_1 din tabelul 4.2.

4.5 Calculul structurilor la acțiunea seismică

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 planșee 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 rezistențe 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 perimetrale.

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 bruste 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-structura 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 maselor 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.

4.5.3 Metode de calcul structural

C4.5.3.1 Codul 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.

Codul P100-1: 2006 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 codul P100-1: 2006, metoda de calcul modal cu spectru de răspuns este metoda de referință pentru determinarea răspunsului structurilor expuse acțiunii seismice. Acesta metoda 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 simplificată "unimodală" este calibrată pentru a obține efecte globale (forța tăietoare de bază, moment de rasturnare) 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:

- (a) Perioadele proprii ale primelor moduri de vibrație de translație corespunzătoare direcțiilor principale ale structurii sunt mai mici ca 1.6 s.
- (b) 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 (4.4) pentru determinarea forței tăietoare de bază, 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. Acesta 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 consideră pentru clădiri parter sau parter + 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, parametru principal este perioada de control (colț) T_c .

Codul recomandă determinarea modurilor proprii de vibrație ale structurilor, în particular calculul perioadei și forme proprii fundamentale de vibrație de translație, prin metodele dinamicii structurilor pentru rezolvarea problemei de valori și vectori proprii.

O estimatie 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 $T_1 = C_t H^{3/4}$ obținute din considerente teoretice și prin analize de regresie ale unor date experimentale pentru diferite tipuri de clădiri, sunt incluse în norma europeană EN1998-1 Eurocode 8 – Part 1 și în diferite coduri de proiectare (ASCE 7-98, California Building Code 2002, FEMA 450, NBC-2005, s.a).

În codul de proiectare P100-1 : 2006, ca și în Eurocode 8, 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 lungimi ale pereților structurali. Limita superioară 0,9 (relatia B6) este specificată pentru evitarea unor valori exagerate ale raportului I_w/H specifice clădirilor cu dimensiuni în plan mult mai mari ca înălțimea.

C4.5.3.2.3 Pentru fiecare din cele doua modele plane, forța tăietoare de bază F_b corespunzătoare modului propriu fundamental de translație pe direcția de calcul se distribuie pe înălțimea clădirii, la nivelele structurii, pe direcțiile gradelor de libertate dinamică de translație orizontală.

La nivelul fiecărui planșeu, forță seismică echivalentă orizontală F_i aplicată în centrul masei, este proporțională cu masa de nivel m_i și cu componenta forme 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 capacităților de rezistență care conduce la posibile concentrări ale cerințelor de ductilitate.

C4.5.3.3 Metoda modală cu spectru de răspuns are la baza suprapunerea răspunsurilor modale maxime asociate modurilor proprii semnificative. Fiecare mod propriu de vibrație este caracterizat de frecvență (perioadă) 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 său: 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.

Dacă 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 includerea 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 rasturnare la bază, deplasarea maximă la extremitatea superioară a clădirii) sunt mai puțin sensibile ca forța tăietoare de bază la considerarea tuturor modurilor proprii semnificative. Marimile locale de răspuns (deplasări relative de nivel, eforturi din elemente) sunt mult mai sensibile la contribuțiile modurilor proprii

semnificative. Considerarea unui numar suficient de moduri proprii permite determinarea cu acuratete a raspunsului dinamic maxim local.

C4.5.3.3.2 Raspunsul total maxim nu se poate determina prin suprapunerea directa a maximelor modale, datorita nesimultaneitatii acestor maxime.

Daca raspunsurile modale care au contributii semnificative în raspunsul total, pot fi considerate independente, efectul total maxim produs de actiunea seismică este estimat prin regula de combinare modala SRSS - radacina patrata din suma patratelor, cu relatia (4.12). Regula SRSS de compunere a maximelor modale este adecvata în cazul structurilor cu moduri proprii de vibratie clar separate.

Daca raspunsurile corespunzatoare modurilor proprii j și k nu pot fi considerate independente, o regula mai precisa de combinare a raspunsurilor maxime modale este CQC - combinatia patratica completa:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N \rho_{jk} E_{Ej} E_{Ek}}$$

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 corelatie dintre modurile proprii j și k
N	numarul modurilor proprii considerate

Coeficientii de corelatie modala se calculeaza cu urmatoarea relatie:

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2}$$

unde $r = \frac{T_k}{T_j}$ este raportul perioadelor proprii, iar ξ_j și ξ_k sunt fractiuni din

amortizarea critica asociate modurilor proprii j și k . Daca pentru modurile proprii se considera aceeasi valoare pentru fractiunea din amortizarea critica $\xi = \xi_j = \xi_k$, relatia de mai sus devine:

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2}$$

Daca doua moduri proprii de vibratie cu aceeasi amortizare, au perioadele proprii foarte apropiate (raportul r este apropiat de 1) și coeficientul de corelatie modala are o valoare apropiata de 1. în Figura 4.1 sunt reprezentate valorile coeficientului de corelatie în functie de raportul perioadelor proprii r , pentru diferite fractiunii din amortizarea critica vascoasa modala $\xi = 0,02$, $0,05$ și $0,10$.

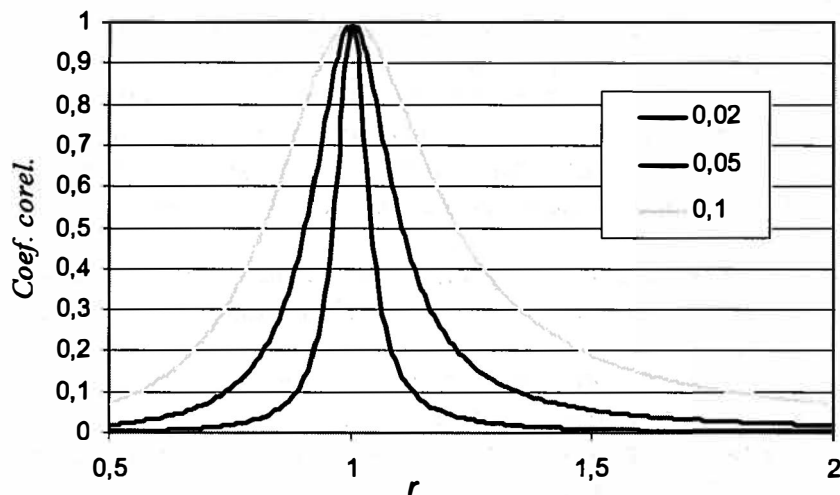


Figura 4.1 Coeficienti de corelatie modala

Pentru valori ale raportului r egale cu 0,9 și respectiv $1/0,9 = 1,11$ și o fracțiune din amortizarea critica 0,05 (5%), corelatia modala devine semnificativa cu un coeficient de corelatie 0,47, iar modurile proprii nu mai pot fi considerate independente.

Comparatiile dintre rezultate obtinute cu metoda dinamica liniara și metoda modala cu spectru de raspuns evidentiaza acuratetea compunerii CQC pentru cazuri în care precizia rezultatelor obtinute prin compunere SRSS este afectata (subestimata) de corelatiile modale și de termenii comuni corespunzatori. CQC este denumita combinatia patratica completa deoarece include, atat termeni patratici modali individuali, cat și termeni modali comuni. Termenii modali comuni pot fi pozitivi sau negativi, în functie de semnele efectelor modale corespunzatoare.

De altfel, compunerea modala SRSS este un caz particular al compunerii patractice complete CQC, pentru $\rho_{jk} = 0$ daca $j \neq k$ și evident $\rho_{jk} = 1$ daca $j = k$.

Regulile de compunere a maximelor modale SRSS și CQC au fost dezvoltate pe baza teoriei vibratiilor aleatoare. Estimatiile raspunsului maxim total sunt mai precise pentru miscari seismice caracterizate de o compozitie spectrala cu banda lata de frecvente și o durata efectiva asociata fazei puternice sensibil mai mare ca perioada fundamentala de vibratie a structurii. Pentru miscari seismice impulsive, cu durate efective scurte, precizia rezultatelor este mai redusă. Regulile SRSS și CQC sunt adecvate pentru estimarea raspunsului total maxim daca actiunea seismică pentru proiectare este reprezentata printr-un spectru neted de raspuns, obtinut prin medierea statistica a spectrelor de raspuns corespunzatoare unui set de accelerograme seismice.

Fiecare raspuns total maxim trebuie estimat numai prin compunerea maximelor modale ale aceluiasi tip de marime de raspuns, determinarea indirecta prin utilizarea altor marimi diferite de raspuns maxim modal fiind incorectă.

C4.5.3.5 Metoda forțelor laterale și calculul modal conduc sistematic la rezultate neconservative, dacă capacitățile de rezistență ale etajelor au o distribuție neregulată pe înălțime, aparând o concentrare a cerințelor de ductilitate la anumite etaje ale clădirii. În zonele cu iregularități unde se localizează comportarea inelastică, se pot produce ruperi ale elementelor structurale și pot apare 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 inelastică tind să se distribuie în întreaga structură, obținându-se o "dispersie" a disipării de energie și degradărilor posibile.

Calculul static neliniar incremental considera, cu acuratețe, distribuții neregulate de capacități de rezistență. Procedul 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 fiabile dacă au fost obținute pe baza prelucrării statistice a răspunsurilor inelastice obținute pentru un set de accelerograme seismice ale terenului înregistrate /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 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 multidirectionale 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/neliniar) prin integrare directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare pe direcțiile gradelor de libertate dinamice 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 probabilistic. Regula de referință pentru

compunerea "spatiala" a efectelor maxime E_x , E_y , E_z produse prin aplicarea separata a fiecareia din componentele acțiunii seismice este radacina patrata din suma patratelor (SRSS) :

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

Daca fiecare din efectele E_x , E_y și E_z sunt calculate prin compunerea CQC a contribuțiilor modale maxime și componentele acțiunii seismice pe directiile X, Y, Z sunt statistic independente, atunci E reprezintă o estimatie a efectului maxim produs prin aplicarea simultana a celor trei componente ale acțiunii seismice, independenta de orientarea axelor orizontale X și Y.

SRSS este regula de referinta pentru combinatia spatiala de efecte, nu numai în conditiile aplicarii metodei modale cu spectre de raspuns și compunerii CQC unidirectionale pentru contributiile modale maxime, dar și în calculul static liniar cu forțe seismice echivalente sau în calculul static neliniar incremental ("pushover").

Codul accepta ca regula de compunere alternativa, combinatia liniara procentuala:

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$$

Cand cei trei termeni au acelasi semn, valoarea 0.275 corespunde celei mai bune aproximatii liniare în medie a combinatiei 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 doua directii orizontale principale, componenta acțiunii seismice aplicata pe o directie nu produce efecte semnificative în sistemul rezistent situat pe directia ortogonala. Din acest motiv, pentru cladirile regulate în plan, cu sisteme independente alcatuite din pereti structurali sau din contravanturi verticale, nu este necesară combinația spatială a efectelor produse de cele doua componente orizontale ale acțiunii seismice.

C4.5.3.6.2 Codul P100-1: 2006 considera componenta verticala a acțiunii seismice numai când efectele sale sunt semnificative. Condițiile și modelul de calcul sunt asemanatoare cu cele specificate de norma europeana ENV 1–Eurocode 8.

În general, componenta verticală a acțiunii seismice se poate neglija, cu anumite exceptii, deoarece:

- efectele sale pot fi acoperite prin proiectare la incarcari permanente și utile ;
- perioadele proprii de vibratie de translatie pe directia verticala ale ansamblului structural sunt foarte scurte, fiind determinate de rigiditati

axiale mari ale elementelor structurale verticale, iar amplificările spectrale de răspuns verticale corespunzătoare acestor perioade sunt reduse.

Spre exemplu, în norma ENV 1–Eurocode 8, 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 seismică
 - (b) elemente orizontale sau aproape orizontale cu deschideri de cel puțin 20 m console cu lungimi mai mari ca 5m; elemente alcătuite din beton precomprimit; elemente orizontale care suportă unul sau mai mulți stalpi 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 considera acțiunea componentei verticale, dar și elemente sau substructuri care constituie reazeme pentru aceste elemente, elementele adiacente (din deschideri adiacente) putând fi considerate prin rigiditățile lor.

4.6 Verificarea siguranței

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 balanța dintre cele două proprietăți esențiale ale structurii, rezistența și ductilitatea, reprezentată schematic în fig. C4.11.

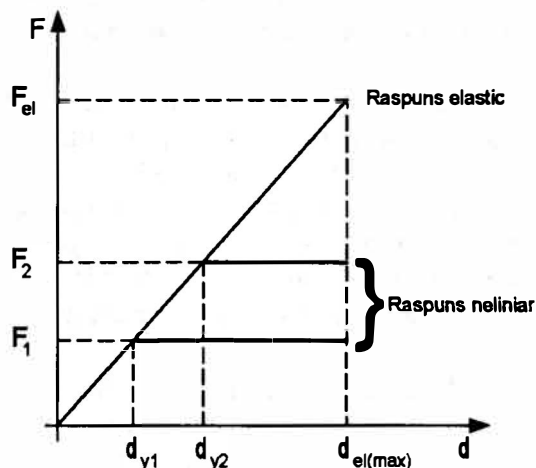


Fig. C4.11

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 de colț a spectrului de răspuns în

acclerații, este confirmată de numeroase studii și a fundamentat așa numita "regulă a deplasării egale" (equal displacement rule).

O dată fixată capacitatea de deformare în domeniul neliniar, rezultă rezistența laterală necesară.

Codurile de proiectare moderne se bazează pe următoarea filozofie:

- alcătuirea elementelor (de exemplu, mărirea secțiunii de beton raportată la forța axială și forța tăietoare, armarea longitudinală și transversală, în cazul elementelor de beton armat) asigură o anumită ductilitate de sistem 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 (4.21), exprimată în termeni de rezistență (încovoiere cu forță axială, forță tăietoare) pentru toate elementele structurii. Rezistența secțiunilor corespunde firesc, 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.

(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, determinat pe baza echilibrului în poziția deformată a structurii și, respectiv, a momentului de etaj (fig C.4.12).

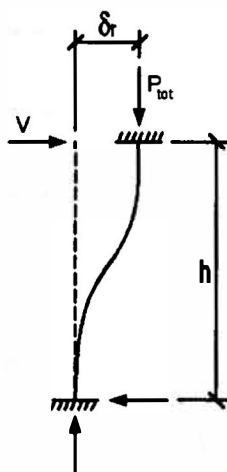


Fig.C4.12

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 prescrisă în 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 amplificatorul este $\eta = 1 / \left(1 - \frac{N}{N_{cr}} \right)$, stabilit prin așa numita formulă a lui Perry.

(6) Procedura prezentată mai sus corespunde fazei de proiectare a structurilor. Metodele de calcul neliniar 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 neliniar aceasta înseamnă verificarea deformațiilor elementelor (rotiri plastice, deplasări relative de nivel), cu cerințele corespunzătoare stării limită considerate.

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 (fig. C4.13a).

Un mecanism de etaj, cu deformațiile plastice concentrate în stâlpii unui singur nivel (fig. C4.13b), 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.

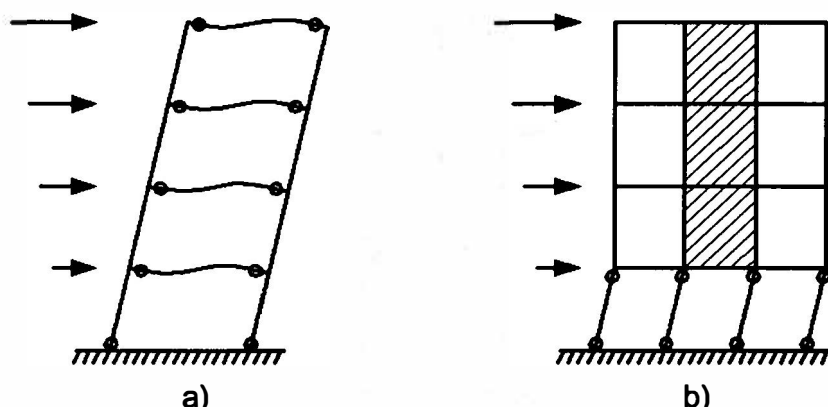


Fig.C4.13

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 planșeele 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.

C4.6.2.4 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 aratat la secțiunea precedentă, prin evaluarea la nivelul maxim probabil a eforturilor aplicate de suprastructură elementelor infrastructurii și fundațiilor, inclusiv cu considerarea unor efecte de suprazistență. În cazul unei structuri etajate de beton armat, aceasta ar include, de exemplu, o secțiune efectivă de armătură longitudinală în stâlpi și pereți mai mare decât cea strict necesară din calcul și dezvoltarea în armături a unei limite de curgere mai mari decât cea minimă specificată. Expresia (4.23) rezultă dintr-o asemenea abordare. Altfel spus, încărcările aplicate de suprastructura bazei sale corespund mecanismului structural de disipare de energie. Valoarea $\gamma_{Rd} = 1$, din cazul infrastructurilor și a unor sisteme de fundare comune, ia în considerare anumite componente ale mecanismului de rezistență dezvoltat la nivelul acestora, cum ar fi, de exemplu, mobilizarea rigidității la torsiune a cutiei infrastructurii sau contribuția împingerii pasive și a frecării pe pereții perimetrali ai subsolurilor.

C4.6.2.5 Starea 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, P100-1: 2006 a introdus și obligativitatea verificării deplasărilor la SLU. 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:

$$S_d = (2\pi/T)^2 S_a$$

se încadrează de regulă în limitele admise, datorită coeficientul de amplificare mic, corespunzător domeniului specific din spectrul de răspuns pe amplasament.

C4.6.3.2 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 SLU. Expresiile de verificare (4.24) și

(4.25) sunt identice cu cele prevăzute în Eurocode 8. Până la întocmirea unor hărți de hazard seismic și a unor spectre de răspuns, care să permită evaluarea directă a deplasărilor corespunzătoare unui cutremur cu IMR = 30 ani, asociat SLS, cerințele de deplasare se stabilesc aproximativ ca o fracțiune din deplasarea laterală calculat pentru SLU.

Se constată că în raport cu vechea redactare a codului, valorile admisibile din (4.24) și (4.25) au fost mărite cu circa 15%, în acord cu modificările operate și în Eurocod.

4.7 Sinteza metodelor de proiectare

C4.7 În actuala versiune a codului s-a preluat tabelul cu sinteza metodelor de proiectare la acțiuni seismice din P100/1992.

Sinteza pune în evidență elementele esențiale ale proiectării seismice bazate pe calculul structural elastic, respectiv neliniar. În timp ce în primul caz (metoda A) impunerea mecanismului de plastificare urmărit se realizează prin ierarhizarea rezistențelor elementelor, în cel de-al doilea caz (metoda B), cerințele și capacitățile se determină direct pe baza răspunsului seismic neliniar calculat, care se apropie cel mai mult de cel efectiv.

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.

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).

Ministerul Lucrărilor Publice (2006), *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 antiseismică a construcțiilor de locuințe, agrozootehnice și industriale*, INCERC București, Buletinul Construcțiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.

Newmark, N. M. și Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.

Anagnostoupoulos, S.A, Chapter 8. Buildings, în *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures. A Handbook*, Editors Beskos D., Anagnostoupoulos, S.A, Computational Mechanics Publications, Southampton, 1997.

Anastassiadis, 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

Anastassiadis, 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

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 Zeeland, 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

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, Anagnostoupoulos, 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

Paulay, T, Priestley, M.J.N, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Willley& Sons, 1992

Penelis G.E, Kappos, A.J., *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E&FN Spoon, London, 1997

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 în Seismic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.9, 187-194, John Wiley and Sons, 1981

Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe social-culturale, agrozootehnice și industriale P100-92, Buletinul Construcțiilor, vol.2, 1992

Comite Europeen de Normalisation, 2004, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, CEN Brussels , EN 1998-1 , December 2004

Regulations for Seismic Design – A World List, Supplement 2000, Editor Katayama, T. International Association for Earthquake Engineering , 2000

2001 California Building Code, California Code of Regulation, Volume 2, based on 1997 Uniform Building Code , ICBO, 2002

ASCE 4-98, Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures and Commentary, ASCE, 2000

ASCE 7-98, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE, 2000

Draft Regulatory Guide DG-1127 , Combining Modal Responses and Spatial Components în Seismic Response Analysis, US- NUREG Commision, February 2005

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, (FEMA 450), Part 1 Provisions, 2003 Edition, Buiding Seismic Safety Council

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, (FEMA 450) , Part 2 Commentary, 2003 Edition, Buiding Seismic Safety Council

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. 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.

Comentarii la Cap.5 – PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

5.1 Generalități

C5.1 Definițiile de la această secțiune au fost preluate practic nemodificate din EN 1998-1. Majoritatea lor corespund semnificațiilor termenilor utilizați în prezent și în țara noastră.

Sunt necesare câteva precizări:

a) Proporția referitoare la contribuția pereților structurali, respectiv a cadrelor, în rezistența ansamblului structural se exprimă prin fracțiunea din forța tăietoare de bază preluată de cele două subsisteme structurale.

b) Construcțiile cu elemente rigide concentrate într-o zonă cu dimensiuni relativ reduse, situată spre mijlocul clădirii, și cu elemente mult mai flexibile în restul construcției, 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 baza (primele moduri) care cuplează vibrațiile de translație cu vibrații de torsiune, sau sunt chiar preponderent moduri de torsiune, făcând dificil controlul comportării structurii. Asemenea moduri de comportare trebuie în principiu evitate. 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 prin decuplarea vibrațiilor de translație de cele de rasucire de ansamblu.

În figura C5.1 se prezintă de exemplu o structură cu moduri cuplate sensibilă la rasucire (C5.1a) și aceeași structură îmbunătățită prin sporirea rigidității elementelor de pe contur (C5.1b).

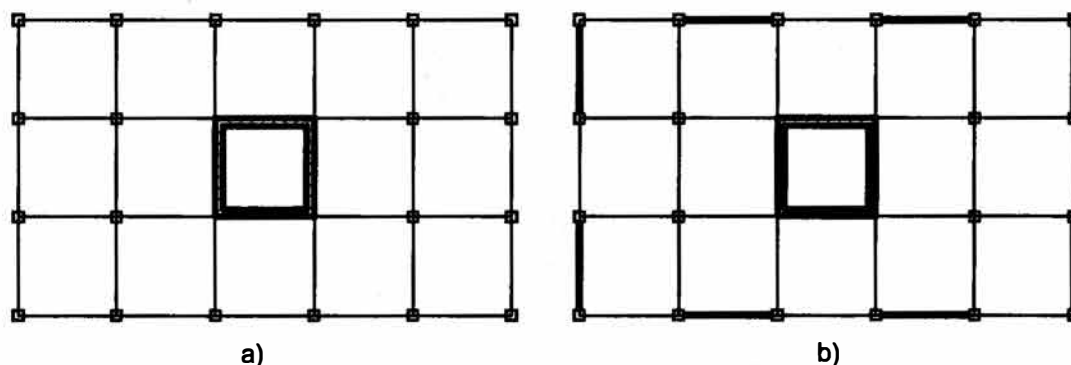


Fig. C5.1

În caz că măsurile de echilibrare ale rigidității sistemului nu sunt posibile, răspunsul seismic este mai greu controlabil. În asemenea cazuri este necesară sporirea gradului de asigurare prin sporirea forțelor seismice de calcul.

(c) Sistemele de tip pendul inversat reprezintă structuri lipsite de redundanță, respectiv de rezerve structurale. În structuri 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 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 mărirea eforturilor unitare de compresiune din stâlpi.

5.2 Principii de proiectare

C5.2 Răspunsul seismic al unei structuri este dependent de relația dintre cei 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 balans între rezistență și ductilitate este reprezentat schematic în fig. C5.2, unde comportarea structurilor se aproximează prin relații ideal elasto-plastice.

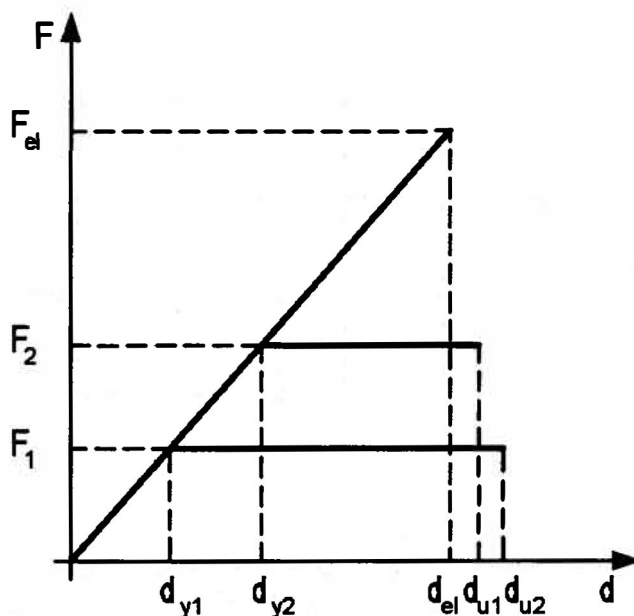


Fig.C5.2

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 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. Pentru construcțiile curente, codurile de proiectare au în vedere un răspuns seismic în care să nu se impună structurilor deplăsări mai mari decât cele corespunzătoare unor factori de ductilitate de 4 - 5, pentru a evita degradările 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.

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.

C5.2.2.1 În această secțiune sunt identificate tipurile de structuri pentru clădiri. Definirea lor a fost făcută la 5.1.

C5.2.2.2 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 metodelor de proiectare, adică așa numitei suprarezistențe a structurii.

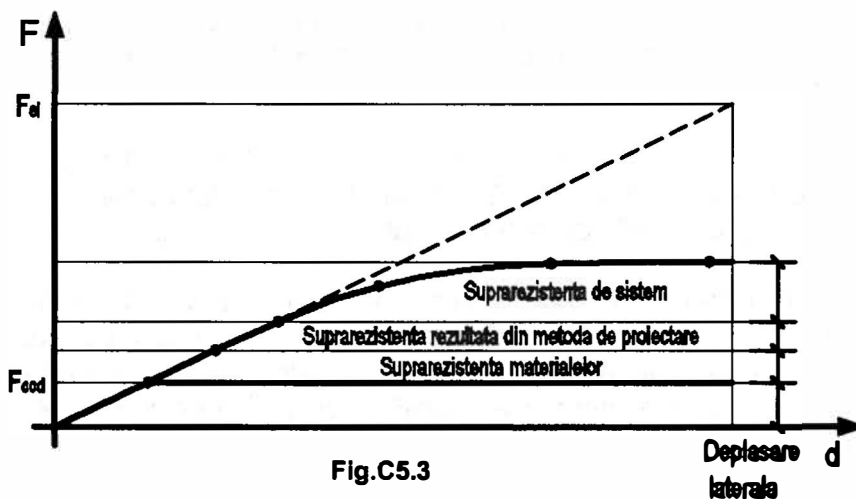


Fig.C5.3

Suprarezistența are trei surse principale (fig. C5.3):

- (i) Suprarezistența rezultată din faptul că rezistențele efective ale materialelor (după caz, beton, oțel, zidărie) sunt în realitate mai mari decât rezistențele de proiectare, care sunt rezistențele minime probabile.
- (ii) Suprarezistența rezultată din modul concret în care se realizează proiectarea elementelor. Astfel, la o clădire etajată, de cele mai multe

ori secțiunile stâlpilor și pereților sunt menținute constante pe toată înălțimea clădirii, deși eforturile scad de la baza 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 secțiunilor necesare se face în plus.

- (iii) 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, ci este ascendentă după apariția primei plastificări. Aceasta este manifestarea redundanței structurale.

În normele românești separarea factorului de reducere datorat ductilității de cel datorat suprarezistenței apare pentru prima oară în P100-1: 2006, procedura fiind similară cu cea din Eurocod.

În tabelul 5.1 factorul de reducere apare sub forma produsului q_{μ} q_{sr} dintre cei doi factori parțiali, fără ca aceste notații să apară explicit.

Factorul q_{μ} ia valori între 5 și 2, funcție de ductilitatea potențială a sistemului și de clasa de ductilitate aleasă. Factorul q_{sr} se notează α_u/α_1 și 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.

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). Invers în cazul unor structuri care respecta toate regulile de conformare corectă, se poate aplica o "bonificație" prin sporirea cu 20% a factorului de reducere.

C5.2.3.2 Condițiile generale de verificare ale rezistenței și ductilității structurii au fost discutate la C4.6.2.2 și C4.6.2.3. Comentariile făcute acolo sunt valabile, evident, și pentru 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 și c) alcătuirea adecvată a armării (vezi 5.3.4.1.2, 5.3.4.2.2, 5.3.4.3.2).

C5.2.3.3.2 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. În P100-1: 2006 s-a preluat din Eurocod în acest scop relația prin care se determină momentele de proiectare în stâlpi. Condiția (5.1) exprimă faptul că aceste momente trebuie să fie mai mari cu 30%, pentru clasa H, respectiv cu 20% pentru clasa M, decât momentele de plastificare a grinzilor, pentru fiecare direcție și sens de acțiune a 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 cu instrumentul calculului dinamic neliniar demonstrează însă că această ipoteză nu este adevărată, la construcții mai deosebite, decât dacă coeficientul γ_{Rd} ia valori de cca 2 - 2,2.

O altă cauză, pentru care relația (5.1) 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 (5.1) 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 stalpi, deasupra și dedesubtul grinzii sunt de același semn (fig. C5.4), atunci când grinzile sunt relativ flexibile în raport cu stâlpii. În aceste cazuri condiția (5.1) ar trebui înlocuită în principiu cu o relație de forma:

$$M_{Rc}^{sup} - M_{coresp}^{inf} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (C5.1a)$$

sau

$$M_{Rc}^{inf} - M_{coresp}^{sup} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (C5.1b)$$

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_{coresp}^{inf} și M_{coresp}^{sup} s-au notat momentele care intervin în stâlp, în secțiunile de sub nod și de deasupra nodului, în situația în care stalpul 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 grinzi adiacente nodului și suma momentelor în grinzi rezultate din calculul static la încărcări de proiectare.

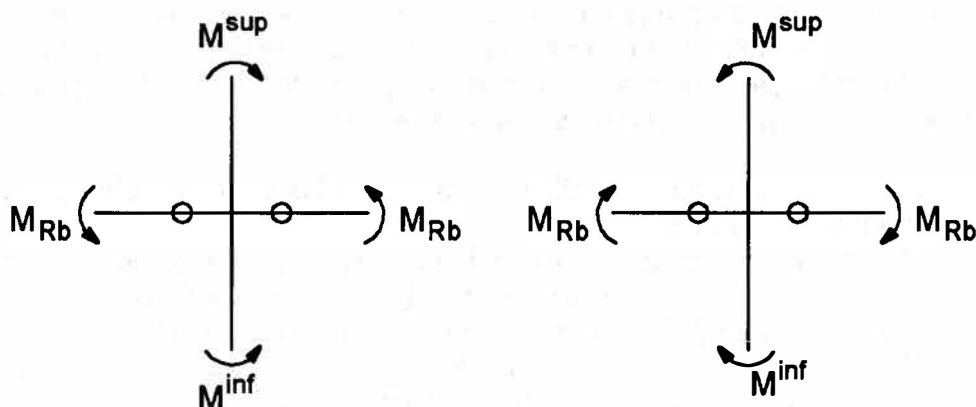


Fig. C5.4

P100-1: 2006, imitând EN 1998-1, nu 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-adevar, 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 (fig. C5.5b), nu se poate forma un mecanism tip "nivel slab" (fig. C5.5a). Deplasările sunt controlate în acest caz, iar rotirile în articulațiile plastice din stâlpi sunt cu totul moderate. Varianta din P100/92, mai simplu de aplicat, poate fi utilizată opțional așa cum se arată la (3).

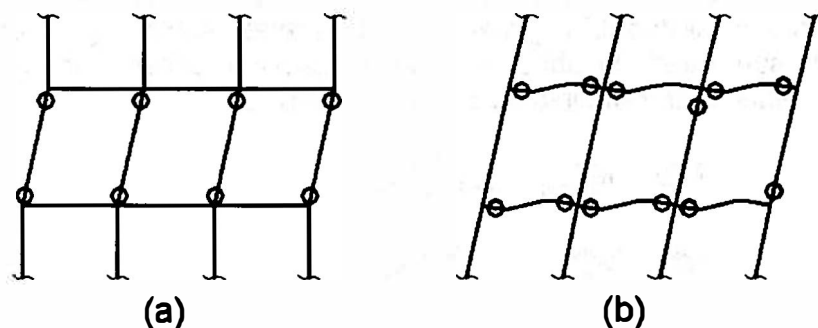


Fig. C5.5

Situațiile în care satisfacerea condiției (5.1) 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 (5.1) ar atrage o sporire excesivă a armăturii longitudinale.

Impunerea prin proiectare a poziției articulațiilor plastice (a zonelor disipative) aduce avantaje importante:

- (i) Menținerea stâlpilor în domeniul elastic de comportare face ca fretarea (confinarea) miezului de beton al stâlpului să nu mai fie necesară, astfel încât măsurile de armare transversală se pot reduce substanțial.
- (ii) Capacitatea betonului din stalpi de a prelua forța tăietoare, în zonele de la capetele stalpilor, "ferite" de plastificare, sporește.
- (iii) Se îmbunătățesc condițiile de aderență ale armaturilor, ca urmare a faptului că acestea nu mai sunt solicitate ciclic alternant în domeniul postelastic. 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 capacității 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)).

Diagrama momentelor de proiectare în pereții structurali (fig. C5.6a) dată la alineatul (4) și fig. 5.1 poate fi considerată, așa cum confirmă numeroase teste, ca fiind în măsură să asigure dezvoltarea deformațiilor plastice numai în zona de la baza pereților.

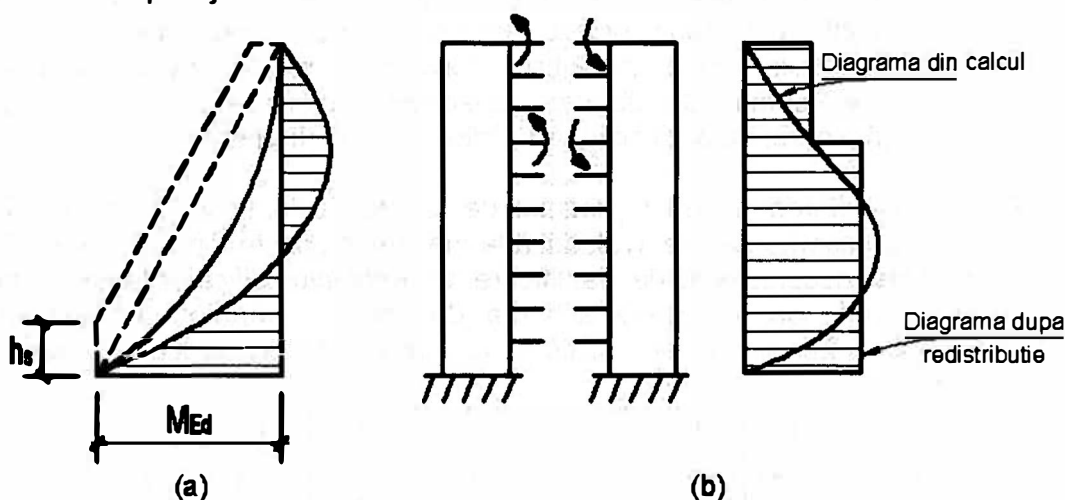


Fig. C5.6

Diagrama este preluată din Eurocod. În ultima variantă a EN 1998-1 din decembrie 2004, semnificația dimensiunii h_s a fost modificată, aceasta însemnând lungimea cu care trebuie translată ("dilatată") diagrama de momente pentru a ține seama de efectul fisurării înclinată de a spori eforturile din armătura întinsă, peste valoarea corespunzătoare fisurilor normale la axă. Intervenția este corectă din punct de vedere teoretic și a fost adoptată și în P100. În felul acesta h_s poate fi aproximată prin înălțimea secțiunii peretelui, ceea ce corespunde unei fisuri înclinată la 45° .

C5.2.3.3.2(5) Redistribuțiile admise ale momentelor de dimensionare între elementele verticale, respectiv între elementele orizontale ale aceluiași șir de goluri se bazează pe ductilitatea substanțială a elementelor structurale proiectate pe baza codului. Dacă redistribuțiile se încadrează în limita a 30% (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 pereti (stâlpi), poate

uniformiza sistemul de armare și reduce numărul de tipuri de armare (fig. C5.6b).

C5.2.3.3.3 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 M sau H 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 altemante.
- (ii) 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 apare în fig. C5.7, unde se reprezintă schema de calcul a forțelor de lunecare acționând într-o îmbinare verticală a unui perete prefabricat din panouri mari.

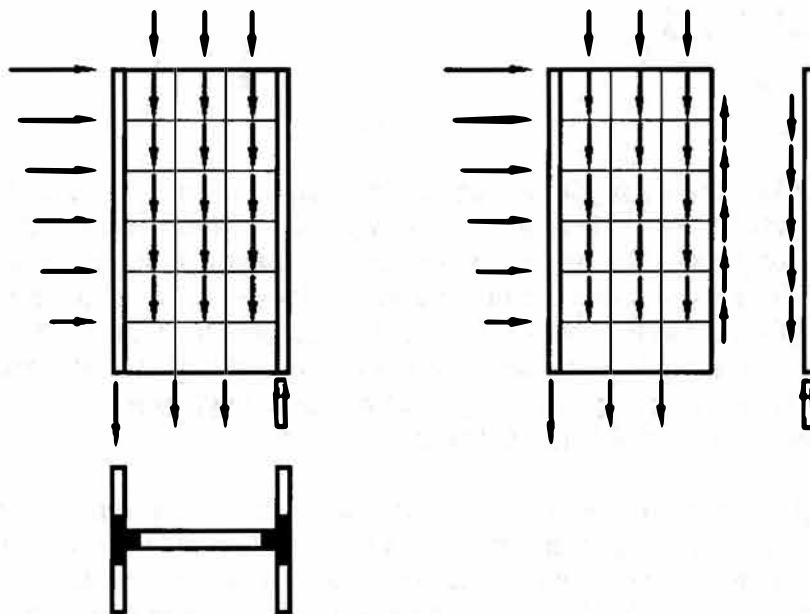


Fig. C5.7

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.

- (iii) 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, altermante, 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. În STAS 10107/0-90 se prevede sporirea cu 30-40% 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. În prescripțiile din alte țări se prevăd sporuri și mai mari.

Pentru asigurarea unei bune ancorări a etrierilor cu rol de fretare în zonele critice din elementele structurale, cârligele acestora au forma și dimensiunile din fig. C 5.8a. Prin pătrunderea cârligului în miezul de beton al secțiunii (fig. C5.8b), se crează 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.

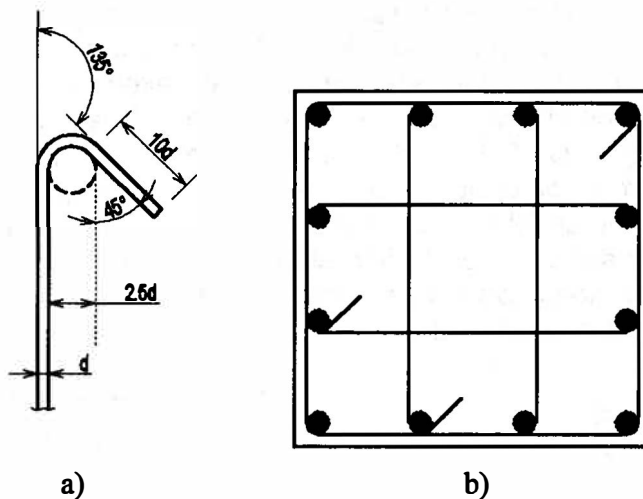


Fig. C5.8

- (iv) Pe baza aceluiași considerente este necesar să se evite înădădirile (în special cele prin suprapunere fără sudură) în zonele critice. Această problemă apare în special la înădădirea 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 înădăririi din zona disipativă de la baza stâlpilor sau a pereților este să se prevadă armături cu lungimea a două niveluri.

O altă soluție, recomandată în cazurile stâlpilor puternici cu armături longitudinale numeroase este cea din fig. C5.9. Armăturile nivelului inferior se dezvoltă sub formă de mustăți deasupra planșeului, cu o lungime egală cu de două ori lungimea de înădare prin suprapunere l_s . Carcasa superioară are barele de la colțuri dezvoltate până la nivelul planșeului (pentru a asigura stabilitatea carcassei până la înglobarea în cofraj) iar armăturile interioare mai scurte cu o lungime l_s . În felul acesta, zona cea mai slabă ca armare și cu momentele maxime, unde se vor dezvolta deformările plastice, nu are înădări decât la barele din colțuri (în exemplul din figura, acestea reprezintă numai la 20%).

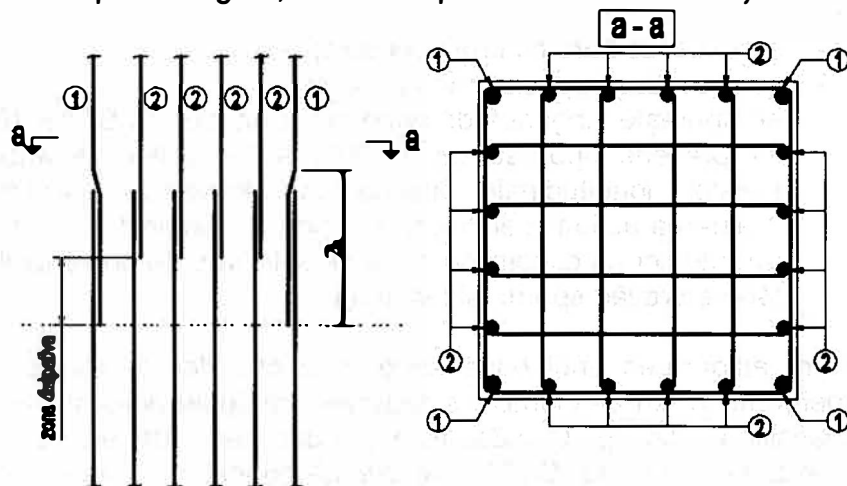


Fig. C5.9

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 înădare a armăturilor verticale (fig. C5.10). Pentru aceasta, zona de înădare trebuie să fie sensibil mai puternică decât zona de deasupra; această condiție necesitând mustăți suficient de puternice. Mutarea zonei critice mai sus nu implică sporuri substanțiale ale forței tăietoare asociate, situație care intervine la stâlpi, datorită configurației diagramei de momente specifice pereților, caracterizați de un braț de forfecare mult mai mare.

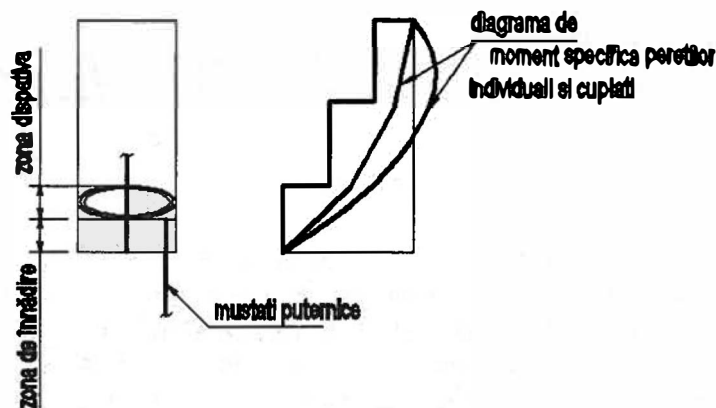


Fig. C5.10

- (v) Problema evitării ruperii zonelor întinse se pune și la proiectarea gravitațională. După fisurarea betonului întins, eforturile preluate până în acel moment de beton trebuie preluate de armătură, a carei secțiune trebuie să fie suficient de mare, astfel încât să nu se rupă în urma acestui transfer brusc. Aceasta este de fapt condiția pentru determinarea armării minime (procentelor de armare minimă) 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 (fig. C5.11).

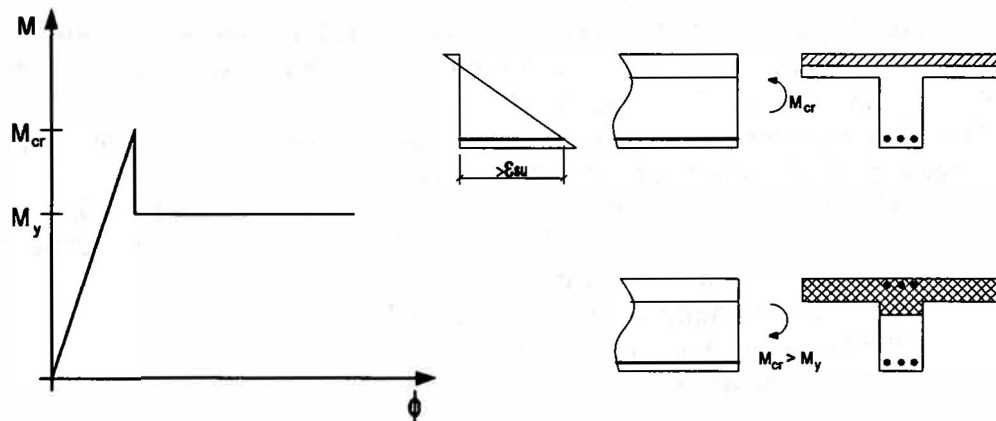


Fig. C5.11

Trebuie avute în vedere două probleme:

- În cazul unor secțiuni dezvoltate în zona comprimată, înălțimea zonei comprimate la rupere este foarte mică, rezultând deformări foarte ample în armătură. Dacă cerința de rotire este mare, armătura întinsă, cu secțiune insuficientă, se 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 Capacitatea de deformare plastică a zonelor disipative este direct dependentă de rotirea specifică (curbura) ultimă ϕ_u , dezvoltată în secțiunea cea mai solicitată:



Fig. C5.12

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (C5.2a)$$

sau

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{d - x_u} \quad (C5.2b)$$

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. Cu x_u s-a notat înălțimea zonei comprimate.

Valorile ϕ_u în situațiile în care acestea sunt stabilite prin relația (C5.2b), (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 aplica relația (C5.2a), 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 sporescă 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 alcatuită 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 taietore.

De asemenea, în măsura în care este dispusă judicios, armatura transversală susținută de etrieri și agrafe împiedică flambajul lateral al barelor de armătură longitudinale comprimate.

(2c) 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 viața construcției să nu consume alungirea capabilă a acestora. Studii teoretice și experimentale au evidențiat faptul că o capacitate de deformare de circa 5% este suficientă pentru structuri cu cerința de ductilitate de sistem de 4 - 5. Oțelurile laminate la cald produse și utilizate în România prezintă o asemenea deformabilitate.
- (ii) Raportul între rezistența ultimă și cea de curgere are importanță din mai multe puncte de vedere (fig. C5.13). 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} (fig. C5.13a) să fie cel puțin 1,25, pentru a asigura un raport suficient

de mare M_u/M_y (fig. C5.13b și c). Și această condiție este satisfăcută de oțelurile laminate la cald produse în țara noastră.

- un raport prea mare σ_{su}/σ_{sy} , poate mari exagerat raportul între momentul ultim și cel de inițiere a curgerii. Efectele unei asemenea suprarezistente datorate oțelului pot fi, de exemplu, 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 la 1,4. 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} .

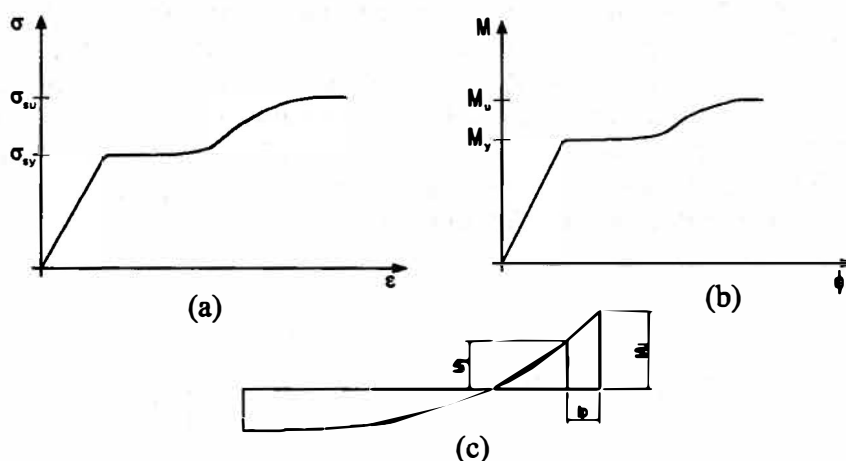


Fig. C5.13

- (iii) Sub încărcări ciclice alternante oțelul laminat la cald evidențiază așa numitul efect Bauschinger, care constă în reducerea aparentă a modului de elasticitate tangent, după prima încărcare în domeniul postelastice (fig. C5.14), 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, P100 - 1: 2006, ca și EN 1998-1, prevede distanțe mici între prinderile barelor comprimate în zonele disipative.

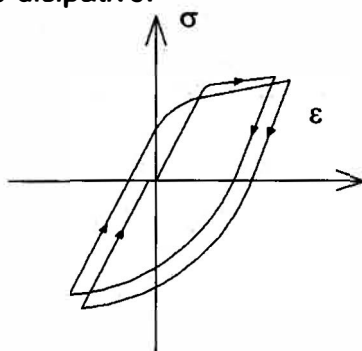


Fig. C5.14

- (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.

C5.2.3.6 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 urmaresc să acopere într-o manieră nu foarte precisă, dar suficient de sigură, asemenea diferențe. Se discută 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 rotire 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 fig. C5.15c reprezintă o ipoteză de lucru cu o probabilitate apropiată de certitudine, indiferent de configurația diagramelor de momente de proiectare înfășurătoare (fig. C5.15a și b).

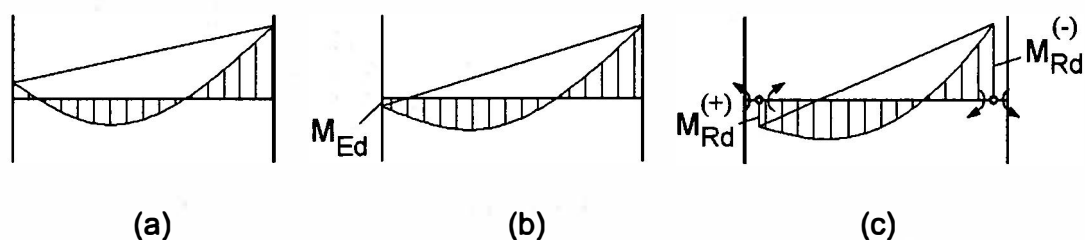


Fig. C5.15

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 la capetele grinzii. Această cantitate minimă este dată în P100-1: 2006, 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.

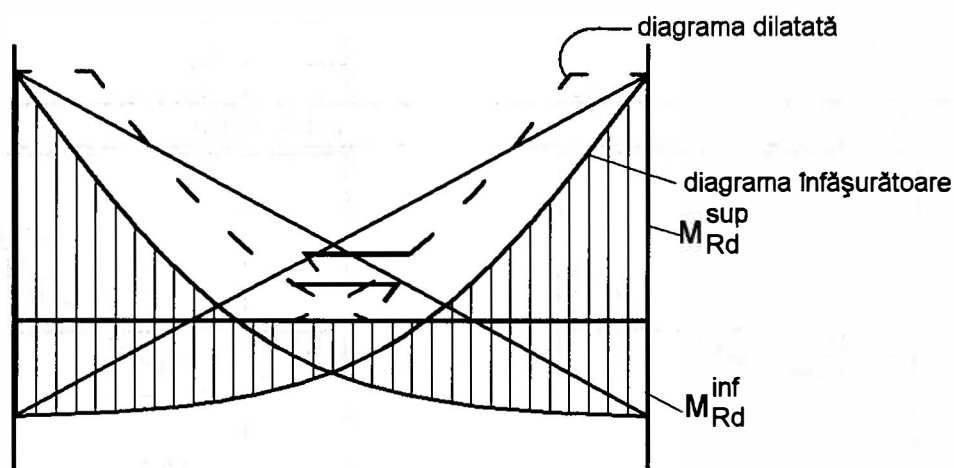


Fig. C5.16

O situație tipică este reprezentată în fig. C5.16. 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 baza P100-1: 2006 prevede obligativitatea poziționării unor armături minime continue la partea superioară a grinzilor.

(iii) Determinarea poziției articulațiilor plastice din grinzi, influența acestora asupra asigurării la forțe tăietoare și a măsurilor de confinare prin armături transversale reclamă o discuție specială.

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 fig. C5.17. Astfel, în cazul reprezentat în fig. C5.17a, articulațiile plastice apar la extremitățile grinzilor, iar în situația din fig. C5.17b 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 este mai mică (fig. C5.17c și d). Pentru claritate, în fig. C5.17 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 fig. C5.17a și b, care ilustrează cazurile distincte care pot apărea în practică, se indică modul specific de armare transversală a grinzii.

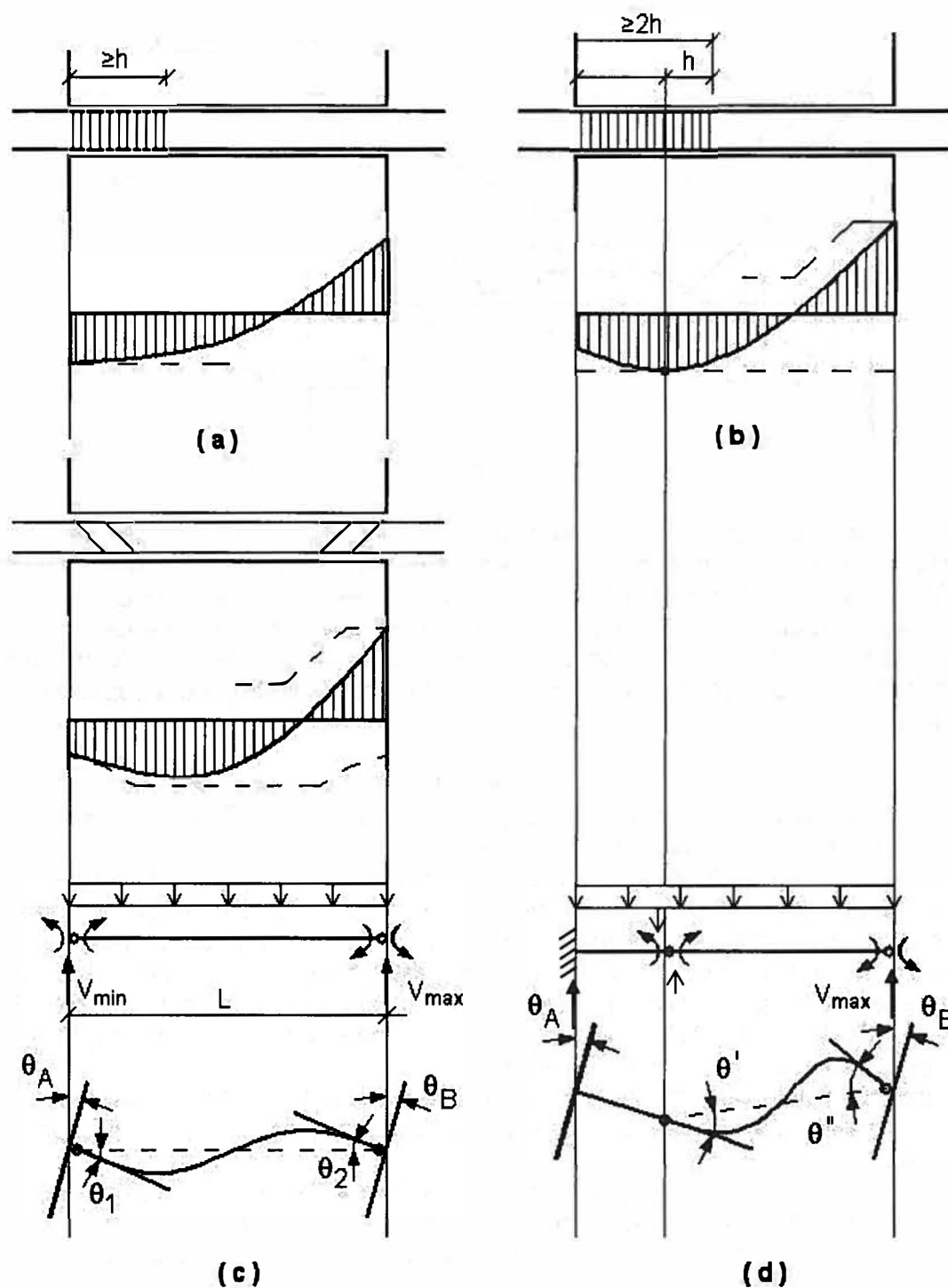


Fig. C5.17

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 (fig. C5.18).

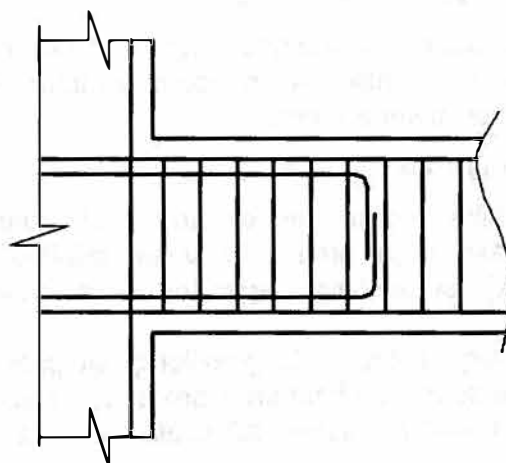


Fig. C5.18

(iv) În cazul în care secțiunea stâlpilor nu poate fi dezvoltată din diferite motive, 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 (fig. 5.19).

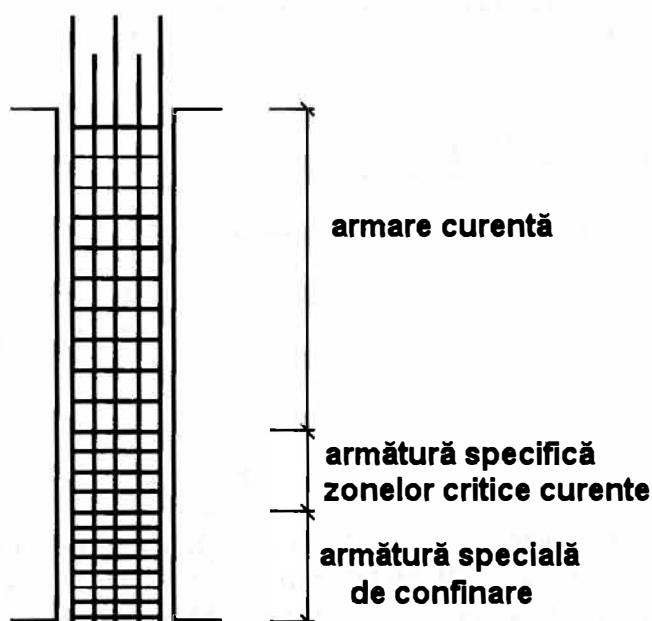


Fig. C5.19

5.3 Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă (H)

C5.3 Prevederile acestei secțiuni urmăresc înzestrarea elementelor de beton armat din categoria (DH) cu capacitate de deformare în domeniul postelast (ductilitate) suficientă față de nivelul redus al forțelor seismice de proiectare (față de valorile mari ale coeficientului de reducere).

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.

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 acestea 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 în exces forțele tăietoare, relația (5.3) 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 (fig. C5.20).

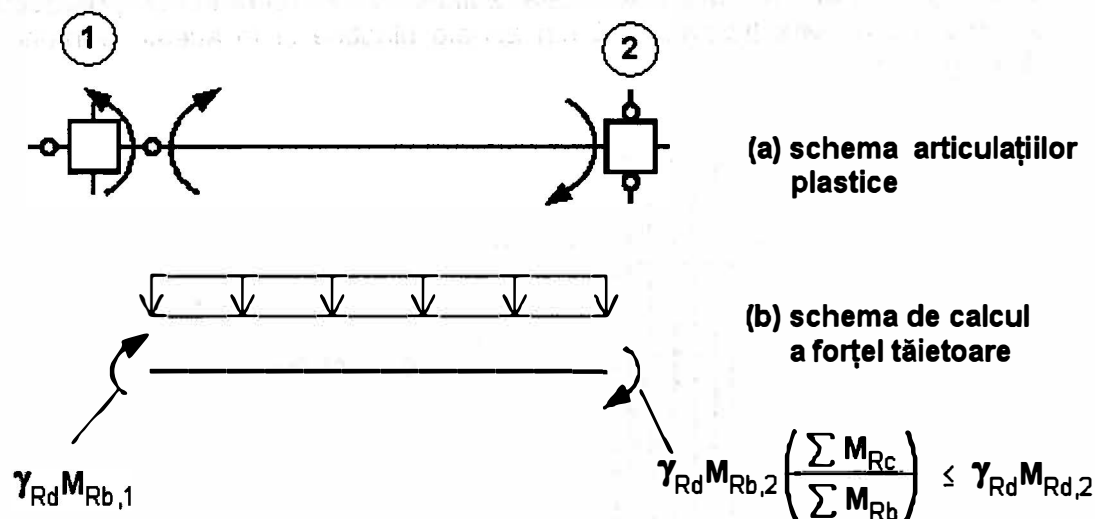


Fig. C5.20

Cerințele de ductilitate în articulațiile plastice din grinzi sunt în general substanțiale, astfel încât oțelul armăturilor longitudinale poate fi deformat în domeniul de consolidare. Din acest motiv M_{Rb} se înmulțesc cu factorii γ_{Rd} .

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 fig. C5.21, pentru primul nivel al structurii.

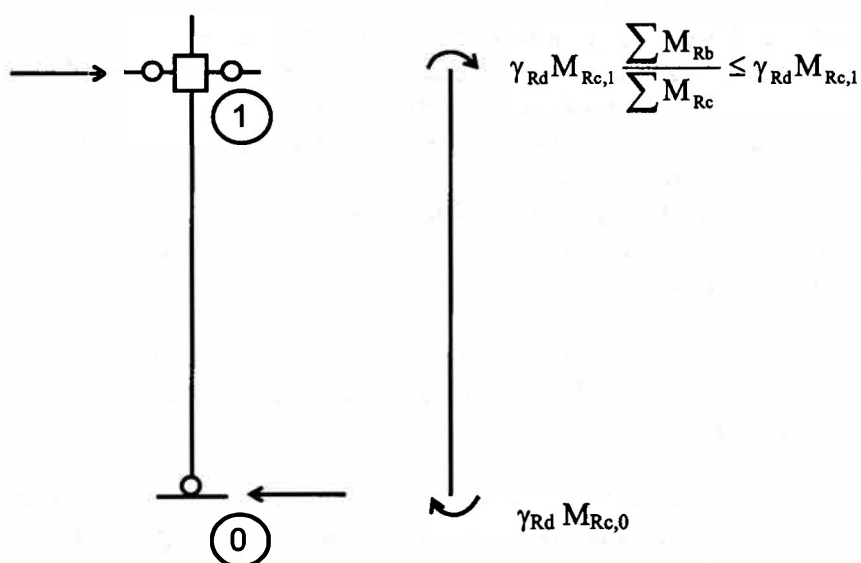


Fig. C5.21

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 (5.1) 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 (fig. C5.22) rezultă relația (5.5) pentru noduri interioare și (5.6) pentru noduri marginale.

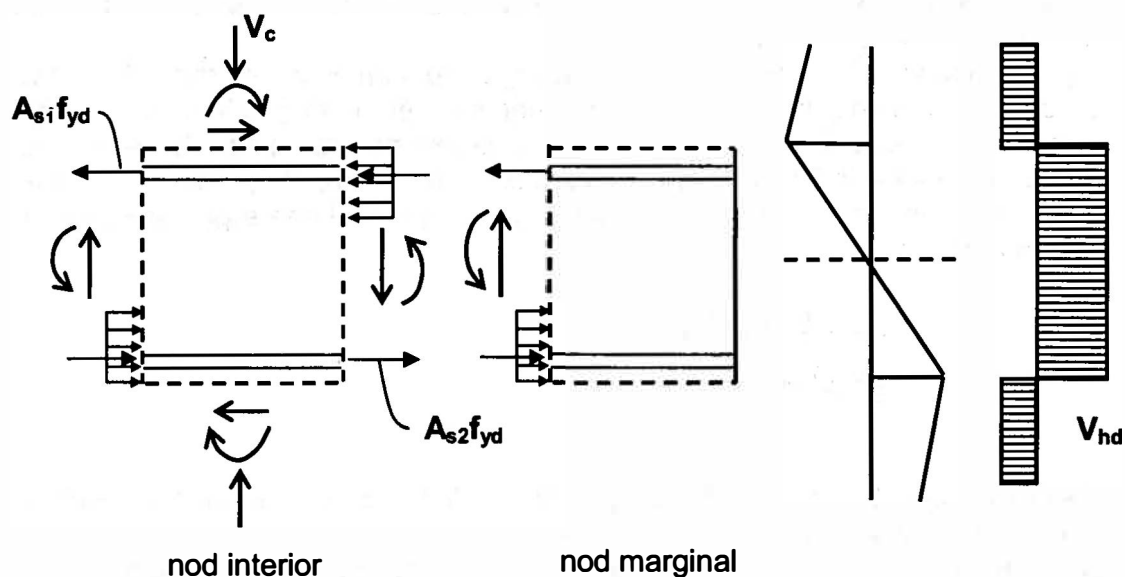


Fig. C5.22

C5.3.3.5 Relația (5.7) este similară relației (5.6) din codul de proiectare al structurilor cu pereți de beton armat, CR 2-1-1.1. Factorul ε introduce aici efectul modurilor superioare de vibrație, în timp ce k_M din CR 2-1-1.1 este considerat ca un factor care ține seama de diferențele posibile între eforturile rezultate din calculul structural și cele care apar în realitate în timpul acțiunii seismice, indiferent din ce cauze.

Diagrama din fig. 5.2, pentru stabilirea valorilor de proiectare ale forțelor tăietoare în pereții structurilor duale, a fost stabilită în urma unor studii efectuate în cadrul *fib* (Fédération Internationale du Béton).

C5.3.3.6 În cazul pereților scurți influența modurilor superioare de vibrație este neglijabilă, astfel încât $\varepsilon = 1$. Aceasta este diferența dintre relațiile (5.8) și (5.7), discutată mai sus.

C5.3.4.1.1 Valorile b_{eff} date aici variază în funcție de o condiție ignorată în STAS 10107/0-90 și anume prezența sau nu în nod a unei grinzi transversale pe direcția grinzii care se calculează. Oricum aceste valori sunt mai mici decât cele prevăzute în standard. Din punct de vedere practic, diferențele rezultate din aplicarea celor două proceduri sunt neînsemnate, atât în ceea ce privește valorile momentelor capabile, cât și în ceea ce privește valorile forțelor capabile asociate.

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 (vezi C5.2.3.6). Pe aceste zone trebuie prevăzută o armare transversală mai puternică decât în restul grinzii.

(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.

(4) Coeficientul de armare minimă corespunde condiției ca, după fisurarea betonului din zona întinsă, efortul preluat de beton să poată fi preluat de armatură. Considerând în mod aproximativ că axa neutră înainte de fisurare se afla la jumătatea înălțimii secțiunii, acest efort ar fi $0,5b_wdf_{ctm}$, care la limită ar trebui să fie mai mic sau cel mult egal decât forța de întindere pe care o poate prelua armătura:

$$A_s f_{yk} \geq 0,5b_wdf_{ctm} \quad \text{sau}$$

$$\rho \geq 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Pentru ca acest calcul să fie acoperitor, se lucrează cu rezistența medie a betonului și rezistența caracteristică a oțelului.

(7) Măsurile de armare transversală a zonelor critice ale grinzilor sunt mai puțin substanțiale decât în cazul stâlpilor (vezi 5.3.4.2.2(a)), pentru că grinzile nu sunt supuse la efort axial de compresiune. Armarea transversală servește pentru confinarea (fretarea) betonului comprimat și pentru împiedicarea flambajului

barelor comprimate, solicitate în domeniul plastic. Ultima condiție, $\rho \leq 7d_{bl}$, se referă la acest ultim rol.

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 cai de sporire ale 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 relațiile de calcul din STAS 10107/0-90 sau modelele de calcul din EN 1992-1 sau EN 1998-3.

(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.

(3) O armare longitudinală distribuită asigură o comportare omogenă, confinare eficientă și o limitare a deschiderii fisurilor de întindere pe latura stâlpului (fig. 5.23).

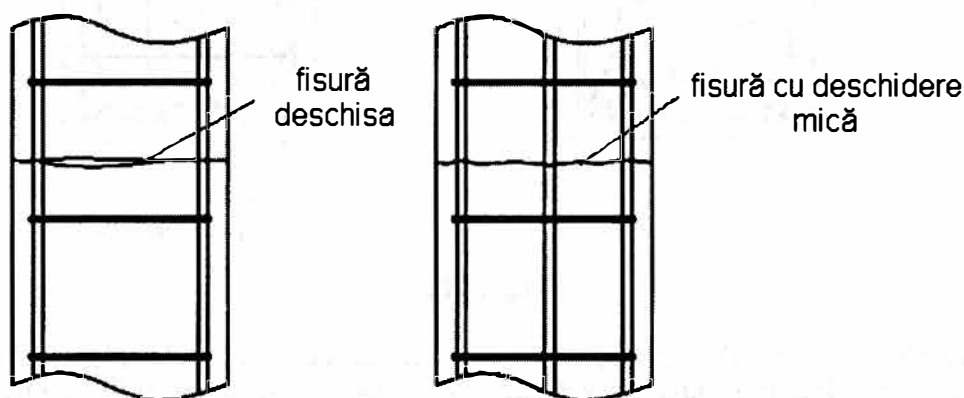


Fig. C5.23

(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.

(5) Prevederea are caracter acoperitor și ia în considerare numai parametrii geometrici. În realitate, lungimea zonei critice depinde și de armare, brațul de forfecare (M/V), etc.

(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.

(7..9) Regulile de armare transversală date la acest paragraf urmăresc realizarea unui efect de confinare (fretare) suficient de eficient pentru asigurarea unei comportari histeretice stabile a zonelor critice (fig. C5.24).

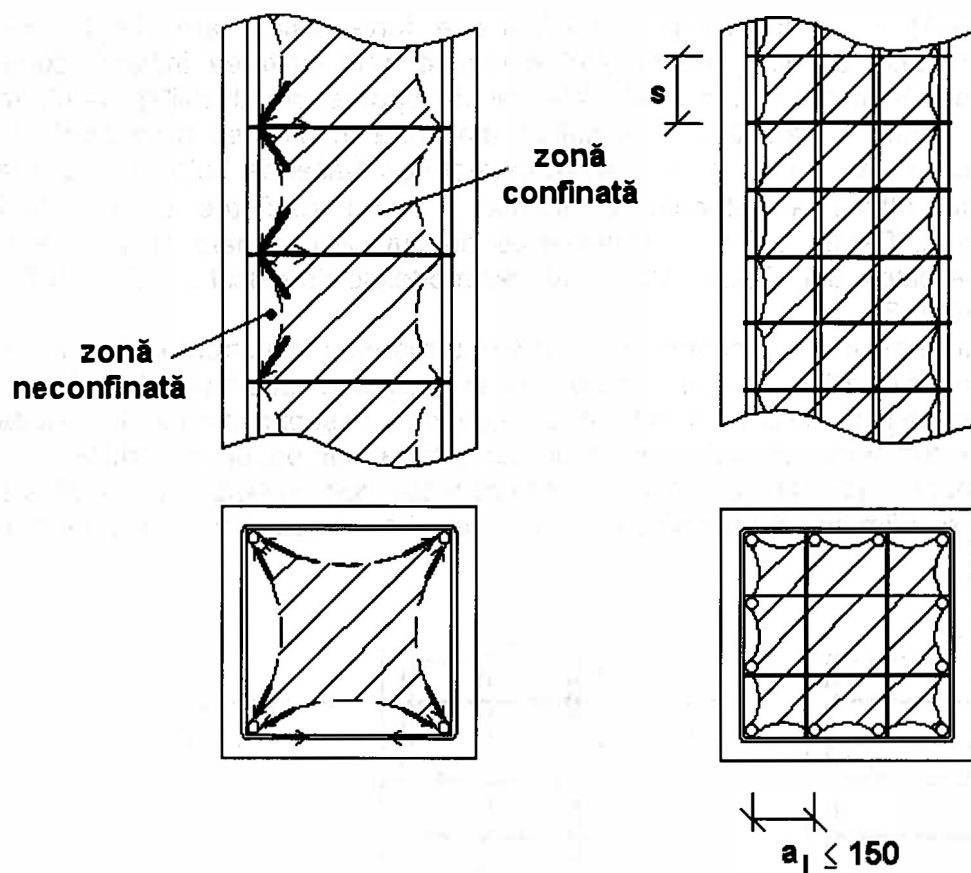


Fig. C5.24

Din analiza efectului de compresiune triaxială exercitat prin mecanismul de arc cu tirant constituit din împingerile bolților înscrise în masa betonului, echilibrate de tensiunea 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_l);
- sporirea secțiunii etrierilor;
- prevederea unor armături longitudinale suficient de groase pentru a limita mărimea presiunilor 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 (fig. C5.25).

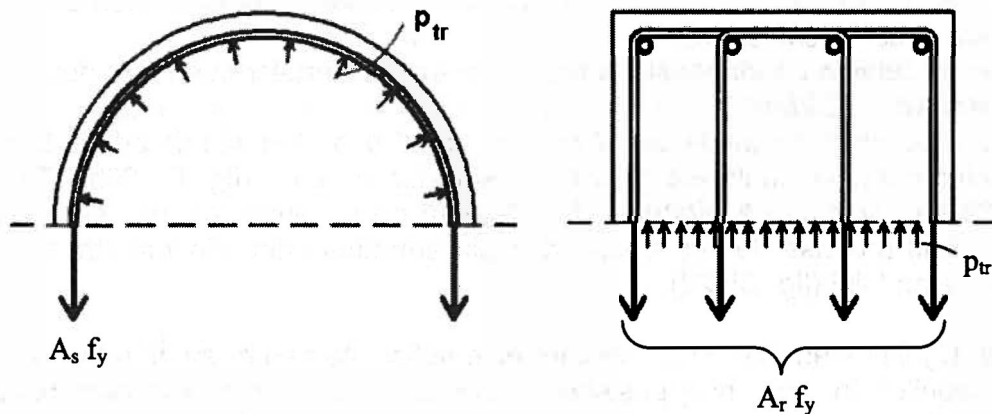


Fig. C5.25

(10) Această prevedere are în vedere posibilitatea deplasării zonei plastice (critice) deasupra zonei confinate (vezi C5.2.3.6 și fig. C5.19).

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 reabilitării 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.

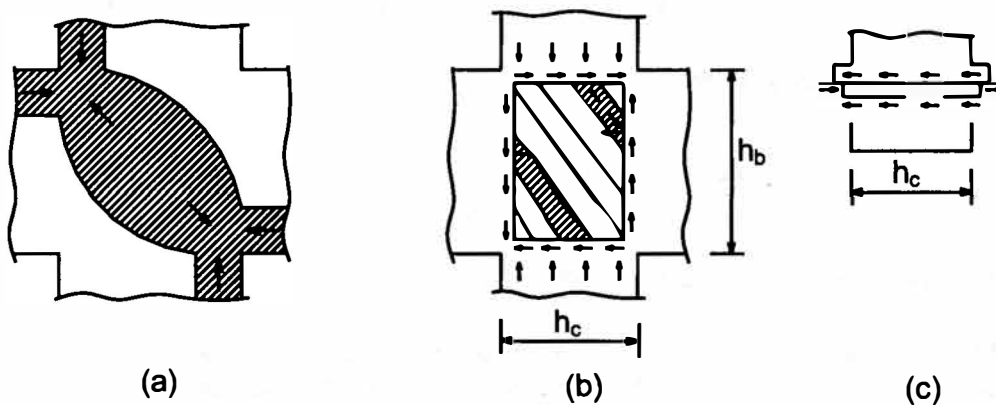


Fig. C5.26

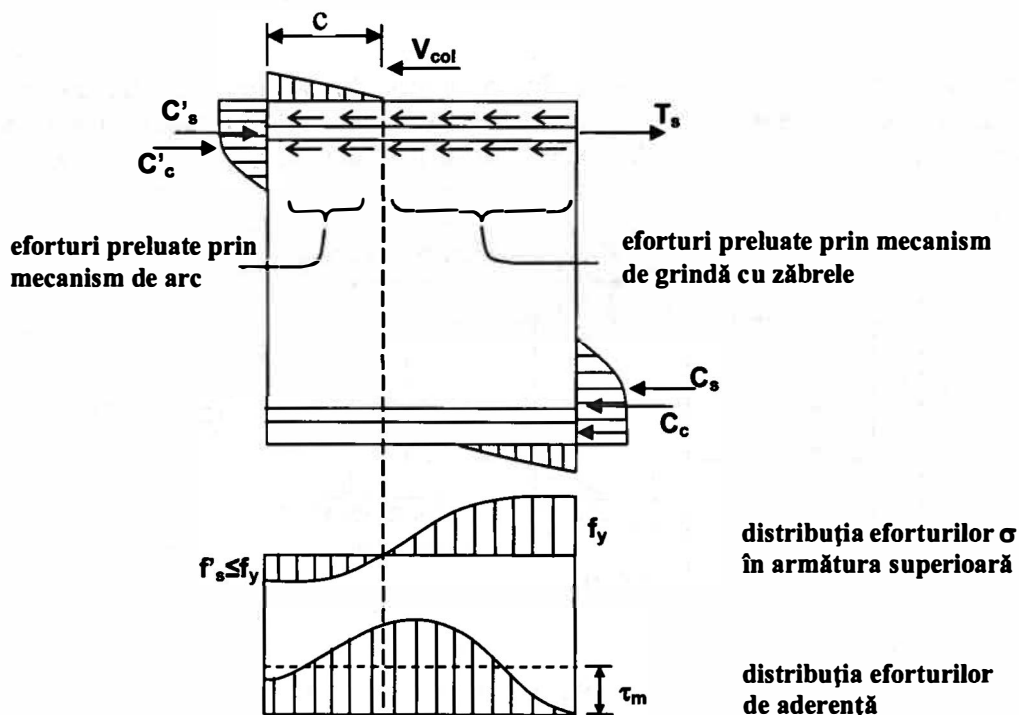


Fig. C5.28

Din examinarea relațiilor 5.16 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 este justificat dacă se are în vedere că forțele preluate prin mecanismul de arc sunt cu atât mai mari cu cât este mai mare zona comprimată (c în fig. C5.28).

Este de menționat că în normele americane (UBC, ACI 318), spre deosebire de normele europene și cele neo-zeelandeze, care le-au inspirat, se consideră că forța tăietoare se preia integral printr-un mecanism de diagonală comprimată (fig. C5.26a). Acest mecanism se consideră activ atâta vreme cât 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:

$$\begin{aligned} V_{jbd} &\leq 1,70\sqrt{f_{ck}} b_j h_j, & \text{pentru noduri confinate pe 4 laturi;} \\ V_{jbd} &\leq 1,25\sqrt{f_{ck}} b_j h_j, & \text{pentru noduri confinate pe 3 laturi;} \\ V_{jbd} &\leq 1,00\sqrt{f_{ck}} b_j h_j, & \text{pentru celelalte noduri.} \end{aligned}$$

Se consideră că o grindă asigură nodului un efect de confinare suficient dacă are lățimea cel puțin $\frac{3}{4}$ din lățimea nodului.

(4)(6) În legătură cu alcătuirea armăturii A_{jh} trebuie facute câteva precizări:

- armăturile rombice sau poligonale contribuie la preluarea forței tăietoare din nod numai prin proiecția eforturilor paralelă cu direcția acesteia;
- 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 ca pot să nu intersecteze planul de rupere (fig. C5.29a). 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 (fig. C5.29b și c);
- 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.

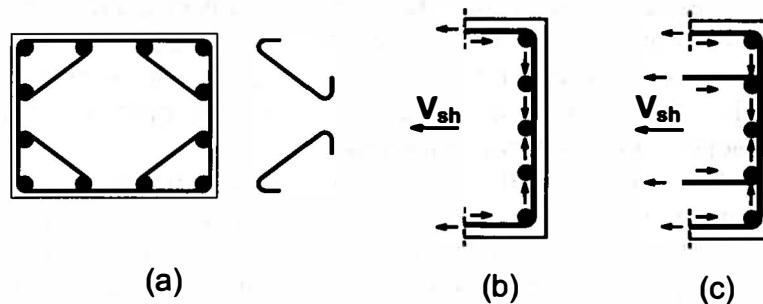


Fig. C5.29

(5) Din examinarea echilibrului de forțe tangențiale reprezentat în fig. C5.26, rezultă că forța tăietoare verticală în nod poate fi estimată suficient de exact cu relația:

$$V_{jv} = (h_b/h_c) V_{jh}$$

Din aceasta 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.

5.4 Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie (M)

C.5.4 În cazul construcțiilor proiectate pentru clasa de ductilitate M, rezistența laterală este mai apropiată de valoarea forței tăietoare de baza corespunzătoare răspunsului seismic elastic, decât în cazul construcțiilor aparținând clasei H. Ca urmare incursunile așteptate în domeniul plastic sunt moderate.

Pe această bază, măsurile de ductilizare ale elementelor structurale vor fi relaxate în raport cu cele specifice clasei H. Astfel, condițiile privind cantitatea de armătură transversală și pasul etrierilor în zonele critice, dimensiunile zonelor critice sunt reduse corespunzător.

În ceea ce privește proiectarea nodurilor de cadru nu se mai impune un calcul special al armării nodului, dacă nodul este confinat "în mod natural" prin prezența unor grinzi suficient de late pe toate cele 4 laturi. Prin prelungirea armăturii transversale din zona critică a stâlpului se asigură și armarea transversală necesară pentru nodul de cadru. Se poate aprecia că prin reducerea relativ mică a măsurilor de ductilizare pentru elementele structurale din clasa M, față de cele din clasa H, capacitatea de deformare a acestor elemente rămâne substanțială.

5.6 Efecte locale datorate interacțiunii cu pereții nestructurali

C5.6 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;
- (b) păstrarea contactului perimetral între panouri de zidărie și stâlpii și grinzele 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) exista 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. În afara dimensionării adecvate a elementelor structurale, trebuie asigurate exigențele de comportare ale panourilor de umplură la SLU, 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, fig. C5.30a) și pe orizontală, prin sporirea torsiunii de ansamblu ca urmare a modificării poziției centrului de rigiditate (Fig. C5.30b). La proiectarea clădirilor asemenea situații trebuie evitate întotdeauna;

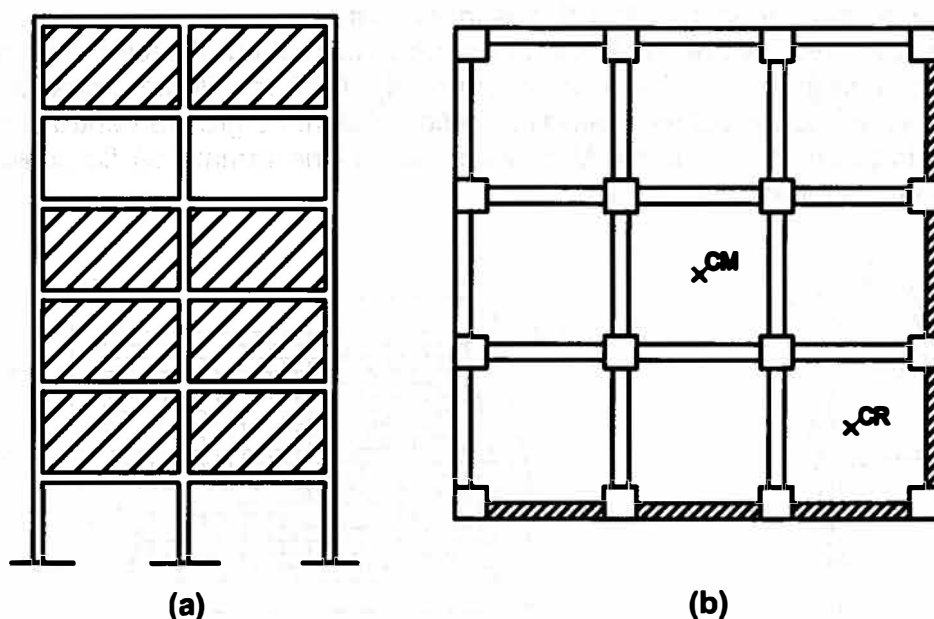


Fig. C5.30

- crearea unor condiții de solicitări de tip element scurt, cu risc de rupere la forțe tăietoare (fig. C5.31), pentru că forța tăietoare pe porțiunea deformabilă a stâlpului este substanțial mai mare decât cea care poate apărea într-un stâlp liber.

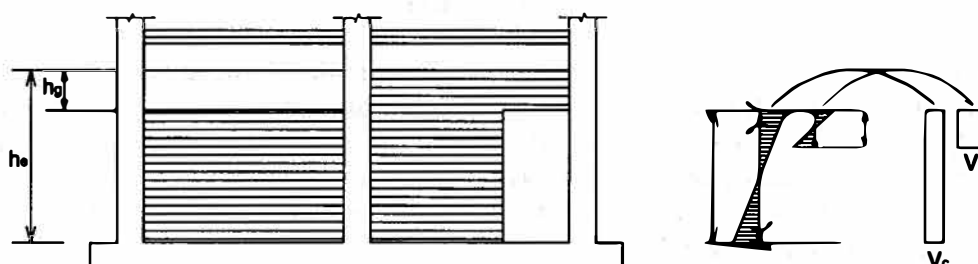


Fig. C5.31

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 (fig. C5.32). Acțiunea diagonalei devine substanțială după apariția fisurilor de întindere înclinate și după desprinderea zidăriei de elementele cadrului în vecinătatea colțurilor unde s-ar aplica diagonală întinsă.

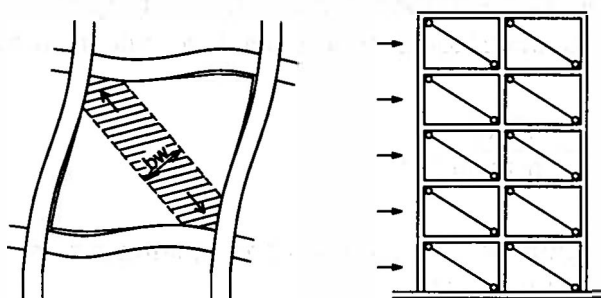


Fig. C5.32

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 (fig. C5.33a). Pentru aceasta este necesar ca inima 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.

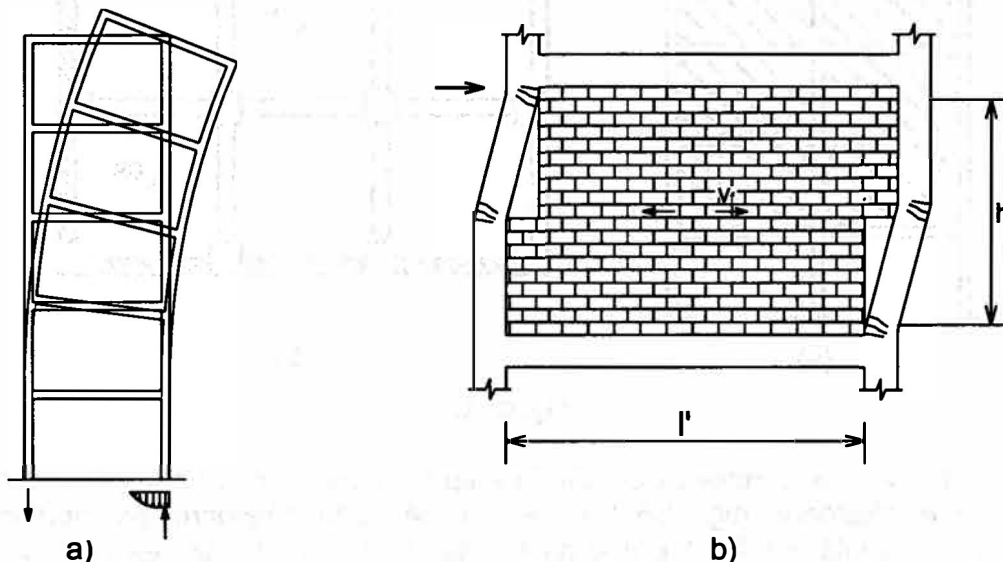


Fig. C5.33

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 al cadrului, curbele caracteristice ale materialelor, nivelul de solicitare.

Modul de stabilire al dimensiunilor diagonalei comprimate și al rezistenței acestuia este dat în cap 8.

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.

c) Prin lunecarea peretelui în lungimea unui rost orizontal, prin care se crează un efect de “îngenunchiere” a cadrului la nivelul respectiv (fig. C5.33b). Un asemenea mod de cedare se manifestă dacă forța diagonală asociată producerii eforturilor v_f care produc lunecarea este mai mică decât rezistența la compresiune în lungul diagonalei. Cu notațiile din fig. C 5.33b valoarea forței diagonale R'_d , corespunzătoare producerii lunecării [Paulay, Priestley, 1992] este:

$$R'_d = \frac{0.04f'_m}{1 - 0.3(h'/l')} b_w \cdot t \quad (C 5.1)$$

S-a notat :

f'_d 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, avariarea zidăriei prin zdrobirea după diagonală sau prin lunecarea în rost intervine, de regulă, la primul nivel. Prin dispariția panoului de umplutură 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 fig. C5.34 rezultă că cerința de ductilitate la elementele primului nivel sunt mult mai mari decât în cazul unei structuri cu deformabilitate uniformă pe verticală.

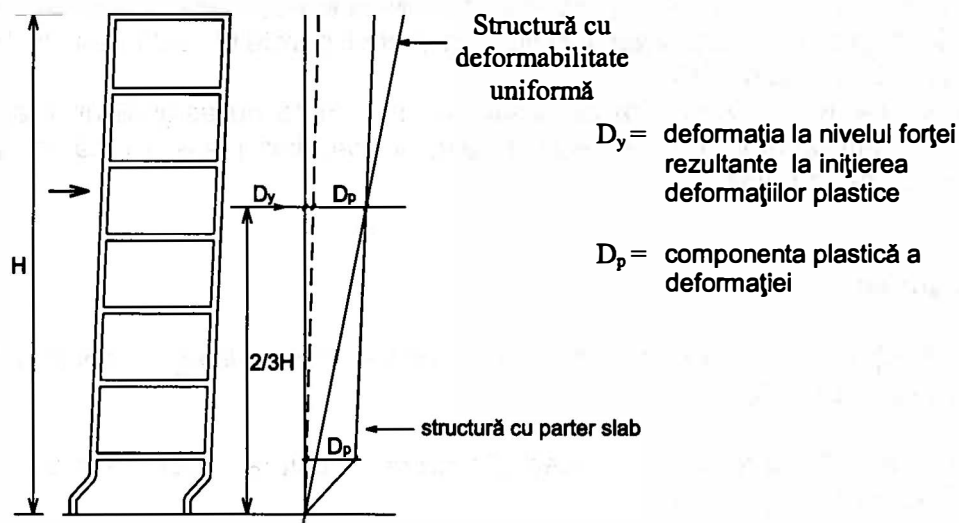


Fig. C5.34

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 umplutură. Această constatare este valabilă mai ales pentru cazul în care zidăria este nearmată. Prevederile de la 5.6(5) și (6) urmăresc obținerea unei siguranțe suficiente pentru acest tip de structură prin extinderea măsurilor de armare transversală specifică zonelor critice sau prin adoptarea unor proceduri acoperitoare de calcul a acestei armături.

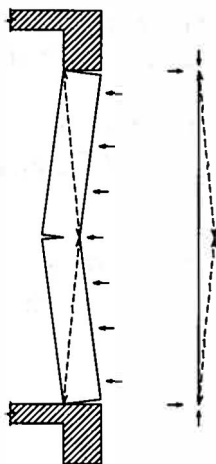


Fig. C5.35

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 rama de beton armat, panoul poate fi tratat ca o placă plană rezemată pe contur încarcată 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 (fig. C5.35).

Acest mecanism de rezistență este însă influențat negativ de prezenta unor spații libere intrate 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 fig. C5.32) 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.

Din acest motiv, se consideră că umplutura nearmată nu asigură un material structural satisfăcător, cu excepția, poate, a clădirilor joase (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.

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 Lucrărilor Publice (2006), *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 antiseismică 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 Siesmic 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.

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.

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.

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.

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.

Sozeu, M. (2004). *Seismic Behavior of Reinforced Buildings in Earthquake Engineering*, edited by Yousef Bozorguia, Vitelmo Bertero.

Comentarii la Cap.6 – PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR METALICE

6.1 Generalități

C 6.1 Prezentul capitol din normativul P100-1: 2006, partea I, se bazează în principal pe proiectul Eurocode 8, partea I. Proiectarea structurilor rezistente la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și prevederi pentru clădiri (PrEN1998-1: 2004), cu unele completări și modificări din norma americană AISC 2002 (2002), respectiv din norma românească P100-1992.

6.1.1 Domeniul

C.6.1.1 (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 metalice, estacade, structuri pentru susținerea coșurilor și cazanelor termocentralelor, etc.).

(2) Pentru determinarea stării de eforturi și deformații la încărcări seismice, se recomandă, pentru toate tipurile de structuri metalice, metoda calculului modal cu spectre de răspuns (par. 4.5.3.1, alin. 2).

În cazul structurilor pentru care raportul dintre înălțime (H) și latura cea mai mică (B) este mai mare decât 4 se va face un studiu special pe baza calculului dinamic neliniar folosind accelerograme de amplasament.

(3) Prezentul normativ implementează criteriile de verificare pentru rezistența elementelor structurale și a îmbinărilor în formatul normei europene EC3, partea 1 "Reguli generale și prevederi pentru proiectarea structurilor din oțel pentru clădiri (EN 1993-1.1), respectiv partea 1.8 "Calculul și proiectarea îmbinărilor" (EN1993-1.8). În acest context, în norma se compară eforturile secționale obținute din calculul structurii sub efectul acțiunilor de proiectare, seismice și neseismice (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed}) cu forțele și momentele de proiectare – capabile (N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd}). Atunci când se aplică prevederile STAS 10108/0-78 pentru verificarea elementelor structurale și a îmbinărilor conform prevederilor din P100-1: 2006, se va avea în vedere corespondența între eforturi secționale (N, M, V) și tensiuni (σ , τ).

Pentru verificările care nu sunt acoperite de prevederile din STAS10108/0-78, se va folosi EN 1993.

6.1.2 Principii de proiectare

C.6.1.2 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 C 6.1 este prezentată o relație tipică dintre forța tăietoare de bază și deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului neliniar 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 $q_R = F_y/F_1$ reprezintă capacitatea de redistribuție plastică a structurii, după formarea primei articulații plastice
- ductilitatea structurii $q_\mu = F_e/F_y$ caracterizează capacitatea de deformare postelastica 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 tăietoare de bază la formarea primei articulații plastice;

F_d - forța tăietoare de bază de calcul.

Valoarea totală a factorului de comportare q poate fi exprimată ca produsul suprarezistenței de proiectare, a redundanței și a factorului de reducere datorat ductilității:

$$q = q_\mu \cdot q_{sd} \cdot q_R$$

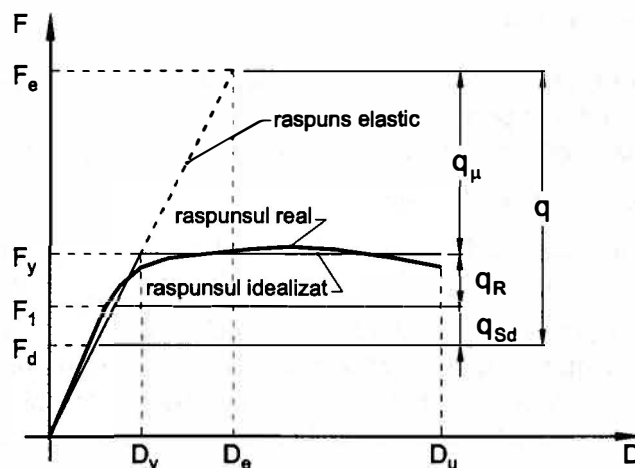


Figura C 6.1 Definiția componentelor factorului de comportare q

În principiu, orice structură conformată și dimensionată corect, posedă suprarezistența 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 , data 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 toate cele trei categorii de cerințe, privind suprarezistența, redundanța și ductilitate sunt denumite structuri disipative și sunt încadrate în conformitate cu P100-1: 2006 în clasele de ductilitate H sau M.

Structurile care nu îndeplinesc toate condițiile de ductilitate dar posedă suprarezistența și redundanța structurală, sunt considerate slab disipative și încadrate în clasa de ductilitate L.

Structurile cu elemente de clasa 4 care îndeplinesc redundanta structurala și suprarezistentă, se calculează pe baza unui factor $q = 1$.

Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secțiune de clasa 1, 2 sau 3 se dimensionează și verifica pe baza prevederilor din STAS 10108/0-78; pentru verificările care nu sunt acoperite de prevederile din STAS10108/0-78, se va folosi EN 1993.

Structurile alcătuite din elemente cu secțiune de clasa 4 se dimensionează și verifica în conformitate cu prevederile din STAS10108/0-78, STAS10108/2-83, NP 012/97 respectiv Eurocode 3, partea 1.3 (EN1993-1.3).

6.1.3 Verificarea siguranței

C.6.1.3 La proiectare se 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

$f_{y,act}$ In proiectare se acceptă folosirea unei
valori $\gamma_{ov} = 1,25$.

6.2 Condiții privind materialele

C.6.2 (1 - 2) Pentru structurile din clasele H și M de ductilitate, se vor utiliza oțeluri cu proprietati 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 A_5 va fi cel puțin 20%
- oțelurile folosite în elementele structurale cu rol disipativ vor avea un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârșitul palierului de curgere, de cel puțin 1,5%.

Oțelurile cu limita de curgere de proiectare $f_{yd} \geq 350 \text{ N/mm}^2$ se pot folosi numai dacă proprietățile plastice ale materialului sunt atestate prin încercări experimentale. Limita de curgere de proiectare (f_{yd}) este echivalenta cu rezistența de calcul a oțelului specificată în STAS10108/0-78 și se obține prin împartirea limitei de curgere caracteristica la coeficientul parțial de siguranță γ_m :

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$\gamma_m = 1.10 \quad \text{S235 (OL37)}$$

$$\gamma_m = 1.12 \quad \text{S275 (OL44)}$$

$$\gamma_m = 1.15 \quad \text{S355 (OL52)}$$

(3) Elementele din tabla cu grosimi $> 16\text{mm}$ solicitate 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 grinda-stâlp în zona afectată termic de sudura dintre talpa grinzii și placa de capăt. Riscul de destrămare lamelara 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 lamelara se recomandă următoarele măsuri:

- evitarea soluțiilor constructive la care din cauza sudării și din efectul încărcărilor exterioare apar tensiuni semnificative de întindere în direcția grosimii laminatelor
- dacă totuși astfel de soluții nu pot fi evitate este necesară alegerea unor mărci de oțeluri la care producătorul să garanteze o valoare minimă a găturii Z_z la încercarea la tracțiune pe epruvete prelevate în direcția grosimii (încercare efectuată conform SR EN 10164):

$$Z_z \geq Z_{z,nec}$$

în care:

- $Z_{z,nec}$ este valoarea minimă necesară a găturii. Aceasta se poate determina conform procedurii din Eurocode 3, partea 1.10 (EN 1993-1.10) sau cu procedura simplificată prezentată în Anexa 1 a GP 078/2003 (Buletinul Construcțiilor, nr. 16/2004).

(4) Îmbinările cu șuruburi ale elementelor structurale care participă 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 înaltă rezistență grupa 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.

(5) În cazul prinderilor grindă - stâlp cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență, la montaj se va asigura o pretensionare a acestora cu un efort de minim 50% din efortul de pretensionare prescris pentru îmbinările care lucrează prin frecare. Aceste îmbinări însă nu se dimensionează ca îmbinări care lucrează prin frecare. Normele europene – EN1998-1 și cele americane AISC 2005 prevăd pretensionarea completă a șuruburilor. Condiția de dimensionare a șuruburilor este de regula rezistența lor la întindere. Pretensionarea șuruburilor se impune pentru a limita efectele încărcării ciclice în timpul acțiunii seismice.

(6) 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 acorde o atenție sporită clasei betonului respectiv a sistemelor de ancorare. În principiu, trebuie să existe compatibilitate între rezistența la întindere a șuruburilor și aderența dintre acestea și betonul din fundație.

(7-8) Trebuie făcută distincția între f_y , care reprezintă limita de curgere nominală a oțelului (ex. S235 – OL37: $f_y=235 \text{ N/mm}^2$; S275 – OL44 $f_y=275 \text{ N/mm}^2$; S355 – OL52: $f_y=355 \text{ N/mm}^2$) și limita de curgere de proiectare care este asimilabilă rezistenței de calcul definită conform STAS 10108/0-78 (OL37: $R=220 \text{ N/mm}^2$; OL44 $R=260 \text{ N/mm}^2$; OL52: $R=315 \text{ N/mm}^2$)¹.

În zonele disipative se limitează valoarea limitei de curgere, $f_{y,max}$, a materialului din elementele structurale respective pentru a asigura concordanta între mecanismul de disipare

¹ Valorile specificate pentru f_y și R sunt valabile pentru grosimi ale tablei $\leq 16 \text{ mm}$

proiectat și răspunsul real al structurii. Limita de curgere, $f_{y,max}$, nu va fi mai mare decât limita de curgere nominală amplificată cu $1,1\gamma_{ov}$ ($f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov}f_y$).

6.3 Tipuri de structuri și factori de comportare

6.3.1 Tipuri de structuri

C.6.3.1 Cadre necontravântuite

Capacitatea de rezistență și rigiditatea structurii solicitate la acțiunea seismică sunt asigurate în principal de rezistență 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 dintre stâlpi și fundații.

Pentru cadrele cu îmbinări riglă-stâlp rigide, și cu rezistență la moment încovoiător mai mare decât momentul încovoiător plastic al grinzii, ideal este ca articulațiile plastice să se formeze numai la capetele grinzilor, în vecinătatea îmbinărilor cu stâlpii. În cazul îmbinărilor sudate, localizarea articulațiilor plastice în zonele de capăt a grinzilor poate fi obținută prin reducerea secțiunii tălpilor grinzilor – soluția “dog-bone” (pentru detalii și relații de calcul vezi AISC 2005). Zonele disipative însă pot fi situate și în stâlpi, respectiv la baza acestora (deasupra prinderii în fundații) și la partea superioară a stâlpilor de la ultimul etaj. Se recomandă ca în vederea obținerii unui mecanism plastic global, (se formează toate articulațiile plastice posibile fără a se forma mecanisme de etaj) articulațiile plastice din zonele specificate anterior ale stâlpilor să se formeze după cele din grinzi.

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 compresie 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 seismul; $N_{pl,Rd}$ – rezistența plastică a secțiunii la compresie centrică).

Există posibilitatea ca în cazul în care cadrele se dimensionează cu îmbinări riglă-stâlp semirigide și parțial rezistente în conformitate cu clasificarea din Eurocode 3, partea 1.8 (EN1993-1.8), dacă îmbinările au capacitate de rotire plastică suficientă (cel puțin egală cu 0.035 rad pentru clasa H de ductilitate, respectiv 0.025 pentru clasa M de ductilitate), disiparea energiei induse de acțiunea seismică să se facă și în îmbinări. Norma europeană Eurocode 8, partea 1 (EN1998-1.1) respectiv normele americane (AISC 2002, AISC 2005) permit formarea articulațiilor plastice și în îmbinări în condițiile în care rigiditatea și capacitatea reală de rezistență sunt luate în calcul în analiza structurii și se asigură ductilitatea necesară. În actuala versiune a prezentului normativ, se recomandă ca la proiectarea clădirilor curente să se evite formarea articulațiilor plastice în îmbinări, ceea ce implică evitarea utilizării unor îmbinări parțial rezistente.

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 cu zăbrele (triangulată) pentru preluarea acțiunilor orizontale.

În această categorie intra următoarele sisteme structurale (vezi tabel 6.3, P100-1: 2006):

- 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 horizontale sunt preluate atât de diagonalele întinse cât și cele comprimate. Punctul de intersectare al acestor diagonale este situat pe grindă, care trebuie să fie continuă.

Pentru asigurarea unei comportări ductile a acestor sisteme, este necesar ca secțiunile diagonalelor să fie de clasa 1 (pentru clasa de ductilitate H) și 2 (pentru clasa de ductilitate M). Prinderile diagonalelor trebuie să asigure nivelul de suprazistență specificat în 6.5.5 (P100-1: 2006).

Utilizarea unor secțiuni cu suplețe ridicată pentru contravântuiri 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 6.2). Aceste cadre pot fi proiectate cu o comportare post elastică similară cadrelor contravântuite în V. Aceste două sisteme au avantajul că asigură o reducere a forțelor axiale transmise grinzilor după cedarea barelor comprimate ale contravântuirilor. Sistemul cu contravântuiri în X pe două nivele este în general mai flexibil decât sistemul cu contravântuiri în V, pe de altă parte sistemul cu bara verticală de legătură asigură o uniformizare a eforturilor axiale din contravântuiri pe înălțimea structurii. Folosirea acestor două sisteme reduce riscul formării mecanismelor de nivel.

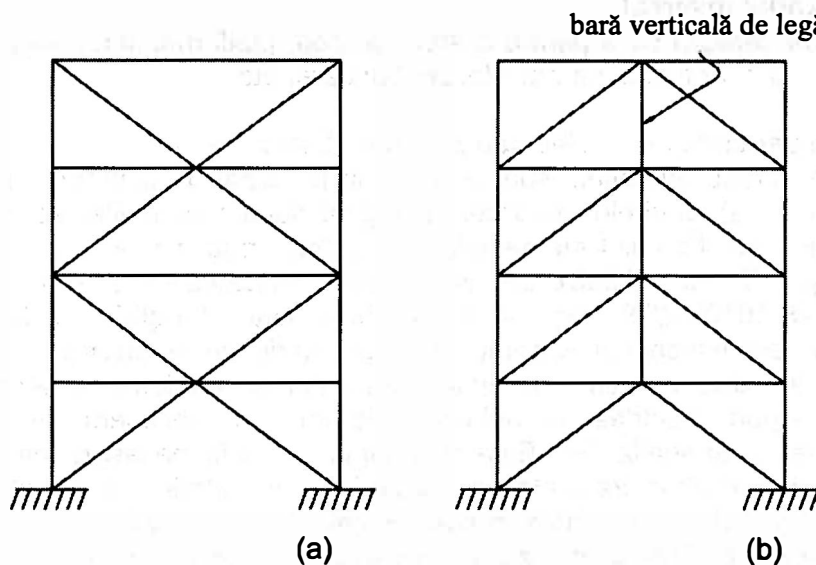


Figura C 6.2. Cadre cu contravântuiri în X pe două nivele (a) și contravântuiri în V cu bara verticală de legătură (b), AISC (2005)

O soluție structurală alternativă acestor sisteme de contravântuiri este utilizarea unor diafragme metalice, care disipează energie prin voalarea plastică din forfecare (plastificare în câmpurile diagonale întinse) sau prin forfecare plastică. Proiectarea acestor sisteme structurale este reglementată în normele americane AISC 2005.

Cadre contravântuite excentric

Caracteristica principală a acestor sisteme este ca cel puțin un capăt al fiecărei contravântuiri este prins de grindă astfel încât forța axială din contravântuire este transmisă sistemului

structural prin intermediul unui segment scurt de grinda, denumit bara disipativă (link), solicitat la forfecare și încovoiere.

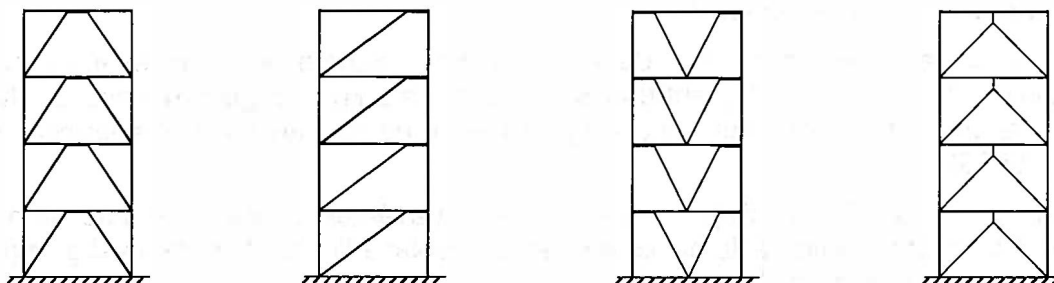


Figura C6.3. Sisteme constructive cu contravântuiri excentrice

Avantajul cadrelor cu contravântuiri excentrice (Figura C 6.3) constă în faptul că printr-o alcătuire și dimensionare corespunzătoare a sistemului structural, se pot obține performanțe de rigiditate similare celor oferite de cadrele 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 regula necontravântuite, se dimensionează din acțiuni gravitaționale. Calculul elementelor din beton armat se face în conformitate cu prevederile din cap 5 (P100-1: 2006). Calculul structurii metalice se face în conformitate cu prevederile din STAS 10108-0/78, respectiv Eurocode 3, partea 1.1 și Eurocode 3, partea 1.8. În cazul structurilor nesimetrice, sau simetrice dar cu o distribuție excentrică a maselor trebuie prevăzute măsuri constructive 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 3D. Este de așteptat ca să fie necesară introducerea unor contravântuiri verticale în structura metalică, de preferat în cadrele perimetrice, caz în care aceste structuri vor trebui dimensionate în conformitate cu prevederile corespunzătoare din P100-1: 2006, dacă se dimensionează ca structuri de clasa H sau M, respectiv în conformitate cu STAS 10108-0/78 dacă se dimensionează ca structuri de clasa L.

Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite).

În general, în practică, pentru structura unei clădiri nu se pot folosi numai cadre contravântuite, acestea asociindu-se cu cadre necontravântuite. În situația în care cadrele necontravântuite sunt proiectate să preia cel puțin 25% din acțiunile orizontale, sistemul structural compus din aceste cadre necontravântuite și cele 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 (structură 3D), conlucrarea fiind asigurată de efectul de diafragmă a planșeului.

Se pot realiza structuri duale prin combinarea cadrelor necontravântuite cu cadre contravântuite centric cu diagonale întinse respectiv cu cadre contravântuite excentric; pentru

ambele sisteme compuse, în normativul P100-1: 2006 sunt prevăzute valorilor factorilor de comportare q . Se pot realiza cadre duale și prin combinarea cadrelor necontravantuite cu cadre cu contravântuiri centrice în V. Normativul P100-1: 2006 și Eurocode 8, partea 1 (EN1998-1.1) nu conțin prevederi specifice pentru evaluarea factorului q în această situație. Normativul american Uniform Building Code (UBC 1997) nu face distincție între cadrele duale cu contravântuiri centrice cu diagonale în X respectiv cu diagonale în V. În acest context, pentru acest tip de structuri duale, se pot folosi valorile factorului q date în P100-1: 2006 pentru cadrele duale cu contravântuiri întinse, dar se recomandă verificarea răspunsului la acțiunea seismică printr-o analiză statică neliniară sau dinamică neliniară.

6.3.2 Factori de comportare

C.6.3.2 (1-2) Semnificația factorului de comportare q a fost prezentată în paragraful C6.2, respectiv **Figura C 6.1**. Valorile factorului q asociate diferitelor tipuri de structuri sunt prezentate în tabelul 6.3 din P100-1: 2006. Valorile din tabel pot fi utilizate cu condiția respectării criteriilor de ductilitate și suprarezistentă precizate în paragrafele 6.5-6.10, respectiv cele cu privire la calitatea materialelor din capitolul 6.2 și a calitatea execuției 6.11. Se subliniază faptul că totodată, este necesară satisfacerea criteriilor de regularitate a structurii, precizate în capitolul 4.4.3.

În situația în care structura are neregularități în elevație, valorile factorului de comportare q date în tabel se reduc cu 20%. Această reducere rezidă în 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, valoarea factorului q de referință (dată în tabelul 3 din P100-1: 2006) se reduce cu 30%, vezi paragraful 4.4.3.1.

(3-4) Raportul α_u/α_1 ale cărui valori sunt prezentate în tabelul 6.3 pentru diverse tipuri de structuri din P100-1: 2006, reprezintă în fapt redundanța structurală definită prin factorul q_R , definit în **Figura C 6.1**. Teoretic, acest raport are valoarea 1 doar în cazul cadrelor 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 însă acest raport nu poate depăși limita de 1.6.

(5) Factorul q se va determina independent pentru fiecare direcție, în funcție de tipul structural considerat, cu valorile date în tabelul 6.3 din normativ. 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; sunt însă numeroase situațiile în practică în care pe o direcție se utilizează cadre necontravantuite, iar pe cealaltă cadre contravantuite sau duale.

6.4 Calculul structurii

C.6.4 (1-2) O structură bine conformată pentru a prelua acțiunile seismice trebuie să asigure prin alcătuire, calcul, dimensionare și detalii constructive un echilibru între rezistență, 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 contravantuite centric cu diagonale care lucrează numai la întindere (în X sau alternante). În aceste structuri, dacă nu se efectuează proiectarea pe vaza unui calcul neliniar, diagonala comprimată nu participă la preluarea acțiunii seismice. Spre exemplu, în cazul unei analize elastice cu forțe seismice echivalente, se vor considera doar diagonalele întinse pentru un sens al forțelor; vor fi deci două modele

structurale pentru cele două sensuri ale acțiunii seismice. În cazul unei analize elastice spectrale, 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.

În calculul structurii, la modelarea acesteia, se va ține seama de efectul de diafragmă orizontală al planșeelor, care se vor proiecta ca atare în conformitate cu prevederile de 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 rigiditate îmbinărilor și capacitatea reală a acestora.

6.5 Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor

C.6.5.1-C.6.5.4 Ductilitatea unei structuri solicitată la acțiunea seismică implică capacitatea structurii de a disipa energia indusă de mișcarea seismică prin deformații plastice. În calculul plastic al structurilor, ductilitatea structurală definește capacitatea structurii de a dezvolta deformații în domeniul post-elastic fără o reducere semnificativă a capacității de rezistență.

Prin structuri disipative (clasele de ductilitate H și M) se înțeleg 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), cărora, prin proiectare, trebuie să li se asigure o suprazistență suficientă pentru a rămâne în domeniul elastic chiar și după intrarea în domeniul post-elastic a elementelor disipative. Elementele disipative (care conțin zone disipative) vor fi dimensionate din punct de vedere a rezistenței și stabilității în așa fel, încât să poată intra în lucru în domeniul post-elastic, la nivelul de solicitare corespunzător factorului de comportare q asumat. În principiu, aceste elemente, în zonele disipative nu trebuie supradimensionate. Există situații, în care pentru a se dirija și controla deformațiile plastice, se recurge la o reducere a capacității de rezistență 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 de curgere; aceste cerințe sunt specificate în capitolul 6.2 din cod, respectiv în C.6.2 din prezentele comentarii.

Ductilitatea de secțiune. În cazul elementelor solicitate la întindere, ductilitatea secțiunii este asigurată de ductilitatea materialului. În cazul elementelor structurale solicitate la compresiune și/sau încovoiere, ductilitatea de secțiune depinde de suplețea pereților care compun secțiunea și de ductilitatea de material. În funcție de suplețea peretelui, exprimată prin raportul lățime/grosime, pereții comprimați și/sau încovoiați, se încadrează în patru clase de secțiuni, de la unu la patru. Criteriile de clasificare a secțiunilor pentru clasele 1-3 sunt date în tabelul F.1 din cod, fiind preluate din Eurocode 3, partea 1-1 (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 eficace, în conformitate cu prevederile NP 012-1997, respectiv Eurocode 3 partea 1-3

(EN 1993-1-3) și Eurocode 3 partea 1-5 (EN 1993-1-5). Secțiunile se clasifică în funcție de clasa pereților componenți. Peretele de clasa cea mai mare (cea mai suplă) dă clasa secțiunii. În se prezintă intuitiv, pentru o secțiune solicitată la încovoiere, relația moment-curbură, pentru cele patru clase de secțiune.

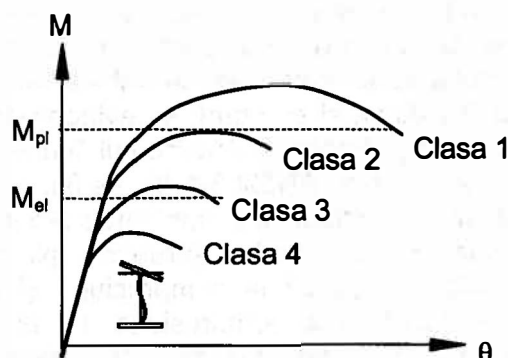


Figura C 6.4. Relația moment-curbură pentru clasele de secțiune 1-4.

Clasa de secțiune a elementelor structurale componente este un factor esențial pentru definirea clasei de ductilitate a structurii. În tabelul 6.4 din P100-1: 2006 se prezintă relația dintre clasele de ductilitate a structurii și clasele de secțiune (vezi Tabelul 1). Pentru relaționarea claselor de secțiune cu factorul de comportare q , se va face corelarea între tabelul 6.3 și 6.4 din P100-1: 2006.

Tabelul 1. Relația dintre clasa de ductilitate și clasa de secțiune

Clasa de ductilitate	Clasa de secțiune
H	clasa 1
M	clasa 2 sau 1
L	clasa 3, 2 sau 1

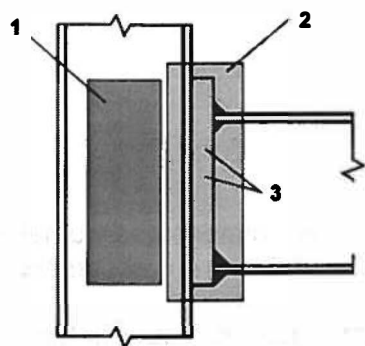
Structurile realizate din sau cu elemente structurale de clasă 4 se vor dimensiona numai în domeniul elastic, cu un factor de comportare q egal cu 1, luând în considerare caracteristicile geometrice ale secțiunii eficace (vezi și capitolul 6.2).

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, contravântuiri comprimate, bare disipative lungi, respectiv capacitatea de deformare plastică la forfecare pentru bare disipative scurte. 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 se deforma în domeniul postelast.

Ductilitatea îmbinărilor se exprimă prin capacitatea de rotire în domeniul plastic a acestora. Normele de calcul actuale între care Eurocode 8, partea 1 (EN 1998-1) și AISC 2005, precum și P100-1: 2006 impun pentru încadrarea îmbinărilor în clasele de ductilitate H sau M valori minime ale capacității de rotire plastică. Aceste norme nu conțin însă metode evaluare prin calcul a capacității de rotire plastică, impunându-se încercări experimentale. Documentul FEMA 350 și norma ANSI/AISC 358-05 din Statele Unite conțin recomandări și criterii de precalificare a unor tipuri de îmbinări riglă-stâlp pentru cadre necontravântuite în clasele de

ductilitate H, M și L. În ghidul de proiectare GP 082/2003, publicat în buletinul Construcțiilor nr. 16 din 2004, se prezintă în conformitate cu FEMA 350, 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 din documentul 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 contribuția la rezistența îmbinării (momentul încovoietor capabil), rigiditatea ductilitatea și acesteia (vezi Figura C 6.5, EN1993-1-8). 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: șuruburile, placa de capăt, talpa stâlpului supusă la încovoiere, inima stâlpului supusă la compresiune și întindere, inima stâlpului supusă la întindere, talpa riglei solicitată 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 o comportare ductilă îmbinării, altele (de exemplu șuruburile și cordoanele de sudură) au o comportare fragilă. Este necesar ca prin proiectare componentelor fragile să li se asigure o suprarezistentă față de elementele ductile ale îmbinării, pentru li se asigura o comportare elastică pe toată durata acțiunii seismice. Pentru a asigura o comportare ductilă a unui nod per ansamblu, componenta (sau componentele) îmbinării cu rezistența cea mai mică vor trebui să posede cele mai bune proprietăți de ductilitate.



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 6.5. Componentele unui nod riglă-stâlp

Suprarezistența și ductilitatea se asigură prin proiectare, printr-o alegere corespunzătoare a materialului, printr-o corectă alcătuire și dimensionare a îmbinării, dar, în același timp, acestea depind de calitatea execuției.

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. În funcție de valoarea deplasării relative de nivel se pot stabili criterii de performanță pentru proiectarea structurilor, după modelul FEMA 356.

Valorile limită ale deplasării relative de nivel conținute în paragraful 4.6.3.2. din P100-1: 2006, reprezintă condiții pentru asigurarea integrității elementelor nestructurale (pereți de închidere și compartimentare), și nu au legătură cu performanța structurală la starea limită ultimă.

6.5.5 Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative

C.6.5.5(1) Prin concepția constructivă, dimensionare, tehnologie de execuție și controlul calității acesteia, se vor evita concentrările de tensiuni și apariția unor tensiuni reziduale mari în îmbinările elementelor structurale, în special în acele componente care au un caracter fragil.

(2-3) P100-1: 2006 nu admite formarea articulațiilor plastice în îmbinări, impunând o suprarezistentă de 1.20 pentru îmbinările realizate cu sudură în adâncime cu pătrundere completă (nivel de acceptare B conform normativ C150/1999), respectiv de $1.1\gamma_{ov} = 1.375$ pentru îmbinările realizate cu suduri în relief sau cu șuruburi. Aceasta înseamnă că îmbinările riglă-stâlp ale cadrelor metalice necontravântuite trebuie proiectate astfel ca să lucreze în domeniul elastic pe durata acțiunii seismice. Concomitent, norma impune cerințe de ductilitate (capacitate de rotire plastică minimă): 0.035 rad pentru structurile din clasa de ductilitate H și 0.025 rad pentru structurile din clasa de ductilitate M. Această condiție este redundantă, în situația în care articulațiile plastice se formează în grinzile cadrului, iar îmbinările rămân în domeniul elastic. În principiu, capacitatea de comportare ductilă a îmbinărilor trebuie verificată doar în cazul în care acestea sunt dimensionate ca îmbinări disipative.

Norma europeană Eurocode 8, partea 1 (EN 1998-1.1) respectiv normele americane (AISC 2002, AISC 2005) permit formarea articulațiilor plastice și în îmbinări în condițiile în care rigiditatea și capacitatea reală de rezistență sunt luate în calcul în analiza structurii și se asigură ductilitatea necesară.

(4) 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 împiedecată la starea limită de serviciu) și C (lunecarea împiedecată la starea limită ultimă) conform 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 EN 1090-2, respectiv normativul C133-82. În cazul îmbinărilor solicitate perpendicular pe planul acestora (cu 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 EN 1090-2, respectiv normativul C133-82. Aceste îmbinări se realizează cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate (categoria E conform EN 1993-1.8).

(5) În scopul favorizării unui comportament ductil, 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. În acest fel se asigură un mod de cedare ductil prin plastificare găurii (ovalizare plastică), evitând forfecarea tijei, care reprezintă un mod de cedare fragil.

(6-7) Datorită condițiilor extreme de solicitare a îmbinărilor în zone disipative ale structurilor supuse acțiunii seismice, calculul și alcătuirea corectă a îmbinărilor trebuie să fie verificate 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. Încercările experimentale se vor realiza în conformitate cu prevederile EN 1990 capitolul 5: "Analiza structurală și proiectarea asistată de experiment" și anexa D "Proiectarea asistată de experiment", precum și cu 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 rotire 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 ANSI/AISC 358-05, respectiv GP 082/2003.

(8) În cazul îmbinărilor de cu șuruburi 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 cu STAS 10108/0-78, respectiv EN 1993-1.8.

(9) Datorită 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 se realizează simultan prin șuruburi și cordoane de sudură. Pentru premontaj, pot fi însă folosite fie șuruburi, fie suduri de solidarizare, cu condiția să nu fie luate în considerare la dimensionarea îmbinării propriu-zise.

6.5.6 Reguli de proiectare pentru șuruburile de ancoraj

6.5.6(1) Soluția de prindere a stâlpilor în fundație, de regulă se dimensionează pentru a asigura îmbinării de la baza stâlpului o suprarezistență 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 suprarezistență, îmbinarea de la baza stâlpilor se va dimensiona sub efectul eforturilor determinate conform relației 4.23 din P100-1: 2006.

(2) În eventualitatea în care se urmărește realizarea unei îmbinări ductile pentru prinderea stâlpului în fundație, se recomandă asigurarea unei zone deformație liberă a șuruburilor de ancoraj de minim 5d, unde d este diametrul tijei șurubului. Materialul din care sunt confecționate șuruburile de ancoraj, va îndeplini condițiile de ductilitate specificate în P100-1: 2006 capitolul 6.2.

(3) În cazul în care îmbinările de la baza stâlpilor s-ar proiecta ca îmbinări ductile, este de preferat să se evite stările complexe de tensiune în șuruburile de ancoraj (întindere și forfecare). În acest scop, P100-1: 2006 recomandă forța tăietoare să nu se transmită prin șuruburile de ancoraj. În caz contrar, când îmbinarea are suprarezistența asigurată de relația 4.23 din P100-1: 2006, verificarea șuruburilor de ancoraj, se va face pentru efectul combinat al eforturilor de întindere și forfecare, în conformitate cu prevederile STAS 10108/0-78, respectiv EN 1993-1.8.

6.6 Cadre necontravântuite

6.6.1 Criterii de proiectare

C.6.6.1(1-3) Asigurarea unei capacități maxime de disipare a energiei seismice are loc în cazul în care mecanismul 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.

6.6.2 Grinzi

C.6.6.2(1-2) În cazul cadrelor necontravântuite, grinzile 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 rigiditatea elementului, suplețea pereților secțiunii, precum și prezența unor forțe importante de compresiune și/sau forfecare. De aceea, P100-1: 2006 prevede dispunerea unor legături laterale suficiente pentru a împiedica pierderea stabilității generale a 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 H de ductilitate a structurii și de clasă 1 sau 2 pentru clasa M 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 P100-1: 2006). În cazul în care forța axială și/sau forța tăietoare din grindă nu respectă condițiile (6.3) și (6.4) din P100-1: 2006, 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 rezultă în domeniul plastic sub acțiunea încărcării seismice. De aceea, determinarea forței tăietoare din grinzile disipative se face în ipoteza formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzii (conform relației 6.5 din P100-1: 2006).

(3) În cazul structurilor slab disipative (clasa L de ductilitate), elementele structurale pot fi realizate cu secțiuni de clasă 3. În acest caz, caracteristicile plastice ale secțiunii vor fi înlocuite cu cele elastice.

(4-5) Pentru a preîntâmpina pierderea stabilității generale prin încovoiere-răsucire a grinzilor, acestea vor fi fixate lateral, la talpa superioară și inferioară. Distanțele maxime dintre aceste reazeme laterale se determină conform STAS 10108/0-78 și P100-1: 2006, paragraful 6.6.2(1). Suplimentar, legăturile laterale trebuie dispuse în zonele în care este posibilă formarea articulațiilor plastice. P100-1: 2006 conține relații pentru determinarea rezistenței necesare a acestor prinderi laterale. Studiile efectuate în SUA (AISC 2005, FEMA 350) indică faptul că în cazul în care grinzile sunt realizate ca și grinzi mixte oțel-beton, 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. Prinderi suplimentare sunt necesare numai în cazul unor cerințe de ductilitate mai ridicate.

(6) Asigurarea suprazistenței 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 P100-1: 2006, (Figura C 6.6) Detalii de alcătuire și relații de calcul pentru această soluție sunt disponibile în FEMA 350, ANSI/AISC 358-05 și GP 082/2003.

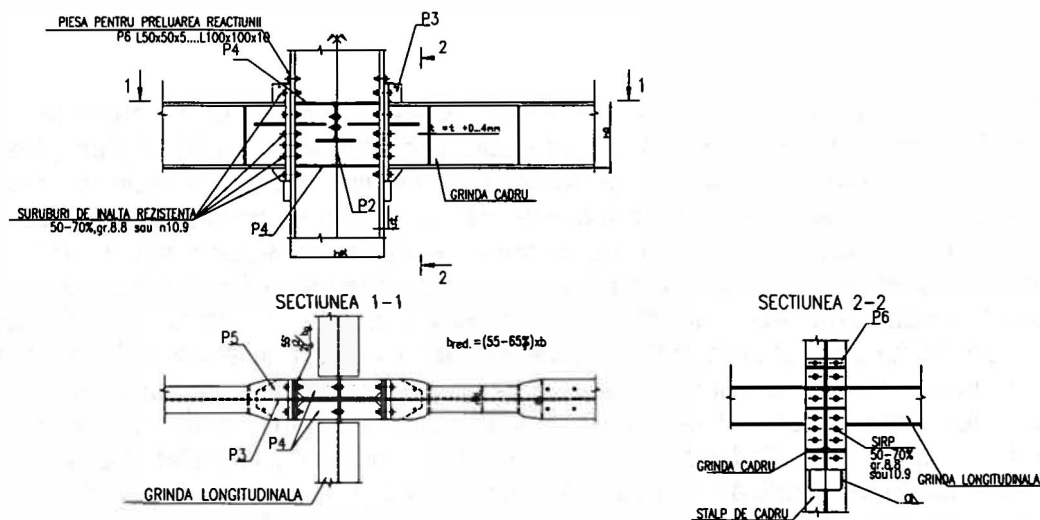


Figura C 6.6. Grindă cu secțiune redusă

6.6.3 Stâlpi

C.6.6.3(1) Stâlpii care fac parte din structura principală de rezistență trebuie să posede o rezistență suficientă pentru a evita plastificarea lor sub efectul acțiunii seismice de calcul (vezi C.6.5.1-C.6.5.4). Excepție fac secțiunile stâlpilor în care se permit formarea articulațiilor plastice, respectiv la baza stâlpilor și la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel (vezi C.6.6.1).

Pentru asigurarea suprazistenței necesare a stâlpilor, eforturile de calcul se obțin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul $1.1\gamma_{ov}\Omega^M$ și a celor din componenta gravitațională, conform relațiilor (6.6) din P100-1: 2006.

În cazul în care valoarea Ω^M nu se determină printr-un calcul detaliat, se pot adopta valorile recomandate în anexa F.4 din P100-1: 2006. Trebuie însă precizat că valorile factorilor recomandați în tabelul F.2 din anexă corespund produsului $1.1\gamma_{ov}\Omega^M$ (de exemplu, $1.1\gamma_{ov}\Omega^M=3$ pentru cadre necontravântuite).

Întrucât este posibil ca nu întotdeauna condițiile de suprazistență 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 AISC 2005.

(2) Verificarea de rezistență și stabilitate a stâlpilor se va efectua conform STAS 10108/0-78. Pentru determinarea lungimilor de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate se pot folosi prevederile din anexa F.5.

(4) Transferul eforturilor de la grindă la stâlp se va face ținând seama de modul real de lucru al îmbinării grindă-stâlp: îmbinare rigidă cu rezistență totală, caz în care structura se consideră continuă, transferul momentului plastic încovoietor de pe grindă pe stâlp fiind complet; îmbinare semirigidă parțial rezistentă, caz în care structura este semi-continuu, capacitatea de transfer a îmbinării fiind parțială în raport cu momentul plastic capabil al grinzii.

(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. Deși panoul de inimă al stâlpului are un comportament ductil, deformațiile excesive ale acestuia au un efect

defavorabil asupra comportării de ansamblu al nodului. De aceea, pentru a evita dimensionarea unor panouri de inimă a stâlpului prea slabe, P100-1: 2006 impune verificarea relației (6.8). Forța tăietoare de calcul din panou se determină în ipoteza formării articulațiilor plastice în grinzile adiacente, pe baza momentelor plastice capabile. Pentru determinarea rezistenței panoului de inimă al stâlpului, se iau în considerare rezistența la forfecare a inimii stâlpului, precum și aportul tălpilor stâlpului, conform relațiilor (6.9-6.10 din P100-1: 2006). Relațiile pentru determinarea rezistenței la forfecarea a panoului de inimă al stâlpului țin seama de reducerea rezistenței în prezența unor forțe axiale mari ($N_{Ed} > 0,75 N_{pl,Rd}$). Creșterea rezistenței la forfecarea a panoului de inimă al stâlpului poate fi obținută prin dispunerea unor plăci suplimentare (de dublare), vezi Figura C 6.7.

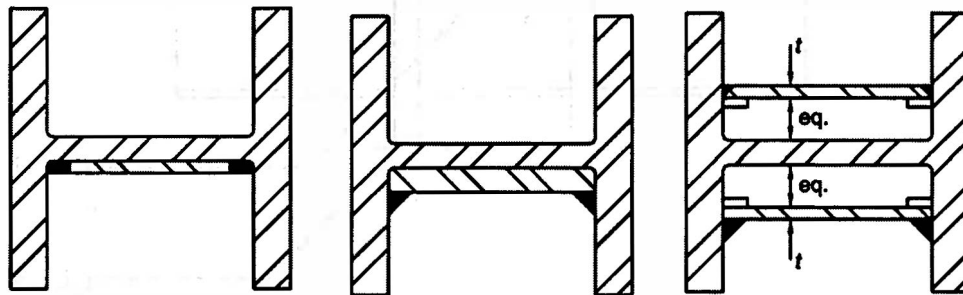


Figura C 6.7. Plăci de dublare pentru panourile de inimă, AISC 2005

(6) Pentru asigurarea rezistenței și ductilității panoului de inimă, este necesară evitarea voalării acestuia. În acest scop grosimea inimii stâlpului și a plăcilor de dublare (atunci când sunt folosite) trebuie să respecte relația (6.11) din P100-1: 2006. În cazul în care inima stâlpului și/sau plăcile de dublare nu satisfac această grosime, acestea pot fi solidarizate prin intermediul unor suduri în găuri, astfel ca suma grosimilor inimii și a plăcilor de dublare să satisfacă relația (6.11) din P100-1: 2006, vezi Figura C 6.8.

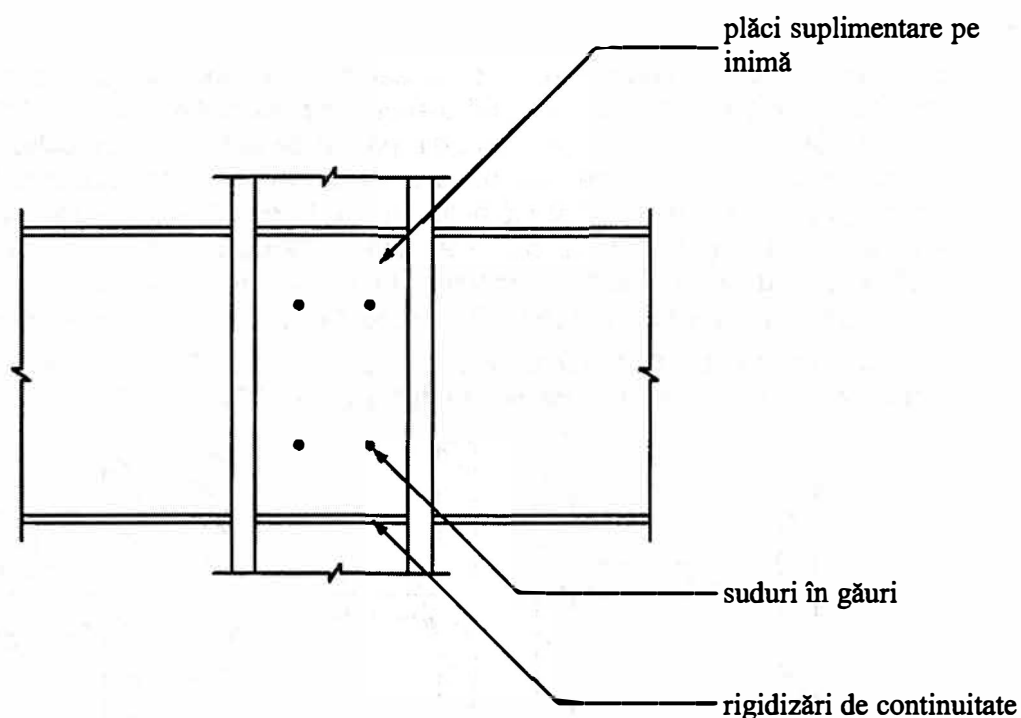


Figura C 6.8. Solidarizarea inimii stâlpului și a plăcilor de dublare, AISC 2005

(7-9) Asigurarea rezistenței și rigidității nodurilor grindă-stâlp necesită, în general, dispunerea pe ambele părți ale stâlpului a unor rigidizări de continuitate la nivelul tălpilor grinzii. Aceste rigidizări asigură transferul solicitărilor de la tăpile grinzii la stâlp. Rigidizările servesc de asemenea și la delimitarea panoului de inimă al stâlpului, care reprezintă o zonă puternic solicitată. Rigidizările vor fi proiectate astfel ca să posede o rezistență cel puțin egală cu cea a tălpilor grinzii.

(10) În zona îmbinării riglă-stâlp, tăpile 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 posede o rezistență de minim $0,02 f_y t_f b$ (t_f , b – dimensiunile tăpii grinzii).

6.6.4 Îmbinări grindă-stâlp

C.6.6.4(1-2) La cadrele necontravântuite zonele disipative sunt amplasate la capetele grinzilor. P100-1: 2006 nu permite formarea articulațiilor plastice în îmbinări. Prin asigurarea unei suprarezistențe față de zona disipativă, îmbinările sunt proiectate să lucreze în domeniul elastic pe toată durata acțiunii seismice.

Pentru îndeplinirea cerințelor de siguranță la starea limită ultimă sub efectul încărcării seismice, zonele plastice potențial (zonele din grinzi adiacente îmbinărilor grindă-stâlp) trebuie să posede o capacitate de rotire plastică adecvată (0.035 radiani pentru clasa de ductilitate H și 0.025 radiani pentru clasa de ductilitate M). În cazul în care îmbinările nu au o suprarezistență suficientă (sunt parțial rezistente), articulațiile plastice se formează în îmbinări (situație permisă de normele seismice europene și cele americane: EN1998-1.8, respectiv AISC 2005). 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 grinzile sunt proiectate conform capitolului 6.6.2 din P100-1: 2006, capacitatea de rotire în articulațiile plastice din grinzi poate fi considerată adecvată.

Capacitatea de rotire θ_p a îmbinărilor sau a zonelor din grinzi adiacente îmbinărilor, se determină cu relația $\theta_p = \frac{\delta}{0,5l}$, unde δ reprezintă deformația grinzii la mijlocul deschiderii, iar l este deschiderea grinzii (vezi Figura C 6.9).

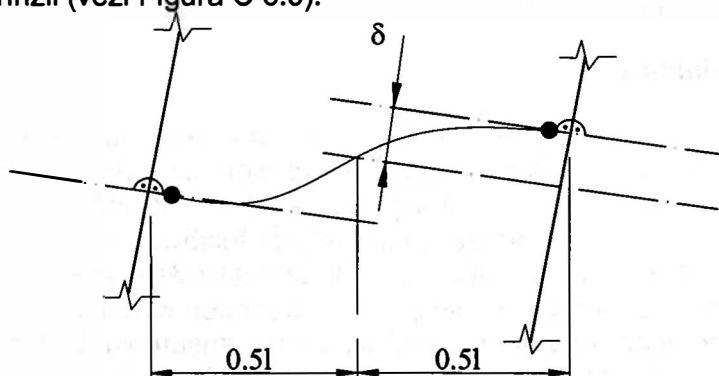


Figura C 6.9 Deformarea grinzii δ pentru calculul θ_p

Capacitatea de rotire θ_p în articulațiile plastice trebuie asigurate 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). Deformația elastică a stâlpului nu trebuie luată în considerare la determinarea lui θ_p . În cazul în care panoul de inimă al stâlpului se plastifică, contribuția acestuia la capacitatea de rotire totală nu trebuie să depășească 30%.

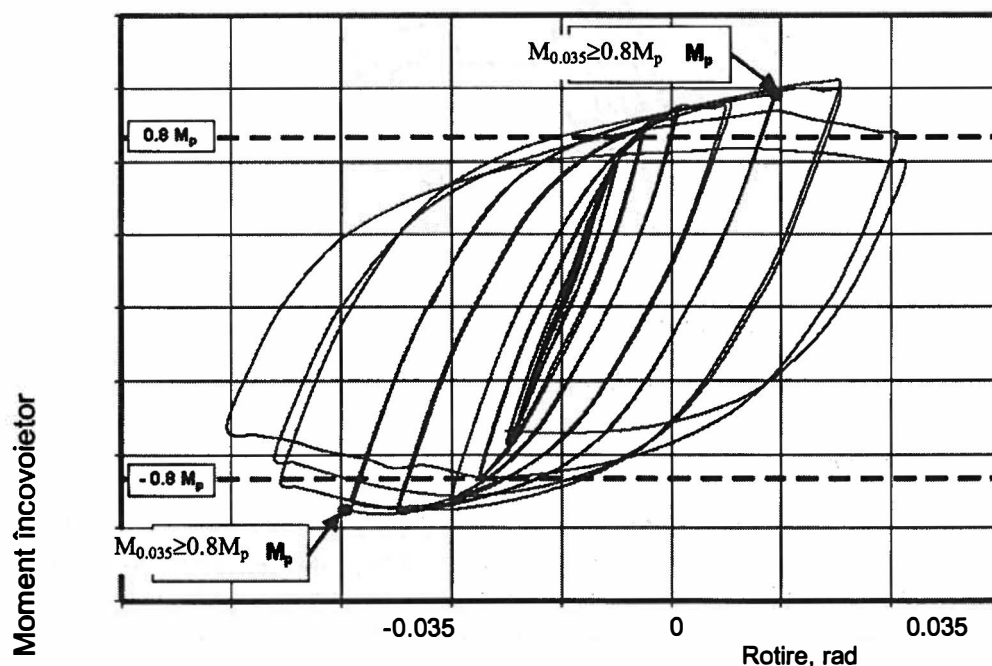


Figura C 6.10. Nivelul de acceptare al degradării de rezistență, AISC 2005

6.6.5 Îmbinările de continuitate ale stâlpilor

C.6.6.5 Îmbinările de continuitate ale stâlpilor sunt îmbinări prin contact, forța de compresiune considerând că se transmite direct între fețele transversale. Calculul se face în conformitate cu prevederile din GP 016-97. Amplasarea îmbinărilor trebuie astfel alese încât îmbinarea să poată fi executată cu ușurință, direct de pe planșeu.

6.7 Cadre contravantuite centric

6.7.1 Criterii de proiectare

C.6.7.1(1-3) Cadrele contravantuite centric disipează energia seismică prin deformații plastice axiale ale contravântuirilor. Încercările experimentale pe contravântuiri solicitate la încărcări ciclice axiale 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 dramatică a energiei disipate prin deformațiile 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 contravântuirilor descendente (vezi relația 6.15 din P100-1: 2006).

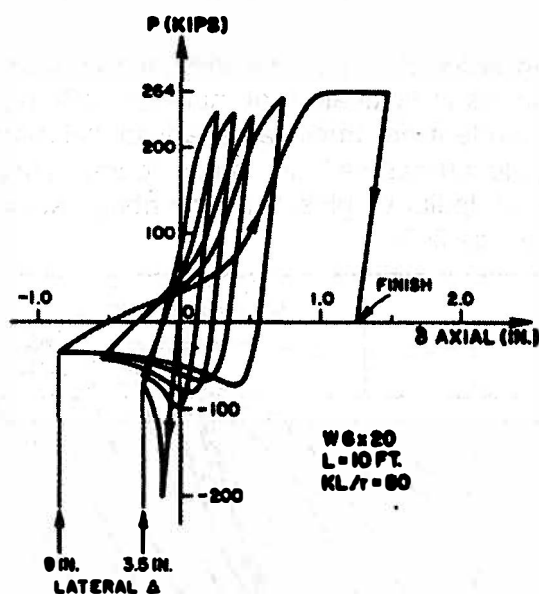


Figura C 6.11 Diagrama ciclică forță-deplasare pentru o contravântuire, AISC 2005

6.7.2 Criterii de proiectare

C.6.7.2 (1) Contravântuirile reprezintă elementele disipative la cadrele contravantuite centric, ceea ce implică reducerea semnificativă a capacității portante la compresiune în urma deformațiilor plastice care au loc în timpul unui cutremur. De aceea, după încetarea efectelor 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 contravânturilor.

(2-3) Datorită reducerii semnificative a rezistenței contravânturilor comprimate în urma flambajului plastic, contribuția contravânturilor comprimate la preluarea forțelor orizontale din acțiunea seismică este redusă. Pentru a ține cont de acest aspect într-un calcul elastic, la modelarea structurii se consideră doar contravânturile întinse. Excepție fac structurile cu contravânturi în V, la care atât contravânturile întinse, cât și cele comprimate se consideră active. Pentru detalii asupra modului practic de efectuare a calculului structural și de determinare a eforturilor, vezi C6.4(1-2).

În cazul în care se efectuează un calcul nelinier static sau dinamic, se pot considera atât contravânturile întinse, cât și cele comprimate, în următoarele condiții:

- modelul inelastic al contravânturii comprimate trebuie să reflecte comportarea acesteia înainte și după flambaj (vezi Figura C 6.11)
- modelul de comportarea a contravânturii comprimate trebuie să aibă la bază justificări teoretice și experimentale adecvate.

6.7.3 Calculul diagonalelor

C.6.7.3(1-3) Pentru toate sistemele de contravânturi centrice, zveltețea adimensională a barelor contravânturilor $\bar{\lambda}$ se limitează superior la 2.0, pentru a preveni flambajul prematur al contravânturii comprimate. Zveltețea adimensională se determină conform relației:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

unde:

A – Aria secțiunii transversale a contravânturii

f_y – limita de curgere nominală

N_{cr} – forța critică de flambaj minimă, $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$

În cazul contravânturilor 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).

Relația dintre zveltețea λ (așa cum este definită în STAS 10108/0-78) și zveltețea adimensională $\bar{\lambda}$ este următoarea:

$$\lambda = \left(\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \cdot \bar{\lambda}$$

Informativ, pentru un oțel OL37 cu limita de curgere $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, limitarea $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2.0$ corespunde la $120 < \lambda \leq 190$.

(4-5) Contravânturile solicitate la întindere se dimensionează astfel încât efortul plastic capabil al secțiunii transversale $N_{pl,Rd}$ să fie mai mare decât efortul maxim din combinația seismică N_{Ed} . Pentru sistemele cu contravânturi în V, diagonalele comprimate se vor verifica conform STAS 10108/0-78 la flambaj.

(6) Întrucât la sistemele contravântuite centric diagonalele reprezintă elementele disipative, îmbinările acestora trebuie să posede o suprazistentă suficientă, conform capitolului 6.5.5 din P100-1: 2006.

(7) Pentru a se asigura un mecanism plastic global, diagonalele active ale sistemului de contravântuiri trebuie să fie astfel dimensionate, încât sub acțiunea forțelor seismice să se plastifice în totalitate (pe toată înălțimea structurii). În acest scop, se recomandă ca valorile maximă și minimă ale rapoartelor Ω^N ; să nu depășească 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 contravântuirilor, performanța seismică a structurii va fi confirmată printr-un calcul inelastic.

6.7.4 Calculul grinzilor și stâlpilor

C.6.7.4(1) La cadrele contravântuite centric, grinzile și stâlpii sunt elemente nedisipative. Pentru a preîntâmpina deformații plastice în aceste elemente, acestea trebuie să posede 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 $1.1\gamma_{ov}\Omega^N$ și a celor din componenta gravitațională, conform relațiilor (6.16) din P100-1: 2006.

(2) În cazul cadrelor cu contravântuiri în V inversat, rezistența grinzii la forțe gravitaționale trebuie asigurată în eventualitatea că în urma acțiunii seismice contravântuirile au cedat prin flambaj. În acest scop, calculul grinzii se va face fără a considera reazemul intermediar asigurat de contravântuiri.

În cazul cadrelor cu contravântuiri în V, efectul forței neechilibrate din diagonala comprimată care poate flamba sub efectul acțiunii seismice, se aplică pe grindă considerând:

- pentru diagonala întinsă o forță egală cu rezistența plastică a secțiunii $N_{pl,Rd}$
- pentru diagonala comprimată o forță egală cu $0.3N_{pl,Rd}$

În urma compunerii, cele două forțe din diagonale vor genera o forță transversală și una axială pe grindă. Grinda trebuie să fie verificată pentru a rezista sub efectul acestor forțe.

(3) Buna funcționare a sistemelor cu contravântuiri în V este asigurată de împiedecarea pierderii stabilității generale a grinzii. În acest scop se vor prevedea legături laterale la nivelul tălpilor grinzii în secțiunea de intersecție cu diagonalele.

6.8 Cadre contravântuite excentric

C.6.8(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 prin plastificarea și ecrusarea 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.

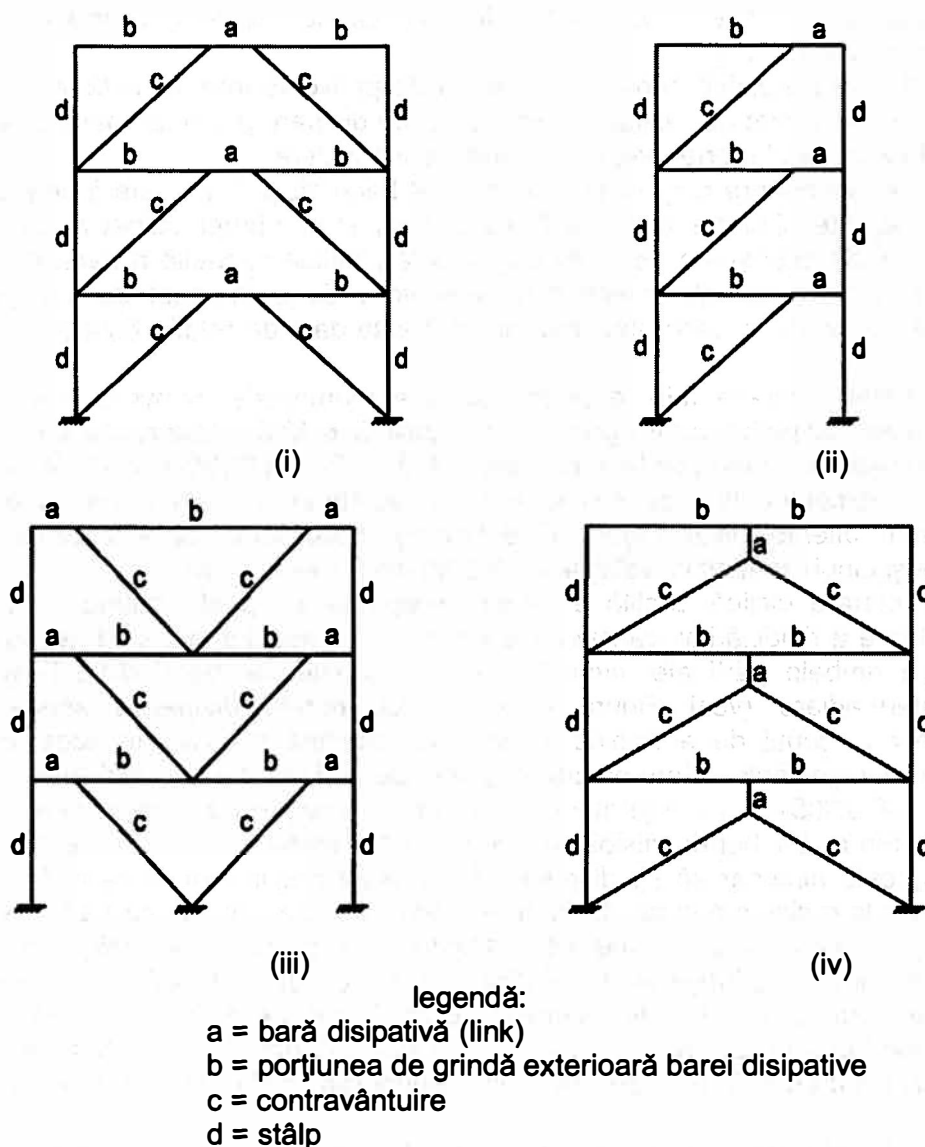


Figura C 6.12. Exemple de cadre contravântuite excentric, AISC (2005)

6.8.2. Calculul barelor disipative

C.6.8.2.(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.

(2-10) Răspunsul inelastic al barelor disipative depinde semnificativ de lungimea barei disipative, definită prin 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 de intermediare ale barei disipative, răspunsul inelastic este caracterizat atât de forfecare, cât și de încovoiere (bare disipative intermediare). Capacitatea de deformare plastică a barelor disipative este în

general mai mare pentru barele disipative scurte. Încercările experimentale (AISC, 2005) au arătat rotiri plastice capabile de 0.08 radiani în cazul barelor disipative scurte și 0.02 radiani în cazul barelor disipative lungi.

În analiza neliniară inelastică, modelarea barelor disipative va trebui făcută în așa fel încât să respecte cât mai apropiat de realitate mecanismul de disipare proiectat: bara disipativă scurtă spre exemplu lucrează la forfecare, iar ce lungă la încovoiere.

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 relația 6.24 (conform P100-1: 2006).

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 6.25-6.27 din P100-1: 2006. 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 6.28-6.30 din P100-1: 2006.

(11-) 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 marginale pe ambele părți ale inimii (la ambele capete ale barei disipative), precum și rigidizări intermediare (vezi Figura C 6.13). La barele disipative scurte, rigidizările intermediare au scopul de a împiedica voalarea plastică a inimii. În acest caz, distanța maximă dintre rigidizările intermediare depinde de deformația plastică necesară a barei disipative (AISC 2005), o distanță mai mică fiind necesară pentru o capacitate de deformație 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 $1.5b$, unde b este lățimea tălpii, pentru a limita degradarea de rezistență datorată voalării plastice a tălpilor și a pierderii stabilității prin încovoieră-răsucire. În cazul în care lungimea barei disipative depășește $5M_{pl,link}/V_{pl,link}$ nu sunt necesare rigidizări intermediare. Rigidizările intermediare se dispun pe ambele părți ale inimii, atunci când înălțimea barei disipative este mai mare decât 600 mm. În cazul barelor disipative cu înălțimea mai mică de 600 mm, este permisă dispunerea rigidizărilor doar pe o singură parte a inimii.

Prinderea rigidizărilor de inimă și tălpi se realizează prin 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 2005).

În general, intersecția dintre axa grinzii și cea a diagonalei va fi situată la extremitatea barei disipative, însă se acceptă ca această intersecție să fie situată în interiorul barei disipative (vezi Figura C 6.13). Nu se permite ca intersecția dintre axa grinzii și cea a diagonalei să fie situată în afara barei disipative, deoarece, datorită excentricității, vor rezulta momente încovoietoare suplimentare în grindă și contravântuiri.

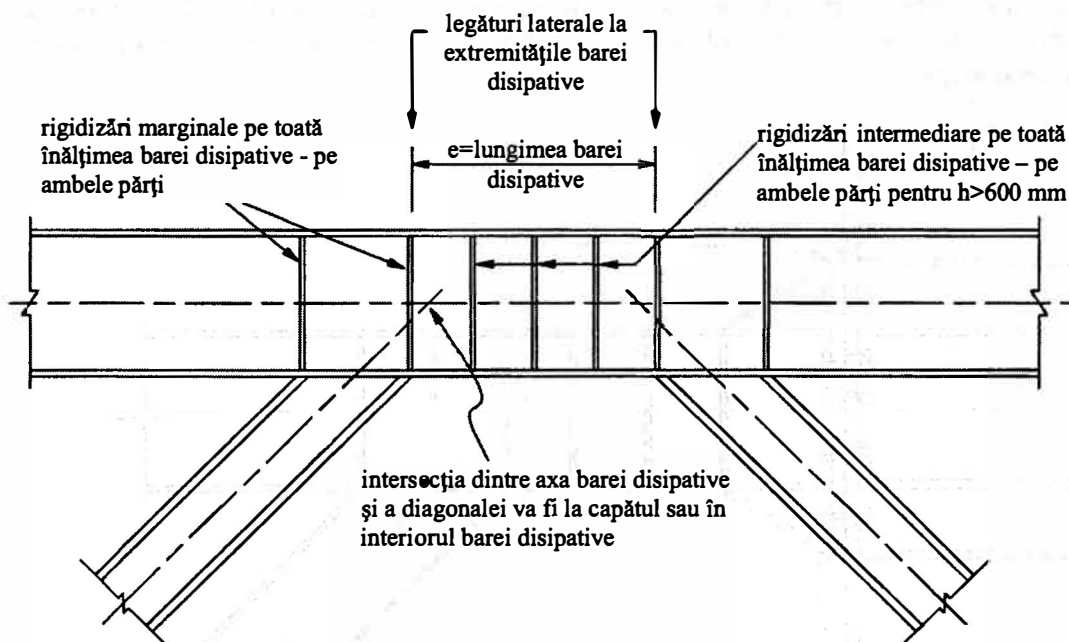


Figura C 6.13. Elementele principale ale barei disipative (AISC 2005)

6.8.3 Elemente structurale care nu conțin bare disipative

C.6.8.3 (1) La cadrele contravântuite excentric, stâlpii, contravântuirile și segmentele de grinzi situate în afara barelor disipative sunt elemente nedisipative. Pentru a preîntâmpina producerea deformațiilor plastice în aceste elemente, acestea trebuie să posede o suprarezistență suficientă față de barele disipative. Eforturile de calcul în elementele nedisipative se obțin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul $1.1\gamma_{ov}\Omega$ și a celor din componenta gravitațională, conform relațiilor (6.31) din P100-1: 2006. Este însă posibil ca relațiile (6.31) 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 inelastic (static sau dinamic).

Pentru a se asigura un mecanism plastic global, barele disipative trebuie să fie astfel dimensionate, încât sub acțiunea forțelor seismice să se plastifice în totalitate (pe toată înălțimea structurii). În acest scop, se recomandă ca diferența dintre valorile maximă și minimă ale rapoartelor Ω_i să nu depășească 25%. Această condiție este dificil de respectat în cazul clădirilor cu multe niveluri. În cazul în care nu este posibilă respectarea cerinței de uniformitate a barelor disipative, performanța seismică a structurii va fi confirmată printr-un calcul inelastic.

6.8.4 Îmbinările barelor disipative

În cazul cadrelor contravântuite excentric de tipul celor din Figura C 6.12.i, îmbinările grindă-stâlp a grinzilor care conțin bare disipative se vor dimensiona cu aceleași relații folosite la dimensionarea grinzilor (6.31).

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 cadrele necontravântuite (AISC 2005). De aceea, modul de alcătuire a îmbinărilor grindă stâlp de la cadrele necontravântuite nu asigură întotdeauna o comportare adecvată în cazul sunt folosite pentru îmbinări bară disipativă – stâlp la cadre contravântuite excentric.

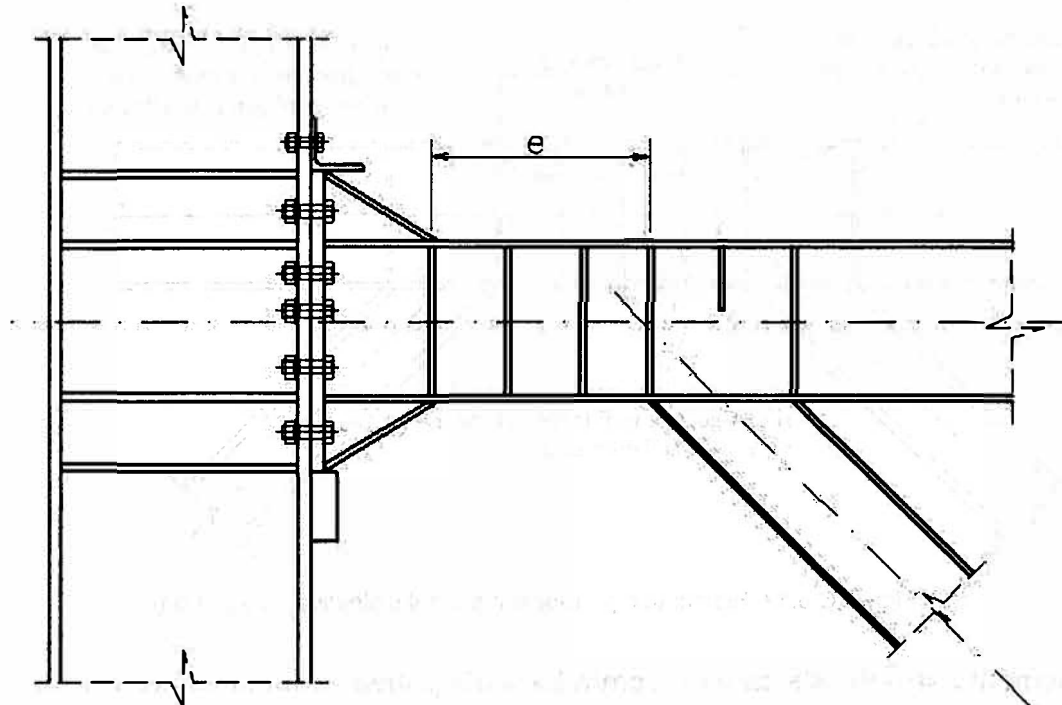


Figura C 6.14. Exemplu al unui nod întărit bară disipativă – stâlp

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 suprarezistență față de bara disipativă. În acest caz îmbinarea va fi dimensionată la eforturile corespunzătoare dezvoltării mecanismului plastic în bara disipativă, amplificate cu $1.1\gamma_{ov}$. În Figura C 6.14 este prezentat un exemplu de alcătuire a unei astfel de îmbinări întărite bară disipativă – stâlp.

6.9 Structuri de tip pendul inversat

C.6.9 Caracteristica principală a acestor structuri o constituie localizarea articulațiilor plastice exclusiv în stâlpi, și nivelul ridicat al forței axiale, definit de relația $N_{Sd} / N_{pl Rd} \geq 0,3$. Aceste structuri sunt caracteristice pentru castele de apa, platforme sau structuri parter care susțin greutăți 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.

6.10 Structuri metalice cu nuclee sau pereți din beton armat și pentru structuri duale

6.10.1 Structuri cu nuclee sau pereți din beton armat

C.6.10.1 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 STAS 10108-0/78, respectiv Eurocode 3, partea 1.1 și Eurocode 3, partea 1.8. Calculul elementelor din beton, care asigură preluarea forțelor seismice, se face în conformitate cu prevederile din cap 5 (P100-1: 2006). 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 prezentul normativ.

6.10.2 Structuri duale (cadre necontravântuite plus cadre contravântuite)

C.6.10.2 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 însă, 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 a rigidității cât și a 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 STAS 10108-0/78.

6.11 Controlul execuției

C.6.11 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 STAS 767/0-78 și C150-99 să se respecte prevederile din normele europene EN1090 și EN1993-1.10 (Eurocode 3 partea 1.10).

Bibliografie

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.

Mazzolani, F.M., Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: Design and Reliability. London: E & FN Spon, 2000.

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 datorită reducerii deformației limită ultime la compresiune și deci a ductilității pentru clase mai mari de beton. Printr-o conformare specială se poate mări capacitatea de deformare, dar datorită dificultăților de realizare ale acestora se justifică limitările de mai sus. La elementele din țevă umplută 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 din 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.

7.3.1 Tipuri de structuri

C7.3.1 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.

7.3.2 Factori de comportare

C7.3.2 Factorii de comportare q care exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice a diferitelor tipuri de structuri compozite a căror valori sunt date în tabelul 7.2 pot fi măriți în cazul structurilor cu disipare înaltă respectiv: structurile compozite în cadre cu mai multe niveluri și deschideri, structuri compozite duale, structurile cu mai mult de 2 pereți compoziți cuplați pe fiecare direcție, prin valori diferențiate ale raportului α_u/α_1 .

Testele experimentale realizate indică valori mai mari ale factorului de comportare q la structuri compozite decât la structuri din beton armat și chiar în raport cu structurile din oțel.

7.4 Acțiunea de diafragmă a planșeelelor compozite

C7.4 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 a capacității de rezistență la lunecare în lungul grinzilor la forțe cu 30 % mai mari decât cele asociate mecanismului de disipare al structurii în ansamblul ei. Se va verifica de asemenea capacitatea planșeelelor compozite de transmitere a reacțiunilor la elementele verticale. Conectarea planșeelelor 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 NP 033-99, cap 5.

7.5 Proiectarea structurilor disipative compozite

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 apare 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 metoda:

- 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 forță tăietoare superioare capacității la încovoiere;
- o comportare în domeniul elastic a zonelor nedisipative;

7.6 Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite

7.6.1 Prevederi generale

C7.6.1 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 a celor doua componente : armatura rigidă și betonul armat. Aceasta corelare se realizează în raport cu momentele capabile la încovoiere ale celor doua 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 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 critică ;
- Pentru protecția zonelor de îmbinari 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.

7.6.2 Calculul structural al cadrelor compozite

C7.6.2 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 modulele de elasticitate ale oțelului și respectiv 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 relațiile :

$$(EI)_c = (EI_s + 0.5E_{cm}I_c + EI_s)$$

Pentru verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu în loc de reducerea forțelor seismice cu factorul $v=0.5$ care ține cont de perioada de revenire mai scurtă a acestora, se poate utiliza în mod simplificat $v=1$ și rigidități ale elementelor considerând betonul nefisurat.

7.6.3 Suplețea pereților secțiunilor din oțel care alcătuiesc elementele compozite

C7.6.3 Starea limită ultimă a zonelor disipative corespunde în cazul elementelor compozite atingerii capacității de rotire plastică care poate fi limitată de 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 max 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 din oțel în condițiile în care sunt respectate detaliile de conectare și de acoperire cu beton prevăzute în prezentul cod.

7.6.4 Transferul de eforturi și deformații între oțel și beton

C7.6.4 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 cea 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 componenta 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 tălpile grinzilor din oțel, acest efort este 0. În cazul elementelor cu înglobare parțială în beton și al țevelor umplute aderența este mai scăzută datorită 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 EN 1994 sunt acoperitoare față de cele recomandate în P100-1: 2006 (valori care sunt preluate după NP 033-99).

Astfel, pentru o acoperire cu beton de 10 cm 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 țevelor cilindrice umplute cu beton | $0.5 \times 0.55 =$ | $0,27 \text{ N/mm}^2$ |
| - interiorul țevelor 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 tălpilor 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 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 forțelor de lunecare asociate atingerii capacităților la încovoiere a elementului.

7.6.5 Grinzi compozite

C7.6.5 Condițiile pentru verificarea grinzilor compozite în zonele disipative sunt similare condițiilor grinzilor din beton armat sau oțel cu următoarele particularități :

- 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 STAS 10107 sau EN1992;
- eforturile în armăturile pentru beton armat se deduc din diagramele de calcul date în STAS 10107 EN 1992;
- eforturile în oțelul structural se deduc din diagramele de calcul date în STAS 10108 sau EN 1993;

- Metodele utilizate în determinarea momentelor capabile sunt : metoda generală, metoda superpoziției și metoda simplificată detaliată în NP033-99.

- Momentul capabil plastic se determină 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 din 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 NP 0.33-99 sau din

$$EN1992 \text{ respectiv cu relația : } V_{pl,c,Rd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \operatorname{ctg} \theta$$

Valoarea unghiului θ se poate alege în limitele $1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$ ($45^\circ \leq \theta \leq$

$$21,8^\circ$$
) și rezulta din relația $V_{pl,c,Ed} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \theta}$ unde $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ (f_{ck} în

Mpa) și

$$z = 0,9 d$$

- pentru componenta din oțel cu relațiile din NP033-99 sau EN 1993

- Verificarea la forță tăietoare se realizează pe componente și pe ansamblu pentru secțiunea compozită cu relația: $V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,5$.

Coeficientul 0,5 de reducere a capacității de rezistență la forță tăietoare aplicat componentei de beton armat este acoperitoare și ține cont de incertitudinile legate de gradul de mobilizare al acestei capacități în corelare cu secțiunea de oțel structural care are capacitatea limitată la același nivel. În cazul relațiilor din NP 033/99 acest coeficient este inclus în calculul valorii $V_{pl,c,Rd}$ și deci se aplică numai la verificarea secțiunii de oțel respectiv $V_{a,Ed} / V_{pl,a,Rd} \leq 0,5$.

C7.6.5.1 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 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 din 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 calcul elastic;
- determinarea capacității de rezistență la încovoiere;

În calculul momentului capabil la încovoiere interesează:

- lățimea efectivă a plăcii comprimate la momente pozitive și
- lățimea efectivă de placă în care armăturile întinse sunt considerate active la moment negativ. În acest caz este important modul de ancorare al armăturilor 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 EN 1994 și NP033/99 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 armăturilor 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 din beton armat se determină prin metoda simplificată sau metoda generală.

C7.6.5.2 Momentele capabile ale grinzilor din beton armat cu armătură rigidă se determină prin metoda simplificată sau metoda generală. Metoda superpoziției se aplică numai la grinzi BAR cu secțiune dreptunghiulară simetrică.

Lățimea efectivă de placă se determină în conformitate cu 5.3.4.1.1 respectiv $2h_f$ de fiecare parte a grinzii.

Lungimea zonelor disipative 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 se modifică față de prevederile anterioare.

Mărirea lungimii zonelor disipative din câmpurile grinzilor de la $2h_b$ la $3h_b$ se datorează incertitudinii mai mari a extinderii zonelor de cugere 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 din 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.

C7.6.6 Stâlpi compoziți din beton armat cu armătură rigidă (cu secțiunea din oțel total înglobată în beton)

C7.6.6 - 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. sau NP 033-99 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 seminicative.
- În condițiile în care aplicarea metodei dirijării capacității de rezistență la cadre din BAR poate conduce la supradimensionari de stâlpi, în special la cladiri 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 a momentelor din stâlpi și grinzi în condițiile realizării echilibrului de nod și a păstrării constante a forței tăietoare de nivel;
 - realizarea de grinzi cu zone disipative din 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 respectiv:

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_b f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \leq 0,3$ este mai conservativă decât cea dată în NP 033-99 respectiv $N_{Ed} \leq 1/3 (2A_b f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd})$. Această condiție din P100-1: 2006 preluată din EN1998 este prea restrictivă și poate conduce la dimensiuni prea mari de stâlpi în cazul structurilor în cadre compozite.

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 din beton armat sau cu contravantuiri).

Capacitățile de rezistență la încovoiere și la forță tăietoare ale stâlpilor compoziți se calculează ca sumă a contribuției secțiunii de oțel și a secțiunii din beton armat cu relațiile date în NP 033-99 cap 4.2.2 sau cu relațiile din EN 1992 și EN1993.

Verificările la forță tăietoare se realizează pe componente distribuind forța tăietoare de proiectare totală între componente funcție de momentele capabile la încovoiere 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 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 100 mm pentru a evita ruperea prin lunecare longitudinală să nu devină critică.

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 NP 033-99 cap 4.2.2 sau EN 1994, cap. 6.7.3.2.

Particularitățile acestor stâlpi sunt :

- În cazul stâlpilor din țevă circulară există o interacțiune favorabilă între țeava de oțel și miezul din 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 $e/d < 0.1$ și sunt exprimate prin relațiile 6.30 și 6.33.

- Miezul din beton reduce forța asociată flambajului local al țevii. Această influență pozitivă se exprimă prin reducerea 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 din beton armat în cazul structurilor hibride;

- Transferul de eforturi și deformații între țeava de oțel și miezul din 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 relația 6.48 din cap 6.7.4.2 din EN1994:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}$$

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 țeava din oțel pentru un model de grindă cu zăbrele care formează în interiorul țevii o diagonală comprimată (C7.6.5). Acest model permite în cazul țevelor umplute cu beton armat să se țină cont și de armarea transversală a miezului.

7.6.8 Elemente compozite cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton armat

C7.6.8 Elementele compozite cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton sunt utilizate pentru avantajele care le au în raport cu stâlpii din oțel respectiv:

- mărirea rigidității stâlpului din oțel prin înglobare parțială în beton în condițiile păstrării gabaritului;
- împiedicarea 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 din 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

disponerii de conectori sau de bare de armătură atașate inimii profilului de oțel. Conectorii contribuie la transferul de eforturi prin capacitatea lor la alunecare 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).

7.6.9 Nodurile cadrelor compozite disipative

C7.6.9 Tipurile de noduri compozite și hibride întâlnite în practica de proiectare sunt:

- noduri compozite din beton armat cu armătură rigidă cu stâlpi și grinzi din BAR;
- noduri compozite cu stâlpi BAR și grinzi din oțel compozite cu plăci;
- noduri compozite cu stâlpi din țevă umplută cu beton și grinzi din oțel compozite cu plăci din beton armat;
- noduri compozite cu stâlpi cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton și grinzi din oțel compozite cu plăci;
- noduri hibride cu stâlpi din BAR și grinzi din beton armat;
- noduri hibride cu stâlpi din țevi umplute cu beton și grinzi din beton armat;
- noduri hibride cu stâlpi cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton armat și grinzi din beton armat;
- noduri hibride cu stâlpi din beton armat și grinzi din 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 la stâlpi. În condițiile în care echilibrul în nod se respectă pentru fiecare dintre componente transferul între aceste componente la nivelul nodului este redus.

În cap 4.2.4 din NP033-99 se indică limitele rapoartelor între suma momentelor capabile din stâlpi $\sum M_{Rd}^c$ și suma momentelor capabile din grinzi $\sum M_{Rd}^b$ separat pe componente ("c" beton armat și "a" oțel) pentru care transferul de eforturi între componente este acceptabil astfel:

Pentru betonul armat

Armătură rigidă

$$0.4 \leq \sum M_{c,Rd}^c / \sum M_{c,Rd}^b$$

$$0.4 \leq \sum M_{a,Rd}^c / \sum M_{a,Rd}^b \leq 2.5$$

În condițiile unor inerente supradimensionări a stâlpilor la nivelele superioare ale cadrelor, limita superiară a acestor rapoarte poate fi depășită.

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 din beton armat se pot utiliza relațiile din EN 1994 respectiv:

$$V_{wp,c,Rd} = 0.85 v A_c f_{cd} \sin \theta$$

unde

$$A_c = 0.8 (b_c - t_w) (h - 2 t_f) \cos \theta$$

$$\theta = \arctg [(h - 2 t_f) / z]$$

b_c este lăţimea miezului beton;

h este înălţimea secţiunii stâlpului;

t_f este grosimea tălpii stâlpului;

t_w este grosimea inimii stâlpului;

z este braţul de pârghie

v , coeficient de reducere care ţine seama de efectul compresiunii longitudinale din stâlp asupra rezistenţei de proiectare a panoului inimii stâlpului la forfecare $v = 0.55 [(1 + 2 (N_{ed} / N_{pl,Rd}))] \leq 1.1$

Pentru componenta din oţel a nodului $V_{wp,a,Rd}$ se poate folosi relaţia 6.9 din cap 6.6.3 a prezentul cod.

Forţele tăietoare de calcul din nod sunt forţe tăietoare asociate momentelor plastice din grinzi cu un coeficient de suprazistenţă γ_{Rd} care asigură protecţia nodului şi dirijarea zonelor disipative către grinzi.

Forţa tăietoare de calcul totală se determină cu relaţia: $V_{wp,Ed} = V_{wp,c,Ed} + V_{wp,a,Ed}$.

Pentru forţa tăietoare transmisă de componenta din beton armat $V_{wp,c,Ed}$ se vor folosi relaţiile din cap 5.3.3.4, respectiv: $V_{wp,c,Ed} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$

Pentru forţa tăietoare transmisă de componenta din oţel $V_{wp,a,Ed}$ se vor folosi relaţiile 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 pot realiza în termeni de forţă tăietoare cu relaţia: $V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$ sau în termeni de momente cu relaţiile date în NP 033-99.

Îmbinările de şantier ale armăturii rigide a stâlpului şi ale grinzii se recomandă să se realizeze în zone de eforturi secţionale mai reduse şi nu la faţa nodului.

Toate îmbinările realizate cu sudură sau cu şuruburi între elementele nodului vor avea o capacitate de rezistenţă cu un grad de asigurare superior cu 50% faţă de capacitatea elementelor care se îmbină conform relaţiei 7.20 .

La alcătuirea îmbinării din nod a armăturii rigide se vor asigura condiţiile de turnare şi compactare corectă a betonului : rigidizările orizontale vor fi puţin dezvoltate şi vor fi înlocuite cu rigidizări verticale.

În cazul nodurilor cu grinzi din oţel compozite cu plăci din beton armat transmiterea compresiunilor şi a întinderilor de la fibra superioară a grinzilor compozite la stâlp se face la nivelul plăcii din beton armat. Aceste compresiuni depind de alcătuirea plăcii şi a stâlpului din nod : dacă există sau nu grinzi sau elemente adiţionale transversale conectate total de placa , 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 lății efective de placă date în cap 7.5.

Reacțiunile grinzilor din 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 ale stâlpului să se sudeze de tălpile grinzilor pentru a mari capacitatea betonului de preluare a acestor reacțiuni.

Pentru a mări capacitatea componentei din beton armat a stâlpilor din țeavă umplută cu beton se va asigura transferul reacțiunilor grinzilor de la țeava din oțel la miezul din beton pe o lungime de transfer egală cu $2d$ sau $L/3$ unde d este dimensiunea minimă a stâlpului iar L înălțimea nivelului (EN 1994). În normativul NP033/99 această condiție este mai puțin restrictivă ($L/2$). Transferul se va asigura prin aderență și conectori ancorați în miezul din beton.

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 din oțel compozite cu placă și stâlpi din BAR, reacțiunile grinzilor compozite cu placă 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 mari capacitatea la compresiune locală a betonului armat din nod.

Pentru a mări capacitatea la forță tăietoare a componentei din 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 din beton armat se va asigura continuitatea armăturii grinzilor prin stâlp. Se recomandă în acest scop mărirea lății 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 țeavă umplută cu beton.

Nodurile hibride nu se recomandă în zone cu seismicitate ridicată datorită dificultății și incertitudinii transferului de eforturi între cele două componente.

7.7 Proiectarea cadrelor compozite cu contravântulri

C7.7 Contravânturile compozite centrice se realizează de regulă din țevi umplute cu beton. Aceste contravânturi, prin rigiditatea lor sporită permit disiparea energiei ca elemente întinse și eventual comprimate (ca de exemplu

în cazul diagonalelor din platbanda de oțel înlobata într-o țeavă 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 prin plastificări la forță tăietoare sau la moment încovoietor 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 γ Ω se determină pentru ansamblul elementelor disipative de la un anumit nivel al cadrului sau al structurii.

7.9 Proiectarea structurilor cu pereți compoziți

C7.9 Pereții compoziți sunt pereți care 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 din oțel, grinzi de cuplare compozite.

Rezulta 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 din beton armat, cu grinzi de cuplare din oțel compozite cu plăci;
- pereți compoziți cu zone de capăt din oțel sau cu secțiunea de oțel parțial înglobată în beton și zone de câmp din beton armat;
- pereți din beton armat cu grinzi de cuplare compozite sau din BAR;

Pereții compoziți recomandați pentru comportarea lor favorabilă la acțiuni seismice puternice sunt pereții din beton armat cu armatură rigidă, cu secțiunea cu bulbi sau tălpi la capete sau pereții BAR formând tuburi închise.

Fenomenele pentru care sunt necesare verificări în cazul pereților compoziți sunt:

- Asigurarea preluării lunecărilor între zonele de capăt și zonele de câmp. Transferul eforturilor tangențiale între zonele de capăt și panoul din beton armat al inimii peretelui se va realiza prin conectori sau 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 cât 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 mai bună din punct de vedere al conlucrării și o preluare mai uniformă a câmpurilor de eforturi diagonale din inima peretelui.

7.9.1 Calculul structurilor cu pereți compoziți

C7.9.1 Rigiditatea pereților compoziți se poate calcula ca pentru o secțiune echivalentă din beton armat ținându-se astfel cont de aportul armăturii rigide înglobate. Pentru pereții compoziți zona întinsă din 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 în loc de aplicarea factorului de reducere a acțiunii seismice $v=0.5$ care ține cont de perioada de revenire mai scurtă a acesteia, se poate utiliza în mod simplificat $v=1$ și rigiditățile cu betonul nefisurat ale pereților.

Eforturilor secționale de proiectare ale pereților compoziți se determină pentru a impune un mecanism de disipare favorabil cu zone disipative rigidele de cuplare sau în grinzile adiacente peretelui și la baza peretelui. Pentru momentele de proiectare M_{Ed} se va considera diagrama înfasurătoare 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. Pentru predimensionari și verificări preliminare în cazul unor pereți cu dublă simetrie se poate aplica și metoda simplificată indicată în cap 4.3.2 din NP033-99. În ceea ce privește calculul la încovoiere al grinzilor de cuplare compozite se vor respecta prevederile din capitolul 7.6.5.

Calculul la forță tăietoare al pereților compoziți din beton armat cu armatură rigidă se bazează pe modelul de grinda cu zabrele 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 de un cadru format de zonele de capăt 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 din 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 diagonala traversează bulbi sau centuri interioare peretelui, capacitatea de rezistență a acestora contribuie la preluarea forței tăietoare.

Relațiile pentru calculul capacității la forță tăietoare sunt prevăzute în cap 4.3.3 din NP 033-99. Pentru calculul capacității de rezistență la forță tăietoare a componentei din beton armat a pereților pot fi utilizate și relațiile prevăzute în CR2-1-1.1.

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 a 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) la zonele de capăt ale pereților din beton armat.

Cerințele de ductilitate în zonele disipative de la baza pereților, a caror lungime se determină cu realțiile 5.18 și 5.19 din prezentul cod, se asigură dacă sunt respectate prevederile constructive din NP 033-99, cele din CR2-1-1.1 și cele din prezentul cod.

C7.10 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 suprarezistență 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 baza a acestora 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 conectări cu 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. Relațiile de calcul ale rezemării stâlpilor compoziți pe fundații sunt date în NP033-99 cap 4.2.3.

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 aderența, armături de coasere trecute prin găuri prevăzute 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 peretilor compoziți în raport cu secțiunea de încastrare prin dispunerea de pereți din beton armat în continuarea sau adiacent peretelui compozit pentru ca forțele din armatura rigidă să poată fi distribuite în bune condiții betonului armat înconjurător.

Comentarii la Cap.8 – PREVEDERI SPECIFICE PENTRU CONSTRUCȚII DE ZIDĂRIE

8.1. Generalități

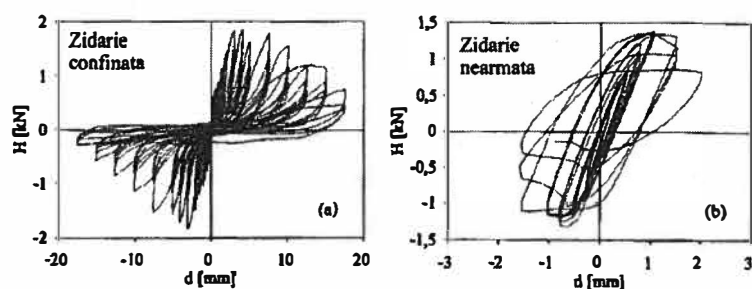
8.1.1. Obiectul prevederilor

C8.1.1.(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.

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 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 s), se află în zona de amplificare maximă a spectrului de accelerații pentru cutremurele superficiale, dar degradarea (fisurarea) zidărilor conduce la reducerea rigidității structurale ceea ce, în cazul cutremurelor din Banat, 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 zidărilor nearmate.



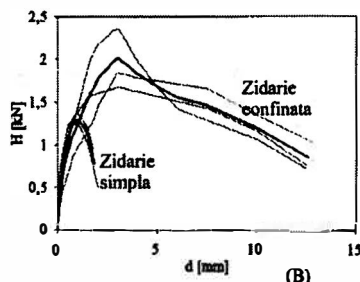


Figura C8.1.

Comportarea histeretică (A) și degradarea rezistenței și rigidității la solicitări repetate (B) [33]

C8.1.1.(2) Prevederile din prezentul capitol trebuie să fie respectate în corelare cu principiile generale de alcătuire structurală date în **CR6-2006**.

În special, 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 **CR6-2006** 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 **EN 1998-1**, cap.9 nu este necesară justificarea prin calcul a satisfacerii cerinței de rezistență la acțiunea seismică de proiectare.

Notă. Prevederile **EN 1998-1** referitoare la clădirile simple din zidărie vor fi dezvoltate în **Anexa Națională** la acest standard.

Prevederile acestui capitol al **P100-1/2006** nu se aplică tipurilor de zidărie care nu satisfac cerințele din **CR6-2006**. În particular, prevederile nu se aplică pentru zidăriile care au legea constitutivă $\sigma-\epsilon$ de tip fragil (legea "a" din figura C8.2) care nu poate fi modelată sub una din formele date în **EN 1996-1 - Eurocode 6** și **CR6-2006**, 4.1.2.1.(1), fig.4.3). Pentru aceste zidării, procedeul de calcul al rezistenței secțiunilor la încovoiere cu forță axială cu ipoteza blocului eforturilor de compresiune de formă dreptunghiulară (conform **EN 1996-1** și **CR6-2006**) nu poate fi aplicat și este necesară stabilirea unui procedeu de calcul specific (asemănător metodei rezistențelor admisibile). Deasemeni este necesară și reevaluarea coeficienților de comportare "q" stabiliți la 8.3.4 pentru zidăriile executate cu elemente din grupele 1 și 2.

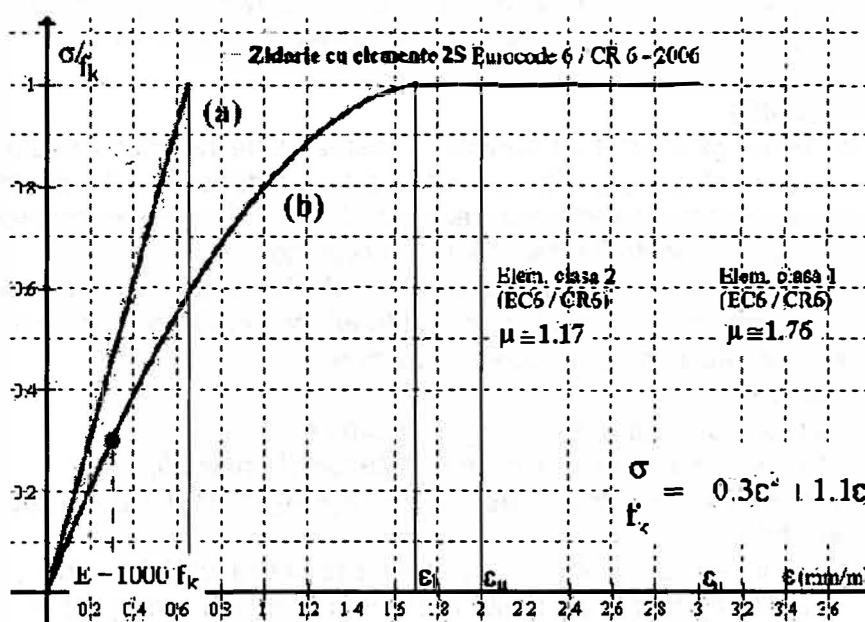


Figura C8.2. Legi constitutive (σ - ε) pentru zidărie

(a) - Lege de tip "liniar" (fragil)

(b) - Lege de tip "parabolă-dreptunghi" (cu ductilitate limitată)

C8.1.1.(3) 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 (nearmată) este un material capabil să preia încărcări verticale importante.
- Din cauza rezistenței nesemnificative la eforturi unitare de întindere perpendicular pe rosturile orizontale, zidăria simplă nu poate fi utilizată pentru construcții la care încărcările verticale și orizontale, conduc la solicitări secționale din care rezultă eforturi unitare de întindere.
- Sub efectul combinat al încărcărilor verticale și seismice ruperea zidăriei nearmate este de tip fragil, integritatea fizică a pereților fiind puternic deteriorată în stadiile avansate de deformare.

Din motivele de mai sus, pentru reducerea riscului seismic al clădirilor cu pereți structurali din zidărie nearmată, în acest Capitol al **P100-1/2006**, s-au preconizat următoarele măsuri:

- Folosirea zidăriei nearmate numai pentru clădiri cu un număr mic de niveluri peste secțiunea de încastrare.
- Determinarea forței seismice static echivalentă pentru valori mici ale factorului de comportare q pentru a se limita amploarea incursiunilor în domeniul postelastice; adoptarea în acest Cod a valorii $q = 2.0$ trebuie considerată ca o etapă premergătoare asimilării ca standard național a **EN 1996-1** unde valoarea recomandată este $q = 1.5$.
- La dimensionarea pereților, pentru limitarea lungimii relative a zonei întinse sub efectul încărcărilor de proiectare verticale și seismice, se impune ca rezultanta forțelor verticale și orizontale de proiectare să nu

depășească cu mai mult de 20% limita sâmburele central al secțiunii (analog condiției impuse pentru elementele din beton simplu).

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 zidăriilor armate este recomandată deoarece asocierea cu oțelul oferă zidăriei proprietățile necesare pentru realizarea unor performanțe seismice superioare:

- 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 zidăriilor armate, sub una din formele menționate, stabilind pentru acestea domenii mult mai largi de folosire decât pentru zidăria nearmată.

C8.1.1.(4) Deși este recunoscută mai de mult timp, contribuția panourilor de zidărie de umplură la rezistența structurilor din cadre nu a constituit, până în prezent, obiectul unor prevederi explicite de evaluare prin calcul în Codurile de proiectare seismică din România. În **P100-1/2006** se dau, pentru prima dată, alături de prevederile cu caracter general (existente și în anexa **D** la **P100-92**) referitoare la alcătuirea și detalierea structurilor alcătuite din cadre cu panouri de umplură din zidărie (cap.5.6), reguli de calcul pentru rezistența de proiectare a panourilor de zidărie de umplură (cap.8.7.3).

C8.1.1.(5) Reglementările specifice la care se face referire în prezentul capitol și în **CR6-2006** trebuie să fie elaborate și aprobate conform legislației din România și 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 datele stabilite prin încercări, efectuate în cadrul unui proiect sau existente într-o bază de date din străinătate, 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 USA pentru determinarea rezistenței la forfecare și a modulului de elasticitate transversal prezentate la **C8.4.1.(2)**).

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, aceiași profilajie 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 nu este folosită, în prezent, în România cu toate că prezintă un număr mare de avantaje.

În ceea ce privește folosirea mortarelor speciale (mortar ușor, mortar pentru rosturi subțiri), tehnologiile de producere și utilizare a acestora nu sunt încă asimilate de întreprinderile din România și, ca atare, folosirea lor nu a fost reglementată prin acest Cod.

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 Codului **P100-1/2006**.

Pentru aplicarea prevederilor acestui capitol proiectantul trebuie să țină seama de toate modificările reglementărilor menționate care au intrat în vigoare ulterior apariției Codului **P100-1/2006** (de exemplu, intrarea în vigoare la 01 ianuarie 2007 a Reglementării tehnice "**Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții**", indicativ **CR 0-2005**).

Unele prevederi din **CR6-2006** și din **P100-1/2006**, cap.8, nu sunt în concordanță cu Eurocodurile structurale **EN 1992**, **EN 1996** și **EN 1998**. La asimilarea Eurocodurilor ca norme naționale (**SR EN**), aceste prevederi, care sunt menționate în continuare în textul comentariilor, vor fi introduse în **Anexele naționale** (în cazurile în care acest lucru este permis) sau vor fi anulate.

8.2. Materiale

C8.2 Pentru aprecierea 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;
- alcătuirea zidăriei (țeserea);
- calitatea manoperei.

Caracteristicile disponibile, care interesează în mod special pentru expertizarea clădirilor existente, depind de:

- caracteristicile inițiale;
- 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.

La rândul lor proprietățile mecanice ale materialelor depind de:

- calitatea materiei prime;
- procesul de fabricație (în fabrică, pentru elementele de zidărie, la fabrică sau la șantier pentru mortar).

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.

8.2.1. Elemente pentru zidărie. Domenii de utilizare

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 **CR6-2006** 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 **EN 1996-1** și **EN 1998-1** și, ca urmare a asimilării standardelor europene respective ca standarde naționale (seria **SR EN 771**), ele sunt utilizabile 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 Codului.

C8.2.1.(3) Prevederea constituie o excepție, cu domeniu de aplicare restrâns, de la cerințele aliniatului (2). Extinderea domeniului de utilizare pentru aceste elemente se poate face numai după efectuarea unor încercări sistematice.

C8.2.1.(4) Prevederea se referă la elementele **290x240x138** și **290x290x138** confecționate conform **STAS 8560-80**.

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).

Comportarea extrem de fragilă și rezistența scăzută a elementelor cu perforații dispuse orizontal a fost confirmată de mai multe cercetări [2] în urma cărora, în unele țări din America latină, folosirea elementelor cu perforații orizontale la pereți structurali nu este admisă.



Figura C8.3

Distrugerea panourilor de umplură din zidărie din elemente cu goluri orizontale (Bingol, Turcia 1999)

C8.2.1.(5) A se vedea comentariul de la art. 8.1.1.(5)

C8.2.1.1 (1) Referirea în proiecte (desene și caiete de sarcini) la standardele de produs întărește obligația executantului de a utiliza în șantier elementele pentru zidărie avute în vedere la elaborarea proiectului și permite un control mai exigent al folosirii acestora. Prevederea este menită să înlăture înlocuirea abuzivă pe șantier a elementelor prevăzute de proiectant cu alte elemente ale căror proprietăți mecanice de rezistență și deformare nu corespund celor avute în vedere la elaborarea proiectului (în particular, este necesară împiedicarea înlocuirii elementelor pentru zidărie din grupele 1 și 2 cu elemente din grupa 2S, fără avizul proiectantului).

C8.2.1.1.(2) 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. Limita de 50% propusă în CR6-2006 trebuie considerată cu caracter tranzitoriu, până la asimilarea EN 1996-1, deoarece acesta, ca și marea majoritate a reglementărilor din alte țări, fixează la 45% valoarea limită a volumului golurilor verticale pentru elementele din grupa 2. 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 C8.4.b) forțele de compresiune care se dezvoltă în planul peretelui de zidărie produc încovoierea nervurilor interioare ale elementului normal pe planul peretelui.

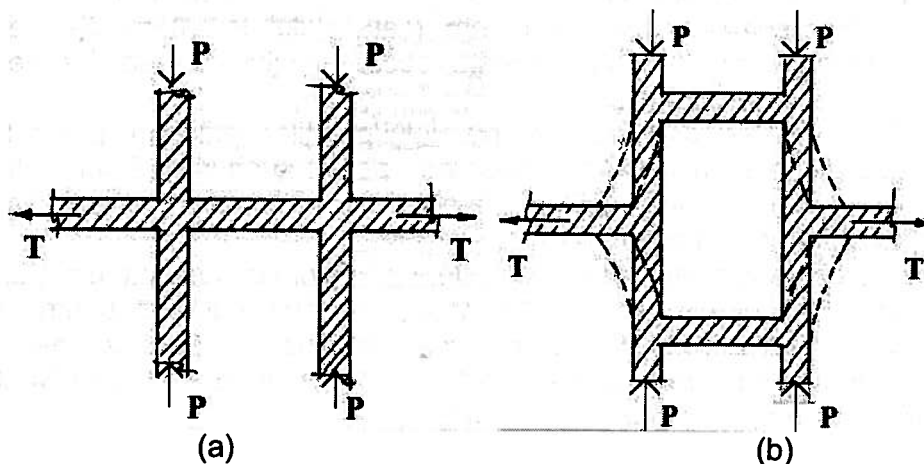


Fig.C8.4

Eforturi suplimentare în pereții elementelor de zidărie cu goluri verticale [34]

C8.2.1.1.(3) Comportarea elementelor pentru zidărie încadrate în grupa **2S** - elemente cu goluri verticale cu pereți subțiri- atât la încărcări verticale cât și la încărcări seismice, pusă în evidență prin încercări de laborator în țară și în străinătate, prezintă mai multe deficiențe care impun limitarea severă a domeniului de folosire în zone seismice.

Dintre acestea menționăm:

- Legea constitutivă σ - ε , dedusă din încercările la compresiune pe fragmente de perete, este liniară - fig. C8.2a - și, ca atare, ipotezele de calcul din **CR6-2006**, preluate și în acest capitol, la 8.7.2.1. (1), nu pot fi utilizate.
- Ruperea la compresiune se produce brusc, la deformații specifice foarte mici ($0.45\text{‰} \pm 0.85\text{‰}$). Din acest motiv, în cazul zidărilor confinate, betonul din stâlpișori nu poate dezvolta decât o fracțiune din rezistența de proiectare, corespunzătoare deformației specifice la interfața "zidărie/beton" (a se vedea și figurile C8.10 și C8.27).
- Sub efectul încărcărilor laterale alternante, fisurarea extinsă se produce la deformații unghiulare mici, sub valoarea de 2‰ și afectează atât pereții exteriori cât și nervurile interioare ale elementelor. La deformații unghiulare de 3.5‰ (mai mici decât cele admise de **P100-1/2006** pentru cutremurul cu intervalul mediu de recurență de 30 de ani) fisurarea este atât de extinsă încât zidăria poate fi considerată ireparabilă. Fisurarea este însoțită și de scăderea semnificativă a rigidității laterale a pereților.

În condițiile descrise mai sus, în cazul panourilor de zidărie de umplură cu elemente din grupa 2S, rigiditatea cadrelor trebuie să fie superioară celei pentru zidăriile cu elemente din grupele 1 și 2.

Limitarea mai severă a deplasărilor relative de nivel atât pentru pereții structurali cât și pentru panourile de umplură din zidărie cu elemente din grupa 2S este impusă și de lipsa unor procedee adecvate de reparare/consolidare a zidăriilor avariate (nu se poate interveni practic pentru refacerea nervurilor interioare ale blocurilor).

Mecanismul de rupere pentru elementele cu pereți subțiri poate fi explicat după cum urmează:

- în prezența eforturilor tangențiale care acționează în planul peretelui, cea mai mare parte a forțelor revine pereților exteriori a elementului pentru zidărie care sunt mai groși și au deci o rigiditate mai mare;
- în momentul în care rezistența materialului la intersecția pereților exteriori și interiori este depășită, aceste secțiuni fisurează și peretele exterior se desprinde;
- după ieșirea din lucru a peretelui/pereților exteriori procesul de degradare se accelerează deoarece pereții interiori mai subțiri trebuie să preia restul încărcării laterale ceea ce conduce la fisurarea și apoi la zdrobirea materialului.

Îmbunătățirea comportării la forțe laterale a zidăriilor cu elemente din grupa **2S** se poate obține numai prin adoptarea unor grosimi mai mari pentru pereții exteriori și interiori. Stabilirea acestor valori impune o analiză comparativă a avantajelor obținute prin sporirea rezistenței la cutremur cu dezavantajele scăderii performanțelor termotehnice.

Comportarea fragilă a zidăriei cu elemente din grupa **2S** impune atribuirea unui factor de comportare la limita inferioară prevăzută de **EN 1998-1**, $q = 1.5$, sau chiar sub această valoare și eliminarea factorului de suprarezistență α_u/α_1 prevăzut la **8.3.4**).

C8.2.1.1.(4) 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 clasa 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 $\gamma_M=2.2$ pentru zidăriile cu elemente din clasa I, la $\gamma_M=2.5$ pentru zidăriile cu elementele din clasa II. Prin această prevedere se apreciază că nivelul mediu de siguranță obținut este aproximativ același pentru zidăriile cu elemente din ambele clase. Întrucât **SR EN 771** nu definește 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 clasa II la clădiri din clasele de importanță inferioare și la zone seismice cu accelerații reduse.

8.2.1.2. Caracteristici mecanice, valori minime.

C8.2.1.2. (1) Rezistența la compresiune a elementelor intervine cu o pondere importantă în rezistența la compresiune a zidăriei așa cum rezultă din formula (4.1) din **CR6-2006** : $f_k = K f_b^{0.70} f_m^{0.30}$. Sporirea rezistenței standardizate a elementelor de la $f_b = 7.5 \text{ N/mm}^2$ (valoarea minimă admisă în **P100-1/2006**) la $f_b = 15.0 \text{ N/mm}^2$, conduce pentru clasele de rezistență ale mortarului M5 (valoarea minimă admisă de Cod), M10 și M15 la un spor de rezistență de 63%. Invers, prin creșterea clasei mortarului de la M5 la M15 sporul de rezistență al zidăriei este de numai 39% pentru toate clasele de elemente (de la $f_b = 7.5 \text{ N/mm}^2$ la $f_b = 15 \text{ N/mm}^2$).

Tabelul C.8.1. arată rapoartele de creștere a rezistenței caracteristice la compresiune a zidăriei în funcție de creșterea rezistenței standardizate a elementelor (f_b) și a rezistenței medii a mortarului (**M**) considerând ca reper valorile minime admise de **P100-1/2006** (celula poșată).

Tabelul C8.1.

Rezistența elementelor		Rezistența mortarului		
		M5	M10	M15
f_b (N/mm ²)	7.5	1.00	1.23	1.39
	10.0	1.23	1.51	1.73
	15.0	1.63	2.00	2.26

Ținând seama că mai multe caracteristici mecanice ale zidăriei (rezistența la forfecare, modulii de elasticitate, etc) depind de rezistența la compresiune a zidăriei, utilizarea materialelor componente cu rezistențe mai mari este o cale simplă și sigură pentru obținerea unei rezistențe sporite a zidăriei, necesară, mai ales, în zonele seismice cu valori a_g mari.

C8.2.1.2.(2) Prin stabilirea valorii minime a rezistenței la compresiune a elementelor pentru zidărie se urmărește:

- Asigurarea rezistenței necesare pentru acțiunea seismică perpendiculară pe plan (astfel încât dimensiunile panourilor de zidărie nearmată să se încadreze în limitele practicii curente).
- Asigurarea unei rezistențe minime la compresiune a elementelor în direcție paralelă cu planul rosturilor orizontale. Această măsură este necesară deoarece, în cazul pereților solicitați de forțe verticale și orizontale, în planul acestora se dezvoltă o stare de eforturi de compresiune bidirecțională. Valoarea minimă a acestei rezistențe este importantă, în special, pentru elementele de zidărie cu goluri din grupa 2S folosite la panourile de umplură la cadre. Rezistența la compresiune a elementelor pentru zidărie, perpendicular pe direcția de acțiune a încărcărilor verticale, trebuie să fie declarată (și, implicit, garantată) de către producător, în conformitate cu **SR EN 772-1**.

În țările avansate, se folosesc elemente pentru zidărie din argilă arsă cu rezistențe mult mai ridicate decât cele folosite în România, care depășesc cu mult valorile care asigură capacitatea necesară a zidăriei. Utilizarea acestora este recomandată deoarece au performanțe superioare din punct de vedere al durabilității/rezistenței la condiții dificile de mediu. Deasemeni unele norme (Italia: *Testo Unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni* - 2005) precizează și condiții pentru omogenitatea proprietăților mecanice: nu se acceptă utilizarea elementelor pentru zidărie în cazul în care coeficientul de variație al rezistenței la compresiune, pe o serie de probe, este ≥ 0.20 .

C8.2.2.1.(1) Respectarea prevederilor standardului **SR EN 998-2-2004** 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**), conceptul de **refetă**, 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 cuplează recomandările de alcătuire (**refeta**) cu cerințele de performanță (**specificarea rezistenței**).

C8.2.2.1.(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 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 lucrare. 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 998-2-2004** 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 **C17-82**. Aceste instrucțiuni sunt depășite 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 **C17-82**.

Prepararea mortarului la șantier, în absența unor mijloace adecvate de dozare și de control a calității materialelor și a 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 poate considera hazardată prevederea preparării la șantier a mortarelor cu rezistențe $\geq M10$). Din acest motiv, în prezentul Cod s-a avut în vedere adoptarea unui coeficient de siguranță mai ridicat pentru zidăriile executate cu aceste mortare ($\gamma_M=2.5$) și s-a prevăzut utilizarea lor numai pentru clădiri din clasele de importanță inferioare și în zonele cu accelerație seismică slabă/moderată.

8.2.2.2. Caracteristici mecanice, valori minime

C8.2.2.2 (1) A se vedea comentariul **C8.2.1.2**. Se precizează că rezistența mortarului prevăzută în proiect nu trebuie să fie superioară rezistenței elementelor pentru zidărie specificate.

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 cităm 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 **CR6-2006**, în corelare cu **EN 1996-1**, 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, **EN 1996-1** impune reducerea semnificativă a rezistenței la forță tăietoare a zidăriei. Astfel, rezistența la forfecare pentru efort de compresiune zero (f_{vk0}) a zidăriei cu rosturile verticale neumplute este apreciată în **EN 1996-1** la circa 50% din rezistența zidăriei cu rosturile verticale complet umplute, cu mențiunea suplimentară că valoarea redusă este valabilă 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 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.

Prevederi similare se regăsesc și în reglementările din Italia.

Din motivele de mai sus în **CR6-2006** și în acest capitol al **P100-1/2006** s-a impus obligativitatea umplerii complete a rosturilor verticale.

Prevederea de la acest aliniat exclude și folosirea zidăriei cu rosturile orizontale parțial umplute cu mortar. Această prevedere a **EN 1996-1** se referă la zidăriile din elemente cu goluri mari, la care mortarul este aplicat numai pe fețele laterale ale elementelor. S-a considerat că acceptarea în reglementările tehnice a acestui procedeu de execuție, care nu este folosit în prezent în România, este prematură.

C8.2.3.(3) 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. 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 prin calcul, de o manieră generală, în **CR6-2006**, și în acest capitol al **P100-1/2006**, s-a considerat că rezistențele respective trebuie să fie comunicate de fiecare producător în parte, în fișa tehnică a produsului, pe baza testelor proprii și în condițiile prevăzute în **CR6-2006**, **1.1.(10)**. În absența acestor date, absolut necesare pentru calculul capacității de rezistență a pereților la acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui, proiectantul nu poate accepta utilizarea elementelor respective în lucrare sau va condiționa utilizarea lor de efectuarea unor teste speciale, pentru lucrarea respectivă, conform prevederilor de la **8.1.1.(6)**.

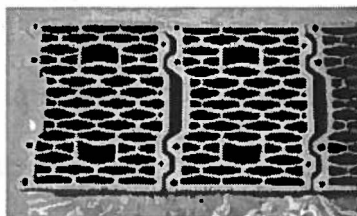


Figura C8.5.

Elemente pentru zidărie cu îmbinare "nut și feder/lambă și uluc"

8.2.4. Betoane

C8.2.4.(2) Alegerea adecvată a clasei de consistență (lucrabilității) este importantă pentru execuția corectă a zidărilor armate 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.



Figura C8.6. Defecte de turnare la stâlpișori

8.2.5. Armături

C8.2.5.(2) Prevederea este analoagă celei din Codul **CR2.-1-1.1, 7.1.2.** și are în vedere caracterul fragil al ruperii oțelurilor prelucrate la rece (sârmă trasă).

8.3. Construcții cu pereți structurali din zidărie

8.3.1. Tipuri din zidărie

C8.3.1.(1) Prevederile Codului țin seama de:

- Caracteristicile mecanice ale elementelor pentru zidărie (cărămizi și blocuri) și ale mortarelor folosite în mod curent în România adică:
 - * elemente pentru zidărie cu rezistența medie, definită conform **SR EN 771**, $\leq 10 \text{ N/mm}^2$;
 - * mortare cu rezistența medie, definită conform **SR EN 998-2**, $\leq 10 \text{ N/mm}^2$ sau mortare preparate la șantier (care nu satisfac în întregime prevederile **SR EN 998-2**).
- Nivelul mediu al calității execuției din România.

Notă. Zidăria cu inimă armată (**ZIA**) a fost executată în mod experimental la câteva blocuri de locuințe din București și Ploiești, în anii 1965-1970, după care procedeul a fost abandonat (unul din argumente fiind legat de consumul mare de manoperă).

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 ≥ 150 mm, prevederile din **CR6-2006, 5.2.5 (9)**, 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.



Figura C8.7.

Panou de zidărie nemodulat, completat cu alt tip de elemente

C8.3.1.(3) A se vedea comentariul **C.8.7.3.**

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 **CR6-2006** 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 **CR6-2006, 5.4.3 (4)**;
 - * peste nivelul fundațiilor, la clădirile cu pereți rari, la care nu s-au prevăzut pereți suplimentari în subsol.

8.3.2.1. Condiții de utilizare pentru zidăria 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 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 (calcan, 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 $0.3 f_d \div 0.5 f_d$.

În același timp, pentru amplasamentele cu accelerație seismică de proiectare slabă și/sau moderată (orientativ $a_g \leq 0.16g$) eforturile tangențiale în rosturile orizontale ale zidăriei rămân la valori scăzute dacă se realizează ariile minime constructive de zidărie.

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 aceluiasi tip de elemente și aceluiasi 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.(3) 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: $\sigma_0 \leq 0.5 f_d \cong 0.20 f_k$;
- limitarea intensității efortului unitar tangențial mediu pe structură produs de acțiunea seismică de proiectare la o valoare moderată: $\tau_{0,max} \leq 0.5 f_{vd} \cong 0.20 f_{vk}$;

- 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 pentru locuințe modeste sau este necesară îngroșarea excesivă a zidurilor.

C8.3.2.1.(4) 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 C8.8 pentru valori ale driftului acceptate în Codul **P100-1/2006**).

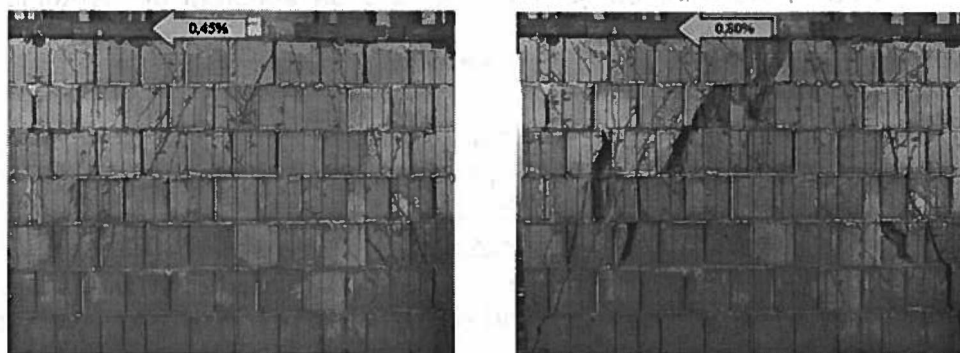


Figura C8.8.

Degradarea panourilor de zidărie cu elemente din grupa 2S în stadii avansate de solicitare

- 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 USA, de exemplu, folosirea elementelor din BCA este limitată numai la zonele cu nivel scăzut ale accelerației seismice de proiectare [38].
 - * rezistența redusă la compresiune a elementelor **GBN50** care este inferioară valorii minime stabilită la 8.2.1.2. din acest Cod (zidăria cu elemente de tip **GBN 35** nu este acceptată pentru pereții structurali).

8.3.2.2. Condiții de utilizare pentru zidăria armată

C8.3.2.2.(1) Zidăria confinată este cel mai răspândit tip de zidărie armată (folosit în sud estul Europei, în China, în America Latină).

Prezența elementelor verticale de confinare îmbunătățește calitativ și cantitativ comportarea pereților de zidărie înainte și după fisurare:

- asigură ductilitatea necesară în cazul solicitărilor seismice;
- împiedică pierderea stabilității (răsturnarea) pereților sub efectul încărcărilor orizontale normale pe planul peretelui;
- asigura 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).

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.

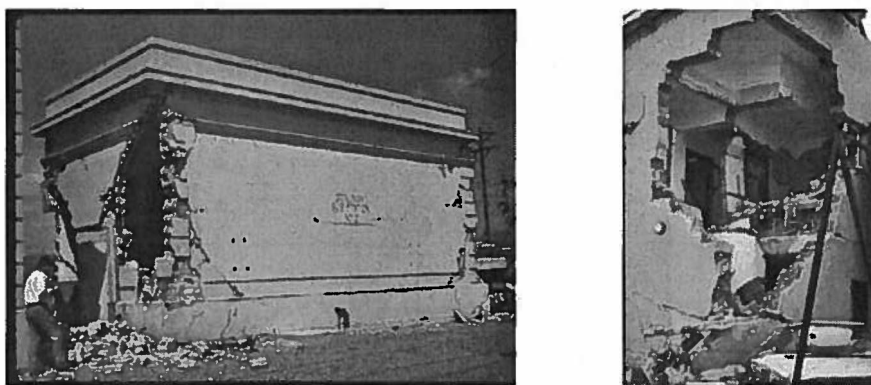


Figura C8.9.

Expulzarea zidăriei la colțuri la zidăria fără stâlpișori

Prin comparație cu stâlpișorii realizați în zidăriile cu elemente speciale (cu goluri mari) stâlpișorii turnați în cofraj sunt mai eficienți deoarece au arie mai mare și pot primi armături mai multe [3].

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 relațiile (4.3a)-(4.3c) din **CR6-2006**).

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).

C8.3.2.2.(2) Criteriile care au stat la baza tabelului 8.3.sunt analoage celor menționate la C8.3.2.1.(3), 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.

C8.3.2.2.(3) Având în vedere sensibilitățile menționate la C.8.2.1.1.(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, $\epsilon_{uz} \leq 0.5 \div 1\text{‰}$) capacitatea de rezistență a betonului din stâlpișori nu poate fi folosită decât parțial ($0.44 \div 0.75\%$).

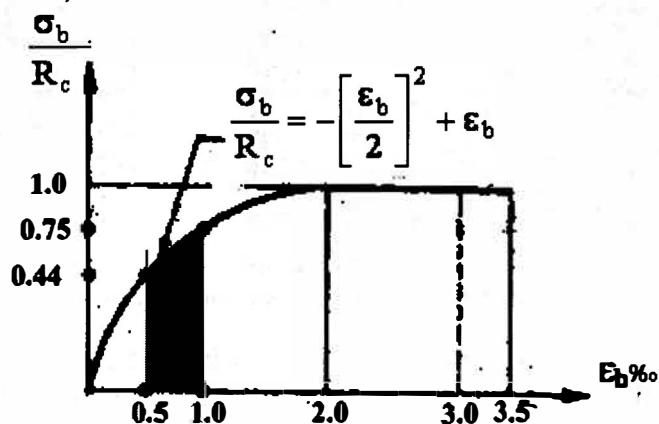


Figura C8.10.

Rezistențele betonului în domeniul deformațiilor ultime ale zidăriilor cu elemente 2S

C8.3.2.2.(4) Prevederea ține seama de particularitățile de solicitare/comportare ale clădirilor din zidărie care au peste ultimul nivel curent încăperi/spații cu volumetrie redusă (mansardă).

Prevederile din Cod au în vedere următoarele elemente caracteristice:

- III. 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 ½ 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 50 daN/m².

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.(5) Limitările impuse se bazează pe argumentele de la **C8.3.2.1.(4)**.

C8.3.2.2.(7) Prevederea permite, în unele cazuri speciale, posibilitatea depășirii numărului de niveluri n_{niv} din tabelele **8.3+8.5** în condițiile folosirii unor materiale pentru zidărie cu rezistențe ridicate (care, în prezent, nu se fabrică în România și nici nu se importă) 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.

8.3.4. Factori de comportare

C8.3.4.(1) Standardul european **EN 1998-1** indică limitele între care, prin **Anexa națională**, trebuie să fie stabiliți factorii de comportare q ($q = 1/\psi$) pentru structurile din zidărie, cu precizarea că se recomandă ca valorile adoptate să fie limitele inferioare ale intervalelor propuse (corespunzătoare unor valori ψ maxime) - tabelul C8.2.

Adoptarea acestor valori conduce la forțe seismice mult superioare celor care rezultau din Normativul **P100-92**. Această situație se datorează faptului că prevederile acestuia au fost eronate, în raport cu nivelul cunoștințelor de la data respectivă, din cel puțin două puncte de vedere:

- conceptual, nu s-a făcut nici un fel de deosebire din punct de vedere al factorului de comportare (ψ) între structurile cu pereți structurali din beton armat și cele cu pereți din zidărie confinată - idee greșită, sau cel puțin confuză, preluată din Normativul **P100-78(81)**;
- practic, valorile factorului de comportare reținute în **P100-92**, atât pentru zidăria confinată ($\psi = 0.25 \Leftrightarrow q = 4$), cât, mai ales, pentru zidăria simplă ($\psi = 0.30 \Leftrightarrow q = 3.33$), au fost exagerat de mari în comparație cu cele recomandate în alte reglementări în vigoare la acea dată (a se vedea, de exemplu, [8])

Din acest motiv, saltul forțelor seismice de proiectare prin trecerea, chiar treptată, la cerințele **EN1998-1** apare deosebit de mare în raport cu practica actuală din țară.

Valorile prevăzute pentru factorii de comportare, notați **R**, în normele din USA, sunt similare cu cele din **EN 1998-1**, și, uneori, chiar mai severe.

Ținând seama de această conjunctură, valorile q care au fost propuse în acest capitol al **P100-1/2006** se încadrează în limitele prevăzute de **EN 1998-1** dar

fără a ajunge la limita inferioară, care este recomandată pentru a fi adoptată prin **Anexa națională**. Această soluție de compromis a fost acceptată pentru a evita, într-o primă etapă, creșterea prea mare a forțelor seismice.

Creșterea valorilor spectrului de proiectare prin noile valori q , raportată la spectrul cu valorile actuale ale factorilor de comportare, date în tabelul 5.4 din P100-92, este sintetizată în tabelul C8.2

Creșterea spectrului de proiectare prin modificarea factorilor de comportare $q = 1/\psi$.

Tabelul C8.2

Tipul zidăriei	ZNA	Valori q ($1/\psi$)	P100-92	EC8 - q_{min}	P100-2004	EC8- q_{max}
			3.33 (1/0.30)	1.50	2.00	2.50
		$q_{P100-92}/q$	1.00	2.22	1.66	1.33
	ZC	Valori q ($1/\psi$)	4.00 (1/0.25)	2.00	2.50	3.00
		$q_{P100-92}/q$	1.00	2.00	1.60	1.33

Valorile din tabelul C8.2. se referă la clădirile cu regularitate structurală în elevație urmând ca, pentru clădirile care nu îndeplinesc această condiție, factorii q să fie reduși cu 20% fără a deveni mai mici de $q = 1.5$; această prevedere conduce la o creștere cu 20% a rapoartelor $q_{P100-92}/q$ din tabelul de mai sus.

Cu valorile q din EN 1998-1 și, respectiv P100-1/2006, și ținând seama de reducerea spectrului elastic cu factorul $\eta = 0.88$ (pentru fracțiunea din amortizarea critică de 8%, conform anexei A), ordonatele spectrului de proiectare pentru clădiri din zidărie, în funcție de accelerația seismică de proiectare a_g , capătă valorile din tabelul următor.

Ordonatele spectrului de proiectare

Tabelul C8.3

a_g/g	Zidărie nearmată (ZNA)			Zidărie confinată (ZC)		
	EC8 S_{min}	P100-1/ 2006	EC8* S_{max}	EC8 S_{min}	P100-1/2006	EC8* S_{max}
0.08	0.088	0.096	0.147	0.073	0.077	0.110
0.12	0.132	0.145	0.220	0.110	0.116	0.165
0.16	0.176	0.193	0.293	0.147	0.154	0.220
0.20	0.220	0.242	0.367	0.183	0.193	0.275
0.24	0.264	0.290	0.440	0.220	0.232	0.330
0.28	0.308	0.338	0.513	0.257	0.271	0.325
0.32	0.352	0.387	0.587	0.293	0.309	0.440

EC8* - valorile recomandate a fi adoptate în **Anexa națională**

Notă. EN 1998-1 prevede posibilitatea reducerii spectrului elastic cu factorul η pentru structurile cu fracțiunea din amortizarea critică diferită de 5% dar cu condiția ca această mențiune să fie făcută, pentru fiecare material, la capitolul respectiv al standardului. În cap.9 al Standardului EN 1998-1 (versiunea decembrie 2004) nu este menționată această posibilitate și prin urmare, în tabelul de mai sus, valorile $EC8 S_{max}$ și $EC8 S_{min}$ nu au fost reduse cu acest factor.

C8.3.4.(2) Creșterea drastică a valorilor forței de proiectare pentru clădirile din zidărie propusă în **EN 1998-1**, mai ales față de valorile din reglementările care au folosit până recent **metoda rezistențelor admisibile**, a impus căutarea unor căi de proiectare rațională care să evite necesitatea sporirii dimensiunilor elementelor structurale de zidărie, mai ales la nivelurile inferioare ale clădirilor etajate. Astfel, raportul [5] consideră că abordarea realistă a comportării seismice a clădirilor din zidărie este posibilă numai prin folosirea calculului static neliniar. Având în vedere că în literatura de specialitate există numeroase cercetări în acest domeniu, raportul [5] propune dezvoltarea unui Cod de proiectare, care să țină seama de comportarea neliniară a zidăriei dar care să folosească metode de calcul suficient de simple pentru a fi aplicate cu ușurință în cazurile cele mai des întâlnite în proiectarea curentă. În acest context, reglementarea italiană [16] preia valorile de referință ale factorilor q din capitolul 9 al **EN 1998-1** (tabelul C.8.2) dar le corectează cu **factori de suprazistență structurală** (> 1.0) care țin seama de comportarea postelastă 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;
- la rândul lor, valorile spectrului elastic din Cod sunt acoperitoare deoarece acesta corespunde fracțiunii de 5% din amortizarea critică, valoare care este inferioară celei curent acceptată, în literatura de specialitate, pentru structurile din zidărie ($\xi = 8\div 10\%$);
- capacitatea de rezistență asigurată de unele prevederi constructive depășește, în multe, cazuri cerințele rezultate din calcul;
- redistribuția eforturilor în domeniul postelastă care poate fi realizată prin conlucrarea spațială a șirurilor de montanți/spații (pereții care dispun de unele rezerve de capacitate portantă pot prelua parțial încărcările suplimentare care le revin după cedarea pereților care au avut capacitate de rezistență insuficientă).

Notă. Preocupările legate de evaluarea factorilor de suprazistență se regăsesc în mai multe lucrări dintre care cităm [4] [28].

Un studiu mai recent (septembrie 2006) efectuat la Universitatea din Pavia (Italia) pe clădiri din zidărie armată și nearmată, cu tipologia arhitectural-structurală specifică Italiei, a arătat rezerve importante de rezistență dincolo de limita reprezentată prin avariarea/ieșirea din lucru/ a elementului cel mai solicitat.

EN 1998-1, în nota 2 la tabelul 9.1., nu exclude folosirea, în **Anexa Națională**, a unor valori q mai mari decât cele recomandate, pentru structuri **cu ductilitate sporită** în cazul în care **acestea sunt verificate experimental**.

Codul Model **ACS** [6] propune exprimarea factorului de comportare q în funcție de mai mulți parametri:

$$q = q_0 k_D k_R k_O \quad (C8.1)$$

între care

- q_0 este valoarea de bază a factorului de comportare (se ia ca în **EN 1998-1**);
- $k_0 = \alpha_u/\alpha_1$ este coeficientul de suprarezistență structurală.

C8.3.4.(3) Față de datele prezentate mai sus, și sub rezerva unor simulări numerice suficient de extinse, necesare pentru elaborarea **Anexei naționale** la **EN 1998-1**, în Codul **P100-1/2006, Cap.8**, pentru cazul zidărilor executate cu elemente din grupele 1 și 2, valorile factorilor de suprarezistență structurală pentru corectarea valorilor de referință al factorilor de comportare q , s-au luat după cum urmează:

- pentru zidărie nearmată $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$;
- pentru zidărie confinată $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$.

Pentru zidăriile din elemente din grupa **2S** a căror lege constitutivă $\sigma-\epsilon$ corespunde prevederilor din **EN 1996-1** și Codului **CR6-2006**, se va examina, de la caz la caz, oportunitatea adoptării factorilor de suprarezistență structurală. Pentru zidăriile a căror lege constitutivă este de tip fragil, în toate cazurile, trebuie considerat că nu există astfel de rezerve ($\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$).

Forțele seismice de proiectare pentru clădirile de locuit, domeniul în care structurile din zidărie au cea mai extinsă utilizare, se determină din spectrul de proiectare, cu relația (4.4) din **P100-1/2006**, folosind următorii parametri:

- clădiri cu număr de niveluri peste secțiunea de încastrare $n_{niv} > 2 \Rightarrow \lambda = 0.85$ și $\gamma_1 = 1.00$ (clădiri din clasa de importanță III);
- clădiri cu $n_{niv} \leq 2 \Rightarrow \lambda = 1.00$ și $\gamma_1 = 0.80$ (clădiri din clasa de importanță IV).

Ținând seama de valorile de mai sus rezultă că forța seismică de bază F_b raportată la greutatea totală a clădirii G , pentru valorile q din **P100-1/2006**, (cu factorul de corecție η) capătă, pentru $n_{niv} > 2$ valorile din tabelul **C.8.4** (și cu 6% mai puțin pentru $n_{niv} \leq 2$).

Forța seismică de bază raportată la greutatea totală a clădirii pentru $n_{niv} > 2$ (F_b/G)

Factorul F_b/G pentru clădiri din **ZNA**

Tabelul **C8.4.**

n _{niv}	a _g /g						
	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32
1	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
2	0.09	0.13	0.18	0.22	Nu se acceptă		
3	0.08	Nu se acceptă					

Factorul F_b/G pentru clădiri din **ZC**

Tabelul **C8.5.**

n _{niv}	a _g /g						
	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32
1	0.07	0.11	0.15	0.19	0.22	0.26	0.30
2	0.06	0.09	0.12	0.16	0.19	0.22	0.25
3	0.05	0.08	0.11	0.13	0.16	Nu se acceptă	
4					Nu se acceptă		
5			Nu se acceptă				

8.4. Calculul seismic al construcțiilor cu pereți structurali din zidărie

C8.4.(3) 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 *moderat* a fracțiunii din amortizarea critică pentru ca forțele seismice să rămână în limitele fixate de standardul european EN 1998-1 (a se vedea și comentariul **C8.3.4.(1)**).

8.4.1. Condiții generale

C8.4.1.(2) 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: modulii 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

$$R \equiv V (\Delta=1) \quad (\text{C8.2})$$

Pentru calculul deplasării se iau în considerare deformațiile din încovoiere ($\rightarrow \Delta_M$) și deformațiile din forță tăietoare ($\rightarrow \Delta_V$)

$$\Delta = \Delta_M + \Delta_V \quad (\text{C8.3})$$

Valoarea celor două componente depinde de schema statică (condițiile de fixare la extremități).

1. Perete (montant) în consolă
(fixat numai la bază):

$$\Delta_M = \frac{VH^3}{3E_z I_p} \quad (\text{C8.4a})$$

$$\Delta_V = k \frac{VH}{G_z A_p} \quad (\text{C8.5a})$$

$$R = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_z I_p} + k \frac{H}{G_z A_p}} \quad (\text{C8.6a})$$

2. Spalet dublu încastrat
(fixat la ambele extremități):

$$\Delta_M = \frac{VH^3}{12E_z I_p} \quad (\text{C8.4b})$$

$$\Delta_V = k \frac{VH}{G_z A_p} \quad (\text{C8.5b})$$

$$R = \frac{1}{\frac{H^3}{12E_z I_p} + k \frac{H}{G_z A_p}} \quad (\text{C8.6b})$$

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. Perete în consolă
$$R_p = \frac{E_z t_p}{\lambda_p (3 + 4\lambda_p^2)} = E_z t_p k_M(\lambda_p) \quad (C8.7a)$$

2. Spalet dublu încastrat
$$R_p = \frac{E_z t_p}{\lambda_p (3 + \lambda_p^2)} = E_z t_p k_S(\lambda_p) \quad (C8.7b)$$

unde $\lambda_p = \frac{H}{l_p}$ este factorul de formă al panoului (zveltețea panoului)

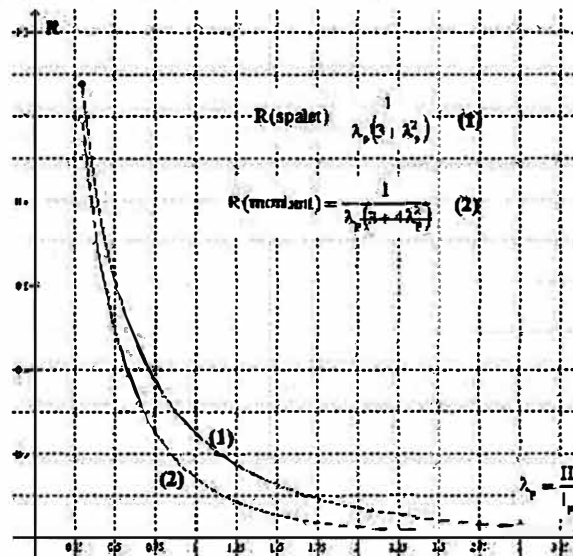


Figura C8.11.

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

$$R_{tot} = \sum R_i \quad (C8.8)$$

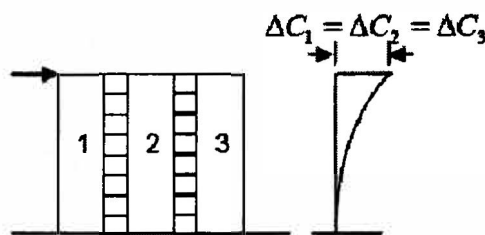


Figura C8.12a

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

$$R_{echiv} = \frac{1}{\sum \Delta C_i} = \frac{1}{\sum \frac{1}{R_i}} \quad (C8.8a)$$

unde ΔC_i este deplasarea relativă a peretelui la nivelul "i" iar R_i este rigiditatea peretelui la acest nivel.

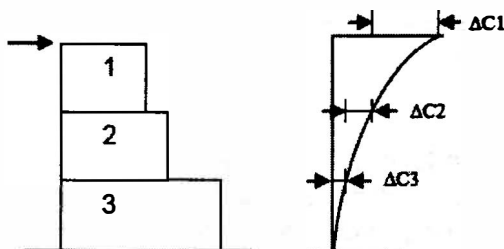


Figura C8.12b

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). Deasemeni, 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.

Atragem 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 normele americane [1] 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 [14] prevede că E_z se determină ca **modul secant** între eforturile unitare $0.1f_k + 0.4f_k$.

În EN 1996-1 s-a adoptat valoarea $E_z = 1000 f_k$, măsurată între eforturile unitare $\sigma = 0 + 0.3 f_k$ și deformațiile specifice corespunzătoare (figura C.8.2.).

Valoarea $E_z = 1000f_k$ a fost adoptată și în CR6-2006 pentru calculul caracteristicilor dinamice ale structurilor și este fi folosită și în P100-1/2006. În

plus, în **CR6-2006**, conform practicii curente din România, s-a prevăzut și valoarea $E_z = 500f_k$ pentru calculul deformațiilor la **SLU** (valoarea se folosește și pentru calculul forței tăietoare capabile în cazul panourilor de zidărie de umplutură solicitate de forța seismică, în conformitate cu **P100-1/2006**, a se vedea **exemplul nr.3**).

Nici pentru stabilirea modului de elasticitate transversal al zidăriei (G_z) nu există o metodă unitară.

Cele mai multe reglementări tehnice, inclusiv standardul european **EN 1996-1**, prevăd folosirea relației

$$G_z = 0.4E_z \quad (C8.9)$$

care a fost preluată și în Codul CR6-2006.

Diferențele între valorile G_z din diferitele norme se datorează, în mare măsură și deosebirilor între metodologiile de determinare a acestei valori.

Astfel, valoarea modului 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 - **EN 1052-1**), fie prin încercare la compresiune pe diagonală, statică sau ciclică (reglementată în USA - **ASTM C 1391** [7]).

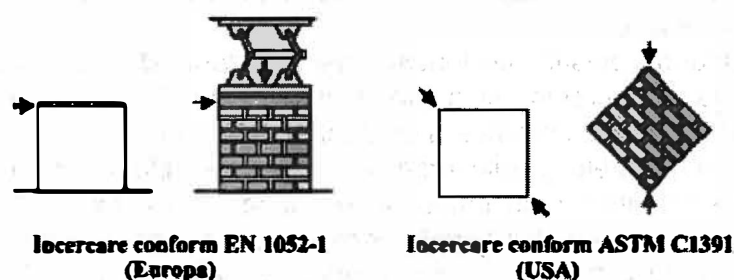


Figura C8.13

Determinarea modului de elasticitate transversal al zidăriei

Încercările efectuate conform **EN 1052-1** [10] au confirmat relația (C.8.9) pentru cazul pereților la care forța axială este semnificativă. Folosirea metodei **ASTM** furnizează valori apropiate de cele date de relația (C.8.9) 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 modului de elasticitate al zidăriei, unii autori [11], recomandă ca un calcul mai exact să fie făcut cu cel puțin două valori ale modului 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.(3) Pentru identificarea tipului de planșeu (rigid/flexibil) se poate ține seama de:

- condiția dată în [37]: "*Planșeul trebuie să fie considerat flexibil pentru distribuția forței seismice de etaj și a momentului de torsiune dacă*

deformația laterală maximă a planșeului (Δ_{max}) este mai mare decât dublul deplasării relative de nivel (driftului) la etajul considerat"

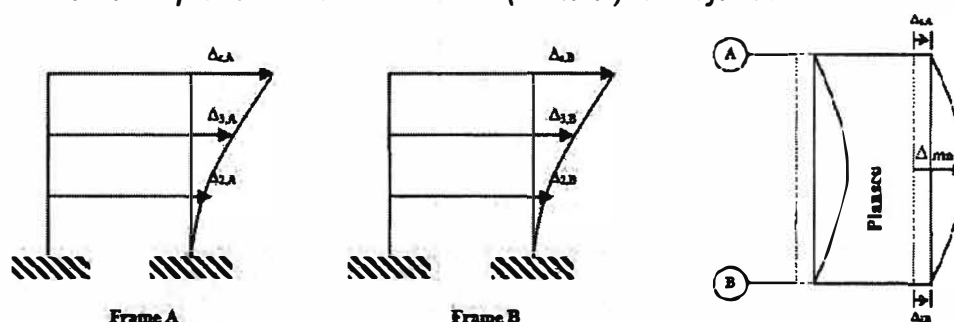


Figura C.8.14.

Definirea planșeelor flexibile în plan orizontal conform [37]

sau de

- condiția dată în [17]: Este necesar să se țină seama de flexibilitatea planșeului în plan orizontal dacă există relația :

$$\Delta_2 \geq 1.5 \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{2} \quad (C8.10)$$

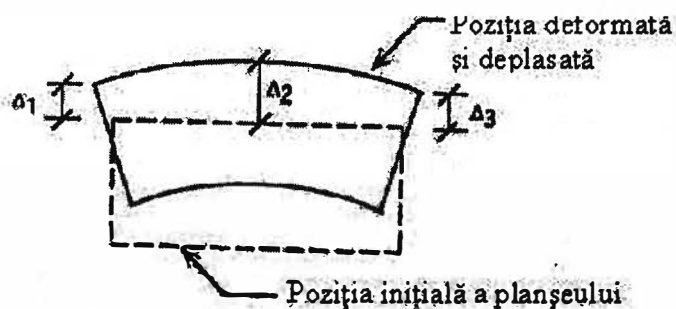


Figura C8.15.

Definirea planșeelor flexibile în plan orizontal conform [17]

C8.4.1.(5) În cazul pereților cu goluri suprapuse, pentru calculul eforturilor secționale, pot fi folosite mai multe procedee bazate pe schematizările care sunt indicate în figura următoare.

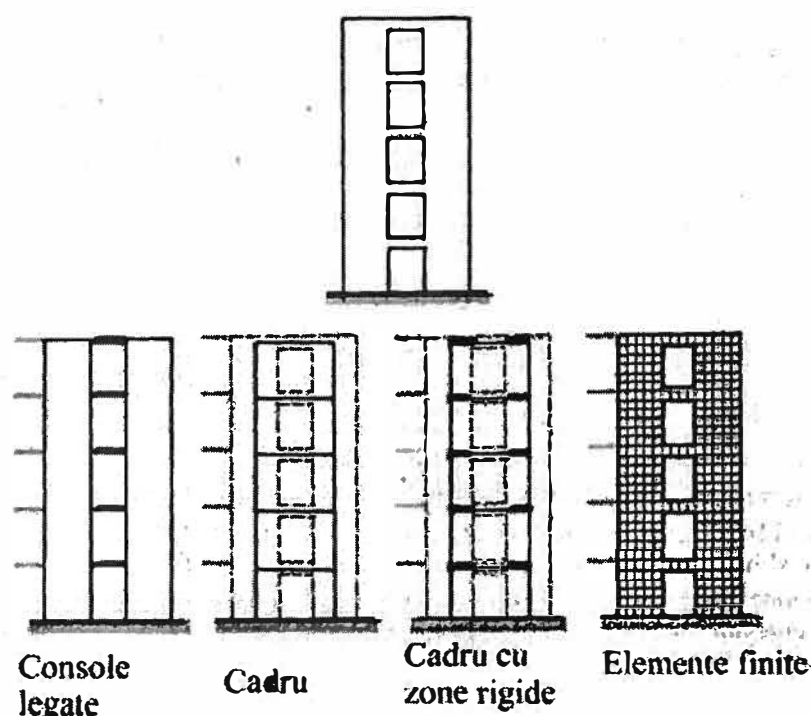


Figura C8.16
Modele de calcul pentru pereți cu goluri

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 buiandrugii din lemn sau din zidărie.

O variantă simplificată a modelului cu console legate [metoda POR/ Italia] ia în considerare numai deformațiile din forfecare și încovoiere ale elementelor verticale considerate dublu încastrate în dreptul planșeelor (cu rotire împiedicată).

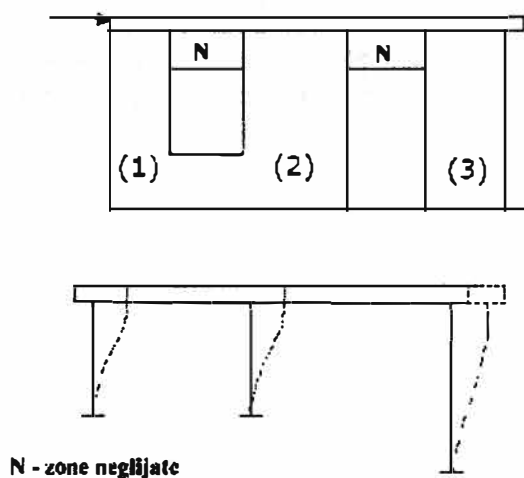


Fig.C8.17
Schematizarea peretelui în metoda POR

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 [23].

S-a propus un cadru înlocuitor cu segmente rigide la extremitățile barelor verticale și orizontale astfel încât zonele respective să prezinte deformății 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.

Notă. Un procedeu similar, pentru pereți structurali cu goluri mari (*walled-frames*) din beton armat a fost propus în [24].

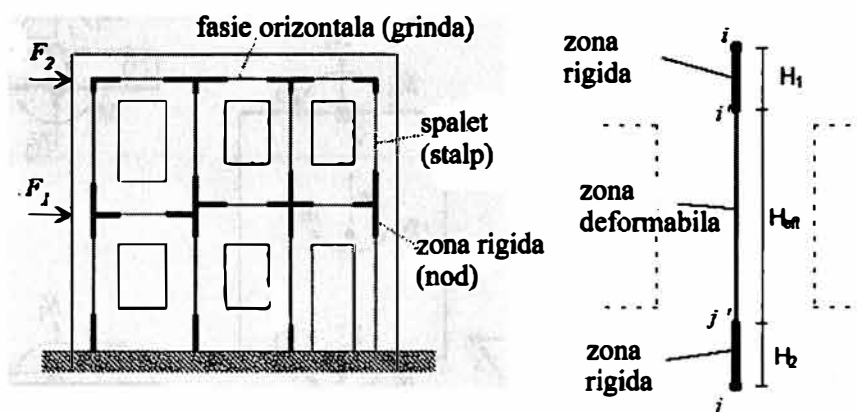


Figura C8.18.

Model de tip cadru pentru pereți structurali cu goluri

Cercetări mai recente au extins folosirea acestui model și pentru a lua în considerare comportarea neliniară specifică structurilor din zidărie [19].

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**.

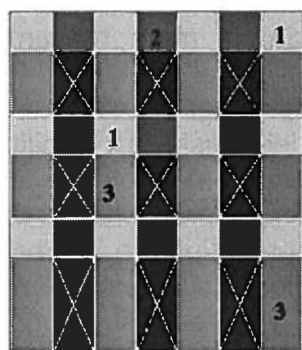


Figura C8.19

Schematizarea peretelui cu **macroelemente**

1- nod, 2 - plin orizontal, 3 - spalet

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 C8.20 (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 ce trei grade la interfețele elementelor 1&2 și respectiv 2&3.

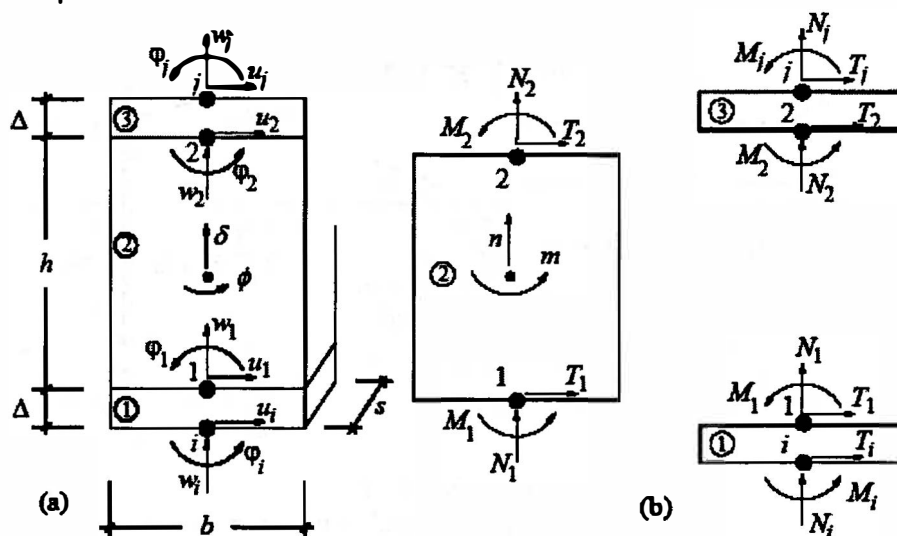


Figura C8.20

Definirea macroelementelor structurale - eforturi și deformații

Calculul structurilor folosind modelarea cu elemente finite de suprafață implică utilizarea programelor specializate.

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.

Subliniem și complexitatea procedurii de interpretare a rezultatelor calculului. Depășirea locală a valorilor limită ale eforturilor unitare nu înseamnă momentul ruperii 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.(6) Prevederea este valabilă numai în cazul clădirilor cu planșee rigide în plan orizontal - a se vedea comentariul C8.4.1.(3) - și pentru care prezența golurilor mari nu conduce la o reducere semnificativă a rigidității.

C8.4.1.(9) A se vedea și comentariile de la paragrafele 8.6.1. și 8.7.4.

8.4.2. Modele și metode de calcul pentru stabilirea forțelor seismice

C8.4.2.(2) Pentru detalierea calculului acestor forțe a se vedea **Comentarii** la Cap.10, exemplul nr.1.

8.4.3. Determinarea forțelor seismice de proiectare pentru pereții structurali

C8.4.3.(2) Planșeele pot fi considerate rigide în planul lor dacă satisfac condițiile de la **C8.4.1.(3)**.

C8.4.3.(3) Pentru efectuarea acestui calcul se determină mai întâi pereții structurali activi pe ambele direcții principale și apoi masele corespunzătoare ariilor de planșeu aferente fiecăruia (în funcție de alcătuirea concretă a fiecărui planșeu). În cazul planșeelor care descarcă pe o singură direcție se va ține seama și de faptul că o parte din încărcare se transmite și pereților perpendiculari care nu sunt încărcăți direct dacă aceștia sunt țesuți cu cei pe care reazemă elementele planșeului.

8.5. Principii și reguli generale de alcătuire specifice construcțiilor cu pereți structurali din zidărie

8.5.1. Condiții generale

C8.5.1.(2) Prevederile generale și detaliile de alcătuire date în Codul CR6-2006 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.

C8.5.1.(3) 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.

8.5.2. Alcătuirea suprastructurii

8.5.2.1. Pereți structurali

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 **CR6-2006, 5.2.5(6), 5.2.6 (2) și 5.2.6 (3)**;
- au continuitate până la fundații;
- sunt executați din materialele menționate în **CR6-2006, Cap. 3 și 4 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 Codul CR6-2006 (panouri active).

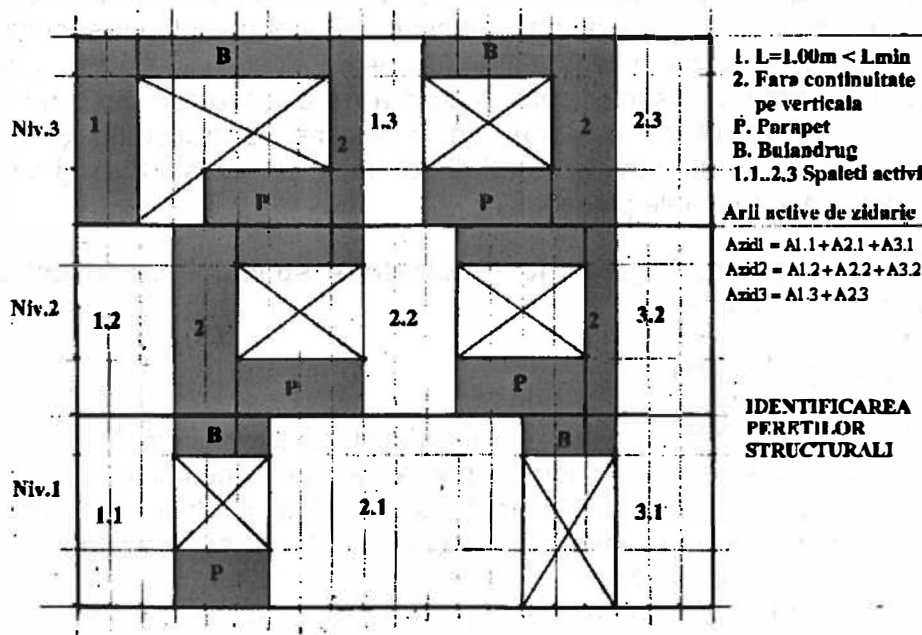


Figura C.8.21

Identificare pereților structurali (arii active)
 (zonele poșate nu participă la preluarea forțelor seismice)

C8.5.2.1.1.(3) În concepția **CR6-2006** și a acestui Cod sunt considerați *pereți izolați* pereții de zidărie (montanți) care sunt legați între ei, la nivelul planșeelor, numai prin placă sau prin centuri cu rigiditate nesemnificativă la încovoiere (de exemplu, centurile cu dimensiunile minime prevăzute în **CR6-2006**). Rezistența acestor pereți la forța seismică într-o secțiune oarecare este asigurată de momentul încovoiător 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 încovoiătoare și modificarea forțelor axiale în montanți. Efectul cuplării se poate cuantifica prin raportul între suma momentelor încovoiătoare preluate de montanți (M_i) și momentul încovoiător (M) total aferente peretelui.

În cazul unui perete cu un șir de goluri coeficientul de cuplare se poate defini cu relația

$$C_c = 1 - \frac{M_1 + M_2}{M} \quad (\text{C8.11})$$

Valorile mici ale coeficientului C_c indică o cuplare **slabă**.

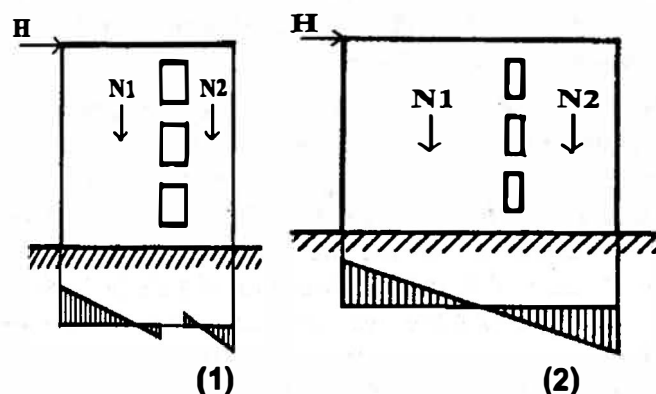


Figura C8.22
Efectul riglelor de cuplare

În cazul peretelui 1 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.

C8.5.2.1.1.(6) 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.

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 ($p\%$) 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 ($p\%$) 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.

8.5.2.1.3. Secțiuni de zidărie slăbite prin goluri și șlițuri.

C8.5.2.1.3.(1) Trimiterea la **CR6-2006, 5.2.5.** 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 -1-1.1/2006**).

Trimiterea la **CR6-2006, 7.1.1.2.** se referă la verificarea secțiunilor slăbite de șlițuri verticale. Verificarea este obligatorie dacă adâncimea șlițului este mai mare decât limita prevăzută în **CR6-2006** 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 **CR6-2006**, ai clădirilor situate în zonele seismice cu accelerații de proiectare mari (orientativ $a_g \geq 0.24g$).

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 **CR6-2006**, figura 5.9)

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.

8.5.3. Proiectarea infrastructurii

C8.5.3.(3) Prevederile din acest alineat au ca scop dimensionarea elementelor infrastructurii astfel încât să se evite producerea deformațiilor inelastice în elementele acestui subsansamblu structural sau în terenul de fundare.

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 grinzile care susțin pereții structurali din elevație pot fi menținute, fără dificultăți constructive, în domeniul elastic de comportare.

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 (în condițiile de dimensionare din **STAS 10107/0-90**). 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).

8.5.3.3. Pereți de subsol

C8.5.3.3 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 (în condițiile de dimensionare din **STAS 10107/0-90**). 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).

8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie

8.5.4.1. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA)

C8.5.4.1 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 $\frac{3}{4}$ 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. Aportul armăturilor din centuri nu este luat considerare la calculul rezistenței la forță tăietoare pentru clădirile din **ZNA**.

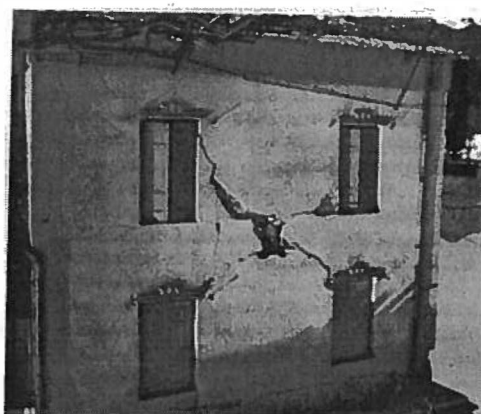


Figura C8.23

Propagarea fisurilor la clădiri din zidărie nearmată fără centuri (Friuli, Italia 1976)

Peste golurile de uși și de ferestre se prevăd, în mod obligatoriu, buiandrugi 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 **STAS 10107/0-90** pentru *elemente care nu participă la preluarea forței seismice*.

Deoarece în cazul zidăriilor nearmate (fără stâlpișori la colțuri) legătura între zidurile perpendiculare se asigură numai prin țesere, pentru zonele cu $a_g \geq 0.12g$ s-a prevăzut, ca o măsură de asigurare suplimentară, montarea în rosturi a unor armături de legătură.

8.5.4.2. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC)

C8.5.4.2 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 înădirea acestora. În **CR6-2006** s-au prevăzut toate detaliile de armare conform **STAS 10107/0-90**. A se vedea și comentariul **C8.1.2.(1)**.

8.5.4.2.1. Prevederi referitoare la stâlpișori

C8.5.4.2.1.(1) Prevederile referitoare la dispunerea în plan a stâlpișorilor sunt preluate în principal din **EN 1998-1**.

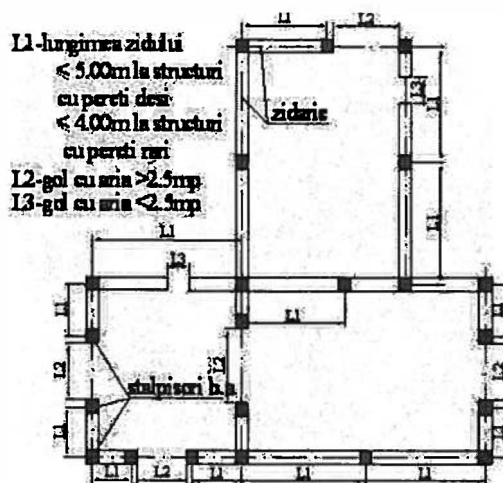


Figura C8.24

Amplasarea stâlpișorilor la clădiri din zidărie confinată conform CR6-2006

Față de acest document, în CR6-2006, s-au adoptat două modificări, preluate și în P100-1/2006:

- a fost majorată de la 1.5 m² la 2.5 m² suprafața golurilor începând de la care este obligatorie bordarea cu stâlpișori de beton armat; modificarea a fost făcută ținând seama de propunerea din [31];
- au fost prevăzute distanțe minime diferite între stâlpișori pentru structurile cu pereți rari (4.00 m) și pentru structurile cu pereți deși (5.00 m).

A se vedea și comentariul C8.1.2.(1).

C8.5.4.2.1.(3) Standardul european EN 1998-1 stabilește pentru toate elementele de confinare procentul minim de armare longitudinală de 1% și condiția ca aria armăturii longitudinale să fie $\geq 300 \text{ mm}^2$.

Prevederea din CR6-2006, 7.1.2.2.1.(2), referitoare la procentul minim de armare în stâlpișori $\geq 0.8\%$ a fost adoptată, cu caracter tranzitoriu, în acest capitol, până la asimilarea EN 1998-1 ca normă națională, când valoarea de 1% va deveni obligatorie deoarece nu este permisă modificarea acestei prevederi prin **Anexă națională** (a se vedea și comentariul C8.1.2.(1)).

Oricum, pentru dimensiunea minimă a stâlpișorilor (25x25), 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 EN1998-1 conduce la sporuri de armătură importante în raport cu practica curentă (acest aspect este important în special pentru stâlpișorii ale căror dimensiuni rezultă din condiții constructive- de exemplu, din necesitatea de modulare conform CR6-2006, 5.2.5 (8)).

Prevederile referitoare la armarea transversală a stâlpișorilor date în CR6-2006, 7.1.2.2.1.(2) corespund cerințelor din EN1998-1 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 mai mari decât cele minime cerute de **CR6-2006** și/sau armarea zidăriei în rosturile orizontale.

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.

C8.5.4.2.2.(4) A se vedea comentariul **C8.5.4.2.1.(3)**

8.5.4.3. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți din zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR)

C8.5.4.3 Introducerea armăturilor în rosturile orizontale ale zidăriei contribuie la sporirea rezistenței peretelui la forța tăietoare și a ductilității peretelui.

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 ($\approx 0.05\%$), concretizată prin creșterea raportului dintre forța tăietoare maximă și forța 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 zidărilor cu elemente cu perforații verticale, în [3] 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

$$p_{h,max} \leq 0.15 \frac{f_k}{f_y} \quad (C8.12)$$

În cazul zidărilor 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 alterante, 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.

8.5.4.4 Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți din zidărie cu inimă armată (ZIA).

C8.5.4.4.(4) Prevederea ține seama de faptul că, datorită modului de fabricare a oțelului (prin ecruisare), capacitatea de deformare post elastică a STNB este mult mai mică decât cea a oțelurilor de tip OB și PC (a se vedea **STAS 10107/0-90**).

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 OB/PC).

8.6. Verificarea siguranței

8.6.1. Cerința de rezistență

8.6.1.1. Cerința de rezistență în raport cu solicitările în planul peretelui

C.8.6.1.1 Formarea mecanismului de disipare a energiei seismice prin localizarea zonelor plastic potențiale la baza montanților, conform **CR6-2006, 2.2.1.(2)**, 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

$$\frac{M_{cap}(z)}{M_{cap}(z=0)} > \frac{M_r(z)}{M_r(z=0)} \quad (C8.13)$$

Relația 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 (σ_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:

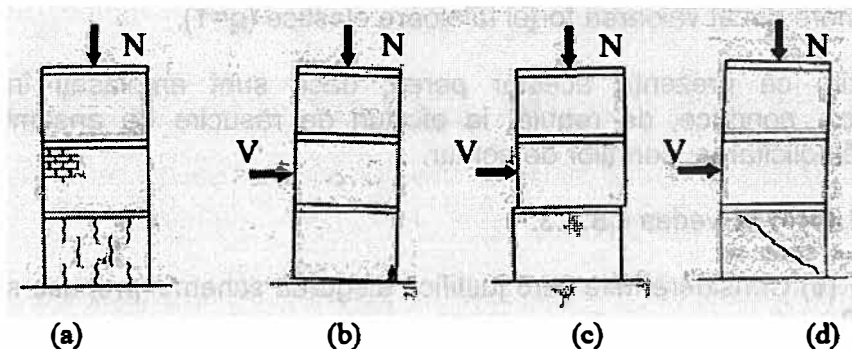


Figura C8.25.

Scheme de rupere a panourilor de zidărie din compresiune și forță tăietoare

- (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)

Schemele din figura C8.25 - cu aceleași notații- se regăsesc în imaginile din fig. C8.26.

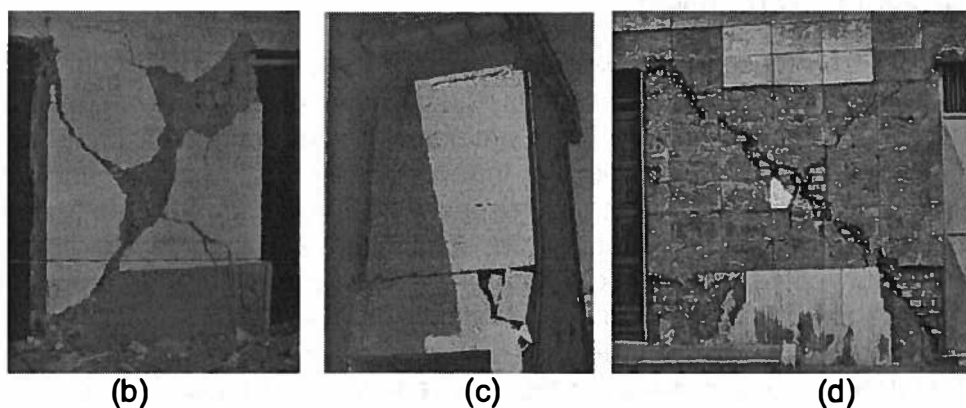


Figura C8.26

Ruperea panourilor de zidărie – exemple

C8.6.1.1.(3) Relația (8.2) limitează cerința de rezistență la forță la tăietoare la valoarea corespunzătoare comportării perfect elastice a structurii ($q = 1.0$)

C8.6.1.1.(4) 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 ($q=1$).

Reamintim că prezența acestor pereți, dacă sunt amplasați în poziție excentrică, conduce, de regulă, la eforturi de răsucire de ansamblu care amplifică solicitarea pereților de contur.

C8.6.1.1.(5) A se vedea C8.7.3.

C8.6.1.1.(6) Considerentele care justifică alegerea schemei propuse sunt date la C8.7.3.

8.6.1.2. Cerința de rezistență în raport cu solicitările perpendiculare pe planul peretelui

C8.6.1.2 (1) Determinarea corectă a eforturilor secționale în perete sub efectul încărcărilor perpendiculare pe planul peretelui, prin echivalența cu o placă elastică 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). Subliniem faptul că modelarea ca placă elastică poate furniza rezultate nerealiste în cazul pereților cu anizotropie accentuată (cu rosturi verticale neumplute sau cu îmbinări mecanice - tip "nut și feder").

8.6.2. Cerința de rigiditate

C8.6.2.(2) Cerința se datorează faptului 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 zidării 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 avariei acestora este mai redusă pentru zidăriile confinate și armate în rosturile orizontale.

8.6.3. Cerința de stabilitate

C8.6.3 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.

8.7. Calculul rezistenței de proiectare pentru pereții din zidărie

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 Codului de proiectare pentru clădirile din zidărie **CR6-2006** 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 **CR6-2006**. 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).

C8.7.1.(3) 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").

C8.7.1.(4) Prevederea urmărește protecția suplimentară a pereților structurali din zidărie și, mai ales, a celor nestructurali, pentru limitarea degradărilor la clădirile din clasa de importanță I (definite în tabelul 4.3) pentru care trebuie asigurată funcționarea completă / ocuparea imediată după cutremurele cu perioada de revenire scurtă definite la 2.1.(1). Pentru calculul pereților nestructurali se va ține seama și de prevederile de la Capitolul 10 din acest Cod.

8.7.2. Rezistența de proiectare a pereților la forță axială și încovoiere în planul peretelui

8.7.2.1. Condiții generale de calcul

C8.7.2.1.(1) Pentru determinarea rezistenței de proiectare la forța axială și moment încovoiător în Codul **CR6-2006** 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 - deformăție specifică este dreptunghiulară pentru calculul la starea limită ultimă (**SLU**);
4. Relația efort unitar - deformăție specifică este triunghiulară pentru calculul la starea limită de serviciu (**SLS**).

Notă. Ipoteza de la 3. este aplicabilă numai pentru zidăriile a căror lege constitutivă (σ - ε) poate fi schematizată ca o diagramă "parabolic dreptunghiulară" - ca în figura 4.3. din **CR6-2006**. În cazul zidăriilor pentru care legea σ - ε este aproximativ liniară până la rupere - de regulă, cazul zidăriilor cu elemente din grupa 2S - ipotezele, modelele și metodele de calcul se vor stabili prin reglementări speciale (a se vedea figura C8.2).

Ipoteza secțiunilor plane adoptată în **CR6-2006** 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, rezistența de proiectare - momentul încovoiător capabil pentru o valoare dată a forței axiale - 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, **CR6-2006** 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).

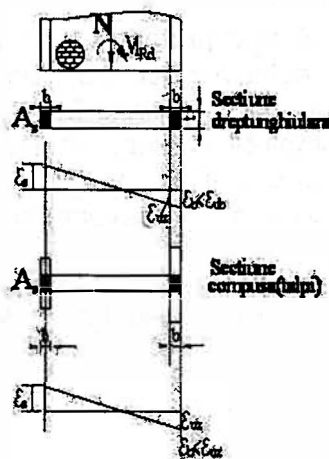


Figura C8.27

Deformații specifice limită la pereți din zidărie confinată

Notă. Deformațiile ultime ale betonului (ε_{ub}) luate în calcul nu pot însă depăși valorile deformațiilor specifice ultime ale zidăriei (ε_{uz}) care sunt date în **CR6-2006, 4.1.2.1.(3)**. În situațiile în care $\varepsilon_{uz} \leq 2\text{‰}$ (zidării cu unele elemente din grupa 2S, de exemplu), coeficientul de echivalență n_{ech} dat de relația (6.24) din **CR6-2006** se determină pentru valoarea rezistenței la compresiune a betonului care rezultă din aplicarea relației din fig.1a, **STAS 10107/-90** (a se vedea și figura C8.10).

- În stadiul ultim, eforturile unitare în zona comprimată a peretelui se consideră uniform distribuite atât pentru zidărie cât și pentru beton pe o adâncime de $0.80 \times$ unde "x" este distanța de la axa neutră până la fibra cea mai comprimată.
- Relația efort unitar-deformație specifică pentru armături se ia lua conform **STAS 10107/0-90**.
- Se neglijează:
 - * rezistența la eforturi unitare de întindere a betonului din stâlpișorul de la extremitatea solicitată la întindere a peretelui (pentru ipoteza respectivă de încărcare);
 - * rezistența mortarului din rosturile orizontale ale zidăriei;
 - * secțiunea de beton și armătura eventualilor stâlpișori intermediari;
- Participarea elementelor de confinare verticale este dată de:
 - * secțiunea de beton a stâlpișorului de la extremitatea comprimată;
 - * armătura ambilor stâlpișori de la extremități.
- În stadiul ultim, starea de deformație, în situația de "**balans**", este următoarea:
 - * la extremitatea comprimată se ating valorile maxime ale deformațiilor specifice ale zidăriei/ betonului date în **CR6-2006, 6.6.3.1.(1)** - a se vedea fig. C8.10.
 - * în armătura stâlpișorului de la extremitatea întinsă se atinge rezistența de curgere a oțelului.

Pe baza ipotezelor de mai sus, în **CR6-2006** 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 **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 armaturii comprimate va fi neglijată.

A se vedea și comentariul **C8.1.2.(1)**

C8.7.2.1.(2) A se vedea și comentariul **C8.7.1.(3)**

C8.7.2.1.(3) 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:

- forța de lunecare verticală provenită din acțiunea seismică în planul inimii peretelui;
- forțele și momentele provenite din acțiunea seismică perpendiculară pe planul tălpilor (pereților perpendiculari).

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.

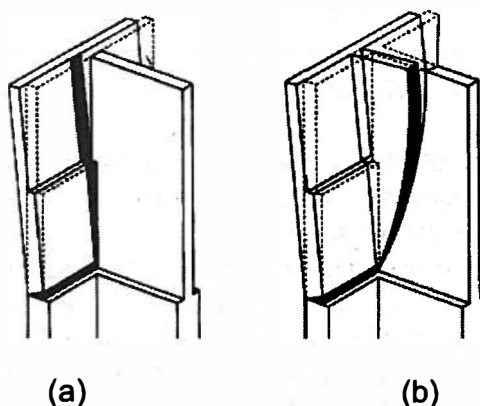


Figura C8.28

Tipuri de avariere la interfața inimă / talpă a pereților compuși

C8.7.2.1.(4) Armăturile prevăzute la (3) elimină, de regulă, avarierea pe schema din figura C8.27a 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.

8.7.3. Rezistența de proiectare a pereților structurali la forță tăietoare

C8.7.3 În **CR6-2006** se admit următoarele ipoteze pentru calculul rezistenței de proiectare la forță tăietoare a pereților din zidărie (V_{Rd}):

- pentru pereții din zidărie nearmată (**ZNA**) rezistența de proiectare la forță tăietoare (V_{Rd1}) este dată de rezistența zidăriei la forfecare în rost orizontal;
- pentru pereții de zidărie confinată, V_{Rd} , se obține prin însumarea de rezistenței de proiectare la forță tăietoare a panoului de zidărie nearmată (V_{Rd1}) și a rezistenței de proiectare la forfecare datorată armăturii din stâlpișorul de la extremitatea comprimată a peretelui (V_{Rd2}).
- pentru pereții de zidărie confinată și armată în rosturile orizontale V_{Rd} se calculează prin adunarea rezistenței la forță tăietoare a zidăriei confinate, conform aliniatului precedent, cu rezistența de proiectare a armăturilor din rosturile orizontale (V_{Rd3}).

Notă. Ipotezele de mai sus nu sunt, în totalitate, în concordanță cu prevederile referitoare la zidăria confinată din **EN 1996-1**:

- pentru verificarea elementelor din zidărie confinată supuse la forță tăietoare, rezistența elementelor va fi luată ca suma rezistenței la forfecare a zidăriei și a betonului elementelor de confinare (armătura elementelor de confinare va fi neglijată)

A se vedea și comentariul **C8.1.2.(1)**.

În **CR6-2006**, rezistența unitară a zidăriei la forfecare în rost orizontal (f_{vk}) se determină, cu relațiile preluate din **EN 1996-1**, în funcție de trei parametri:

- rezistența unitară caracteristică inițială la forfecare a zidăriei - sub efort unitar de compresiune egal cu zero - (f_{vk0})

- valoarea forței de frecare în rostul orizontal, care depinde de intensitatea efortului unitar de compresiune pe zona comprimată a peretelui (considerând coeficientul de frecare $\mu = 0.4$);
- rezistența standardizată la compresiune (f_b) a elementelor pentru zidărie.

Pentru mortarele de uz general folosite în România conform standardului **SR EN 998-2:2004**, Anexa C (normativă) rezistența caracteristică inițială la forfecare este stabilită la $f_{vk0} = 0.15 \text{ N/mm}^2$, valoare preluată în Codul CR6-2006, tabelul 4.3. Atragem atenția că **SR EN 998-2:2004**, precizează că mortarele preparate la șantier pot să nu îndeplinească această cerință.

Deoarece depinde direct de aderența mortarului la elemente, valoarea rezistenței caracteristice inițiale la forfecare a zidăriei este influențată de aceiași factori ca și rezistența zidăriei la eforturi de întindere.

În unele situații rezistența de proiectare a zidăriei poate fi controlată și de rezistența de rupere în secțiuni înclinate.

Referitor la ruperea pe secțiuni înclinate, în literatura recentă se acceptă, în general, ipotezele din [35] :

1. Se neglijează anizotropia zidăriei (permite să se folosească un singur parametru de rezistență: *rezistența convențională la întindere a zidăriei* f_{tu}).
2. Se admite că panoul este suficient de zvelt pentru a se accepta ipoteza lui Saint-Venant.
3. Ruperea se produce când efortul principal de întindere în zidărie atinge valoarea limită f_{tu} .

Rezultă formula:

$$V_u = \frac{f_{tu} A_p}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} \quad (\text{C8.14})$$

în care $\sigma_m = \frac{N}{A_p}$ este efortul unitar mediu de compresiune ($A_p = l_w t$) iar b este

un coeficient care depinde de proporțiile panoului h/l

Pentru aplicarea formulei la panouri scunde, în [36] [9] se propune folosirea unor valori "b" diferite în funcție de raportul h/l_w .

- $b = 1.5$ pentru $h/l_w \geq 1.5$
- $b = 1.0$ pentru $h/l_w < 1.0$
- $b = h/l_w$ pentru $1.0 \leq h/l_w < 1.5$

Rezistența convențională la întindere se poate lua aproximativ $f_{tu} = 0.05 f_k$, unde f_k este rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei.

8.7.4. Rezistența de proiectare a panourilor din zidărie de umplutură

C8.7.4 Rezistența de proiectare a panourilor de zidărie de umplutură trebuie evaluată pentru ambele situații de solicitare în care panoul se poate afla, practic simultan, în timpul cutremurului:

- solicitare în planul peretelui prin deformațiile impuse de deplasarea structurii (cadre de beton armat sau de oțel);
- solicitare perpendiculară pe planul peretelui datorată forței de inerție asociată masei peretelui.

Comentariile privind evaluarea rezistenței de proiectare la acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui sunt date la **C8.7.5**.

Paragraful 8.7.3. se referă numai la evaluarea rezistenței de proiectare a panoului de zidărie de umplutură pentru acțiunea seismică în planul peretelui. Efectele posibile ale panourilor de umplutură asupra stării de solicitare a structurii în ansamblu (efectele de torsiune, modificarea clasei de regularitate în plan sau în elevație, etc.) și efectele interacțiunii panoului cu cadrul (în principal cele legate de formarea stâlpilor scurți/grinzilor scurte) sunt comentate la C.5.6.

Participarea panourilor de umplutură la preluarea forței seismice depinde de relația acestora cu structura.

În cazul în care între panouri și structură sunt prevăzute spații de separare suficient de mari pentru ca acestea să nu ajungă în contact, chiar pentru cele mai mari deformații probabile ale structurii, panoul este *izolat* (nestructural) și va trebui proiectat numai pentru a avea stabilitatea și rezistența necesare pentru acțiunea seismică normală pe plan.

În cazul în care, la proiectare, s-a ținut seama de contribuția panourilor de umplutură (definite ca panouri *structurale*) este necesar să se prevadă în proiect măsuri pentru realizarea contactului complet între cadru și panou atât lateral cât și la partea superioară (matarea / injectarea cu mortar a tuturor spațiilor vizibil libere).

În continuare se analizează numai panourile care sunt în contact direct cu cadrul în care sunt montate.

Fisurarea panourilor de zidărie de umplutură sub efectul acțiunii seismice începe și se propagă prin rostul orizontal sau prin rosturile verticale dispuse pe diagonala comprimată. În cazul panourilor pline fisurarea începe din centrul panoului, iar în cazul panourilor cu goluri începe de la colțurile golurilor și continuă apoi spre colțurile panoului.

Răspunsul seismic al panourilor de umplutură este determinat de:

- proprietățile geometrice și mecanice ale cadrului;
- proprietățile geometrice și mecanice ale panoului de umplutură (inclusiv efectul golurilor în panou);
- efectele deteriorării rezistenței și rigidității inițiale a cadrului/panoului ca urmare a incursiunilor repetate în domeniul postelastice.

Principiul de bază pentru proiectarea structurilor cu considerarea efectului structural al panourilor de umplutură este ca, prin dimensionare și detalieri constructivă, să se asigure că ieșirea din lucru a panoului de zidărie (prin depășirea capacității de rezistență la compresiune sau forță tăietoare) se produce înainte de cedarea cadrului.

Interacțiunea dintre cadru și panoul de umplutură în timpul cutremurului are ca efect o stare de eforturi complexă (neuniformă, cu concentrări locale) atât în cadru (grinzi, stâlpi, noduri) cât și în panou (neuniformitatea este amplificată în cazul panourilor cu goluri). Determinarea exactă a acestei stări de eforturi implică folosirea unor metode avansate de tip element finit și considerarea comportării neliniare a materialelor (zidărie, beton și oțel).

Din acest motiv în majoritatea reglementărilor se folosesc relații simplificate, semi-empirice, cu coeficienți calibrați pe baza experimentelor. Această cale a fost adoptată și pentru CR6-2006 și, în consecință, pentru P100-1/2006.

Conform CR6-2006, 6.6.5. capacitatea de rezistență a unui panou de zidărie de umplutură, notată $F_{Rd}(z_u)$, este determinată prin valoarea minimă a forței tăietoare corespunzătoare celor trei mecanisme de rupere caracteristice:

1. Rupere prin lunecare din forța tăietoare în rosturile orizontale (de regulă, la jumătatea înălțimii panoului) - $F_{Rd1}(zu)$
2. Cedarea diagonalei comprimate prin:
 - 2a. Strivirea zidăriei comprimate la colțul cadrului - $F_{Rd2}(zu)$
 - 2b. Fisurarea în scară a zidăriei în lungul diagonalei comprimate - $F_{Rd3}(zu)$

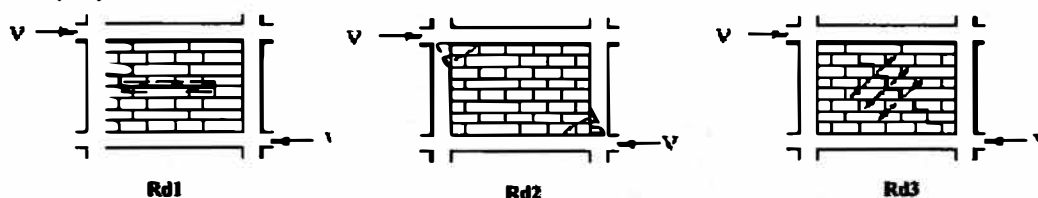


Figura C8.29

Scheme de rupere pentru panourile de umplură

1. Ruperea prin lunecare în rost orizontal în zona centrală a panoului modifică schema structurală de bază. Astfel, diagonala comprimată nu se mai poate dezvolta și forța orizontală rezultată din deplasarea pe orizontală a jumătății superioare a panoului este preluată de stâlp la circa $\frac{1}{2}$ din înălțime. Ca urmare, în stâlp iau naștere momente și forțe tăietoare și, în cele mai multe cazuri, ca urmare a acestei încărcări suplimentare se produce cedarea stâlpului din forță tăietoare. Un fenomen asemănător se produce și dacă panoul se dezvoltă numai pe o parte din înălțimea etajului.

Teoretic, rezistența la forfecare a rostului orizontal F_{Rd1} provine din:

- i. Rezistența zidăriei la forfecare sub efort de compresiune zero (se neglijează forța de compresiune din greutatea proprie a panoului):

$$F_{Rd11} = f_{vd0} l_p t_p \quad (C8.15a)$$

- ii. Forța de frecare în rostul orizontal corespunzătoare componentei orizontale a efortului în diagonala comprimată care se poate scrie aproximativ:

$$F_{Rd12} \cong \mu F_{Rd1} \frac{h_p}{l_p} \quad (C8.15b)$$

Referințele bibliografice dau pentru μ valori care diferă mult între ele:

$$\mu = 0.3 \div 0.8 \text{ [30]}, \mu = 0.3 \text{ [25]}, \mu = 0.45 \text{ [27]}$$

și această diversitate explică diferențele importante între rezultatele care se întâlnesc în literatură în ceea ce privește estimarea capacității panourilor de umplură.

Valoarea F_{Rd1} adoptată în **CR6-2006**, utilizată și în reglementarea italiană [15], este dedusă pe baza ipotezelor de mai sus dar este corectată cu rezultatele experimentelor.

Corecția este necesară și pentru faptul că forța tăietoare datorată frecării se deteriorează relativ rapid în cazul solicitărilor ciclice alternante. În consecință valoarea dată de relația din **CR6-2006** trebuie considerată ca **forța care inițiază acest mecanism de rupere**.

2. Ieșirea din lucru a panoului se poate produce și prin depășirea rezistenței la compresiune a zidăriei în diagonala comprimată (**Rd2**).

Pentru panourile cu proporții curente ($0.5 \leq \lambda_p \leq 2.0$) fisurarea în scară (**Rd3**) precede zdrobirea zidăriei la colțul cadrului [29] dar forța tăietoare corespunzătoare acestui tip de avarie este mai mică decât cea care se atinge la zdrobirea zidăriei la colțul cadrului.

În proiectare, forța tăietoare asociată fisurării în scară poate fi considerată ca valoare limită dacă se urmărește limitarea degradării panourilor.

Forța de compresiune în diagonala panoului depinde de suprafața de contact între panou și stâlpul adiacent. Valorile obținute de diferiți cercetători variază în funcție de ipotezele adoptate privind lungimea zonei de contact și forma distribuției de eforturi de compresiune pe această zonă.

Relația propusă în **CR6-2006** se bazează pe datele din [20].

Determinarea caracteristicilor geometrice și mecanice ale diagonalei comprimate - denumită și *diagonala echivalentă ca rezistență și rigiditate cu panoul de umplură* - definită prin *lățimea de zidărie efectivă* reprezintă problema cheie pentru stabilirea modelului de calcul.

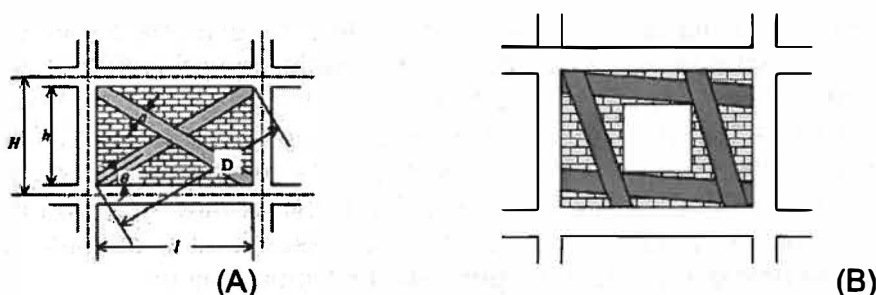


Figura C8.30

Diagonale comprimate în panouri de zidărie de umplură
(A) Panou plin (B) Panou cu gol central (schemă posibilă)

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 [29] [20] 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 deasemeni, variații importante, de la un cercetător la altul:

$$a = \frac{D}{4} \quad [25] \quad a = \frac{D}{5} \quad [26] \quad a = \frac{D}{10} \quad [15]$$

În **CR6-2006** s-a adoptat valoarea din [15] apreciind că valorile date de celelalte propuneri conduc la forțe nerealiste de mari în diagonala comprimată și prin urmare la dimensionări suplimentare ale grinzilor și stâlpilor

Pentru cadre metalice, cercetări mai vechi, au propus o lățime și mai mare a diagonalei: $a = \frac{D}{3}$ [13].

Un calcul mai exact a fost propus în [21] 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 $\frac{a}{D} \cong 0.56 \sin 2\theta (\lambda H_{ef})^{3.78}$
- în faza intermediară și, suficient de exact, până la rupere $\frac{a}{D} \cong 0.17 \sin 2\theta (\lambda H_{ef})^{3.90}$

Prevederea golurilor pentru ferestre în panourile de umplură ale cadrelor de fațadă conduce la reducerea capacității de rezistență și a rigidității acestora. Amplasarea acestor efecte depinde de poziția golului în panou. Poziționarea golurilor la colțurile panourilor (zona 1) nu poate fi acceptată deoarece împiedică transmiterea la cadru a forței de compresiune din diagonală. Dacă această situație nu poate fi evitată se neglijează aportul panoului respectiv. Golurile alăturate stâlpilor și grinzilor și amplasate în treimea centrală a acestora (zona 2) nu influențează rezistența și rigiditatea panoului și ca atare, în prezența lor panoul poate fi considerat plin. Prin amplasarea golurilor în zona centrală a panoului (zona 3) se reduc rezistența și rigiditatea panoului în funcție de raportul între aria golului și aria panoului. Această reducere se cuantifică, de regulă, prin reducerea lățimii diagonalei echivalente.

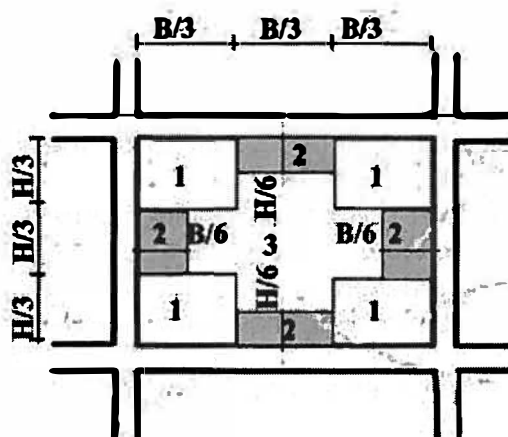


Figura C8.31.

Positionarea golurilor în panourile de umplură după [18]

- 1- zone în care nu se acceptă prevederea golurilor în panou
- 2 - zone în care golurile nu afectează rezistența și rigiditatea panoului
- 3- zona centrală în care se aplacează , de regulă golurile

În cazul panourilor cu un gol în zona 3, pentru care $A_{gol} \leq 0.6 A_{panou}$, în [12] se propune reducerea lățimii diagonalei prin înmulțire cu coeficientul subunitar:

$$\eta_{gol} = 0.6 \left(\frac{A_{gol}}{A_{panou}} \right)^2 - 1.6 \frac{A_{gol}}{A_{panou}} + 1 \quad (C8.16a)$$

Pentru cazurile în care $A_{gol} > 0.6 A_{panou}$ contribuția panoului respectiv se neglijează ($\eta_{gol} \equiv 0$).

În [22] coeficientul de reducere a lățimii diagonalei pentru cazul panoului cu un gol în poziție centrală este dat sub o formă mai simplă:

$$\eta_{\text{gol}} = 1 - 2.5 \frac{A_{\text{gol}}}{A_{\text{panou}}} \quad (\text{C8.16b})$$

cu condiția ca $A_{\text{gol}} \leq 0.4 A_{\text{panou}}$.

Dacă $A_{\text{gol}} \leq 0.05 A_{\text{panou}}$ efectul golului asupra lății diagonalei echivalente poate fi neglijat.

Lucrarea [12] 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:

$$F_{\text{Rd}}^{\text{reduc}}(zu) = k_{\perp} F_{\text{Rd}}(zu) \quad (\text{C8.17})$$

cu

$$k_{\perp} = 1 + \frac{1}{4} \rho_{\perp} - \frac{5}{4} \rho_{\perp}^2 \quad (\text{C8.18})$$

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 determinată conform **P100-1/2006**, cap.10.
- $F_R(\perp)$ forța capabilă uniform distribuită normală pe plan determinată conform **CR6-2006**, 6.6.6.
- k_{\perp} coeficientul de reducere a capacității de rezistență în plan $F_{\text{Rd}}(zu)$ datorită acțiunii seismice perpendiculară pe plan

8.7.5. Rezistența de proiectare a pereților cuplați

C8.7.5.(1) Condițiile enumerate fac parte din măsurile pentru realizarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice definit în **CR6-2006**, 2.2.1

Condiția **1a** este satisfăcută dacă, pentru montantul respectiv, la fiecare nivel (j), este verificată inegalitatea:

$$\sum_j^n F_j(H-h_j) - \left[\sum_j^n M_{\text{rc}}^{\text{cap}} + \frac{l_w}{2} \sum_j^n T_{\text{rc}}^{\text{asoc}} \right] \geq M_{\text{cap}}(N_{\text{asoc}}) \quad (\text{C8.19})$$

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 **1b** este satisfăcută dacă se respectă relația 8.8 (a se vedea **C8.7.4.(2)**).

Condiția 2 este satisfăcută dacă sub efectul momentului încovoiător din secțiunea de încastrare a riglei de cuplare rezistența la compresiune locală a zidăriei nu este depășită.

C8.7.4.(2) Relația (8.8) exprimă condiția ca rezistența la forță tăietoare a riglei de cuplare să fie mai mare decât forța tăietoare asociată mecanismului de cedare la încovoiere (cu articulații plastice la extremități). Coeficientul 1.25 include mai multe efecte care pot majora valoarea momentului capabil calculată conform **STAS 10107/0-90**: intrarea armăturilor în domeniul de consolidare în cazul cutremurelor majore, participarea armăturilor din placă, dacă sunt respectate condițiile de la (3), etc.

8.7.6. Rezistența de proiectare a pereților supuși la încovoiere perpendicular pe planul median

C8.7.6 Rezistența de proiectare a pereților supuși la încovoiere perpendicular pe planul lor se determină pentru ambele categoriile de pereți de zidărie:

- pereți structurali (inclusiv panouri de umplutură care conlucrează cu structura);
- pereți nestructurali (inclusiv panouri de umplutură care nu conlucrează cu structura).

Rezistența la încovoiere perpendicular pe plan se poate dezvolta prin două mecanisme:

1. Rezistența la întindere din încovoiere a zidăriei - (a) și (b) conform CR6-2006.
2. Efectul de arc - perete rezemat lateral (c) și perete rezemat sus și jos (d).

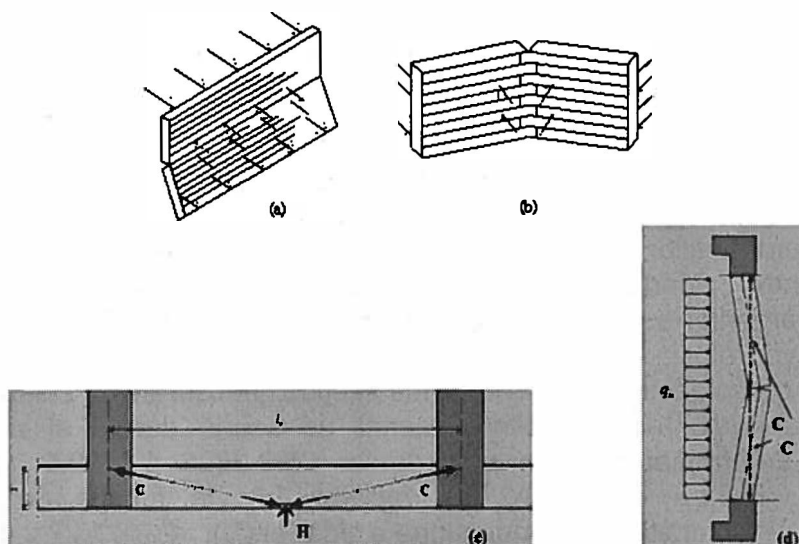


Figura C8.32

Rezistența zidăriei la încovoiere perpendicular pe plan
C- forța de compresiune din efectul de arc

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 menționăm în primul rând existența contactului direct între panou și cadru. Deasemeni, 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 **CR6-2006** 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, rezistența de proiectare a pereților structurali sub efectul încărcării seismice perpendiculare pe plan se determină conform **CR6, 6.6.6.** 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 **Cap.10.**

În cazul panourilor cu goluri la care $A_{gol} > 0.2 A_{panou}$ forța determinată ca mai sus se poate reduce, pentru un panou, cu un coeficient subunitar care înmulțește forța determinată pentru întreg panoul:

$$\eta_{gol}(\perp) = 1.25 \left(1 - \frac{A_{gol}}{A_{panou}} \right) \quad (C8.20)$$

Dacă $A_{gol} \leq 0.2 A_{panou}$ existența golului poate fi neglijată.

8.8. Calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui

8.8.1. Condiții generale

C8.8.1 Prevederile la care se face trimitere se referă la stabilirea caracteristicilor geometrice și a valorilor modurilor de elasticitate pentru calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui.

- Pentru zidăria nearmată (**ZNA**), ținând seama că sub efectul încărcărilor seismice de proiectare nu se acceptă eforturi de întindere se vor folosi:
 - * caracteristicile geometrice ale secțiunii nefisurate de zidărie;
 - * modulul de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei (E_z) determinat conform prevederilor **CR6-2006 4.1.2.2.1. (2)** sau cu valoarea din **CR6-2006, tabelul 4.9**, în funcție de rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei (f_k);
 - * modulul de elasticitate transversal calculat cu relația **CR6-2006, (4.9)**;
- Pentru zidăria confinată (**ZC**) și pentru zidăria cu inimă armată (**ZIA**) 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 modului de elasticitate longitudinal echivalent, de scurtă durată, ($E_{zc(z1A)}$) calculat cu relația **CR6-2006, (4.7)**;
- * $\frac{1}{2}$ din valoarea modului de elasticitate transversal echivalent ($G_{zc(z1A)}$) calculat cu relația **CR6-2006, (4.10)**.

8.9. Cerințe de calitate

8.9.1. Generalități

C8.9.1.(1) În cazul clădirilor amplasate în zone seismice care, în decursul perioadei de exploatare, pot fi solicitate (chiar de mai multe ori) de acțiuni laterale ciclice alterne de severitate ridicată, asigurarea și controlul calității au o importanță deosebită ținând seama de gravitatea consecințelor care pot rezulta din erori de proiectare și/sau de execuție. Necesitatea controlului riguros în ambele etape este susținută și faptul că, în aceste cazuri:

- procedeele de calcul și detaliile de execuție sunt mai complexe decât cele folosite pentru clădirile solicitate predominant de încărcări gravitaționale;
- realizarea efectivă a nivelului de performanță seismică proiectat este condiționată, în cea mai mare măsură, de asigurarea în șantier a tuturor condițiilor pentru aplicarea riguroasă a prevederilor din proiect.

Experiența cutremurelor trecute a arătat că principalele avarii s-au datorat mai ales erorilor de proiectare (de concepție sau de detaliere) și, în același timp, în multe cazuri, nerespectării în șantier a prevederilor din proiect. În aplicarea cu strictețe a prevederilor din proiect un rol decisiv îl are atât responsabilul tehnic cu execuția (din partea constructorului) cât și dirigintele de șantier (din partea investitorului).

Programele de asigurare și control a calității pentru proiectare și execuție trebuie să fie dirijate, în special, către subsamblurile/elementele structurale cu rol major pentru asigurarea rezistenței și stabilității structurii și elementelor nestructurale.

În acest spirit, sunt necesare, în primul rând, verificări privind îndeplinirea măsurilor de ancorare prevăzute în proiect pentru componentele arhitecturale și de instalații (numărul, tipul și calitatea prinderilor, în special). În cazul unor componente arhitecturale importante (fațade cortină, de exemplu), al utilajelor, dar și al altor echipamente electro-mecanice, proiectantul trebuie să impună condiții stricte pentru atestarea de către furnizor a capacității acestora de a prelua solicitările seismice probabile pentru amplasamentul respectiv. În absența acestor atestări, reprezentantul investitorului (dirigintele) trebuie să refuze montarea produselor respective în clădire.

8.9.2. Controlul calității la proiectare

C8.9.2.(2) Prevederea referitoare la verificarea panourilor de zidărie de umplutură are în vedere experiența cutremurelor trecute la care numeroase panouri din zidărie (înrămate în cadre sau izolate) au suferit avarii deosebit de importante, cu consecințe grave, în marea majoritate a cazurilor, din cauza deficiențelor de proiectare și de detaliere constructivă.

Verificarea rezistenței și stabilității panourilor de umplutură va avea în vedere:

- poziționarea panourilor în plan și în elevație și efectul acestora asupra condițiilor de regularitate structurală (în corelare cu valoarea factorului de comportare q folosit pentru dimensionare;
- existența unor zone susceptibile de a conduce la interacțiuni necontrolate;
- rezistența zidăriei în planul cadrului/peretelui;
- stabilitatea și rezistența panoului pentru acțiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui.

8.9.3. Asigurarea și controlul calității la execuție

C8.9.3.(1) Asigurarea și controlul calității execuției prezintă avantaje pentru toți participanții la procesul de construcție (investitor, proiectant, și executant). Principalul avantaj este că se crează condițiile ca structura rezultată să fie realizată în conformitate cu prevederile din planuri și din caietele de sarcini și, implicit, să aibă nivelul de siguranță care rezultă din aplicarea reglementărilor de proiectare.

Controlul trebuie să se refere la calitatea materialelor folosite, la poziționarea / detalierea armăturilor, la execuția zidăriei (în special raportul de țesere și umplerea rosturilor cu mortar) și la încadrarea în toleranțele geometrice prevăzute în norme.

Totodată pentru stabilirea coeficientului de siguranță γ_M este necesară stabilirea condițiilor de calitate pentru materiale conform **CR6-2006, 2.4.2.3.1.(1)** sau **2.4.2.3.1.(2)**. În cazul în care coeficientul de siguranță adoptat este $\gamma_M = 2.2$ în proiect trebuie să se menționeze explicit condițiile pentru materiale date în **CR6-2006, 2.4.2.3.1.** iar controlul execuției trebuie să confirme calitățile stabilite de proiectant.

Dacă din considerente economice și/sau tehnologice investitorul optează pentru materialele prevăzute în **CR6-2006, 2.4.2.3.1.(2)**, proiectantul va dimensiona structura cu coeficientul de siguranță pentru material $\gamma_M = 2.5$ cu consecințele respective privind dimensiunile elementelor de zidărie și cantitatea de armătură rezultate din calcule.

C8.9.3.(2) Îndeplinirea condițiilor de control *normal* permite utilizarea în calculele de dimensionare a valorii de referință a coeficientului de siguranță pentru zidărie la **SLU** ($\gamma_M = 2.2$) ceea ce conduce, în principal, la valori mai mici ale densității pereților structurali (prin reducerea lungimii/grosimii acestora), la posibilitatea adoptării unor înălțimi de nivel mai mari și la reducerea cantității de oțel din elementele de confinare.

În planurile de asigurare și control a calității, verificările efectuate pe parcursul execuției trebuie să aibă o frecvență mai mare pentru clădirile din clasele de importanță I și II precum și pentru toate clădirile (cu excepția celor provizorii) din zonele cu accelerații seismice mari (orientativ $a_g \geq 0.20g$).

C8.9.3.(3) Realizarea controlului *reduc* trebuie să fie comunicată proiectantului prin tema de proiectare dată de investitor deoarece această situație conduce la costuri de investiție suplimentare datorată adoptării coeficientului de siguranță $\gamma_M = 3.0$. Această prevedere nu elimină obligativitatea controlului în fazele determinante.

BIBLIOGRAFIE

- [1] ACI/ASCE/TMS Masonry Code, 2005
- [2] 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
- [3] 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
- [4] Anastassiadis, K., Avramidis, I.E., Athanatopoulou, A. *Critical comments on Eurocode8, sections 3 and 4, draft 1, may 2000*, Paper nr 095, 12th ECEE, London 2002
- [5] ANIDIS XI *Convegno Nazionale ANIDIS: L'ingegneria sismica in Italia*, Genova, 25-29 gennaio 2004
- [6] Association of Caribbean States - ACS *Model Building Code for Earthquake* Final Version, may 2003
- [7] ASTM C1391 *Standard test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA
- [8] Applied Technology Council ATC 3-06 *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, June 1978.
- [9] Benedetti, D., Tomaževic, M. *Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura* Ingegneria Sismica, vol. 1 no. 2, 1984
- [10] Bosiljkov, V., Zarnic, R., Bokan-Bosiljkov, V. *Strength and deformation properties of the URM brick wall under compression*
- [11] Drysdale, R.G., Hamid, A.A., Baker, L.R. *Masonry Structures. Behavior and Design* Pitice Hall, 1994
- [12] Ghassan Al-Chaar *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. US Army Corp of Engineers, Engineer Research and Development Center, January 2002
- [13] 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
- [14] *** Italia DM. 20.11.1987
- [15] *** 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
- [16] *** Italia *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*, ed. maggio 2005
- [17] 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
- [18] Kaushik, H.B. și alții *Code Approaches to Seismic Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review Earthquake Spectra*, Volume 22, No. 4, pages 961-983, November 2006; © 2006, Earthquake Engineering Research Institute
- [19] Lenza, P., *Non linear behaviour of masonry buildings under seismic actions* 11th WCEE, Paper n° 1833
- [20] Mainstone, R. J., *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames* Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1971
- [21] Mainstone, R. J., *Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames*, Current Paper

- CP13/74, BRE, London, 1974
- [22] Mondal, G., *Lateral Stiffness of Unreinforced Brick Infilled RC Frame with Central Opening*, Master of Technology Thesis, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, India, July 2003
- [23] Morlando, G. and Ramasco, R. *In tema di verifica sismica degli edifici in muratura. Quadreni di Teoria e Tecnica delle strutture* Università di Napoli - Istituto di Tecnica delle Costruzioni n° 562, 1984
- [24] Muto, K., Butler, D.W.: *Lateral Force Distribution Coefficients and Stress Analysis for Walled Frames* (1951)
- [25] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992.
- [26] Penelis, G. G., & Kappos, A. J., *Earthquake-resistant concrete structures*, E & FN Spon, London, 1997
- [27] Saneinejad, A., and Hobbs, B., *Inelastic design of infilled frames*", Journal of Structural Engineering, vol. 121, n. 4, pp. 634-650, 1995.
- [28] Sophocleous, A.A., Syrmakizis, C.C. *The Influence of Overstrength to the Structural Reliability of Structures*, Paper nr.689, 12th ECEE, Londra, 2002
- [29] Stafford-Smith, B., and Carter, C., *A method of analysis for Infilled Frames* Proc. ICE , v.44- 1969
- [30] Tassios, T. P., *Meccanica delle murature*, Liguori Editore, Napoli, 1988
- [31] Tomazevic, M., *Earthquake Resistance Design of Masonry Buildings* Imperial College Press, 1999
- [32] Tomazevic, M., Bosiljkov, V., Weiss, P. *Structural behaviour factor for masonry structures* 13th WCEE .Vancouver, Canada, 2004
- [33] Tomazevic, M., Klemenc, I., *Seismic Behaviour of Confined Masonry Walls* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.26, pp.1059-1071, 1997
- [34] 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
- [35] Turnšek, V., Cacovic, F. *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*. Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1971, pp.149-156
- [36] Turnšek, V., Sheppard, P. *The shear and flexural resistance of masonry walls* Proc. of the Intern. Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, 1980, pp.517-573
- [37] Uniform Building Code, cap.21, 2003
- [38] Uniform Building Code 1997, secțiunea 1630
- [39] Varela, J., Tanner, J. and Klingner, R. *Development of response modification coefficient and deflection amplification factor for design of AAC structural systems* 13th WCEE, 2004

Comentarii la Cap.9 – PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN

9.1.3 Concepția de proiectare

C9.1.3 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).

C9.1.3.1 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.

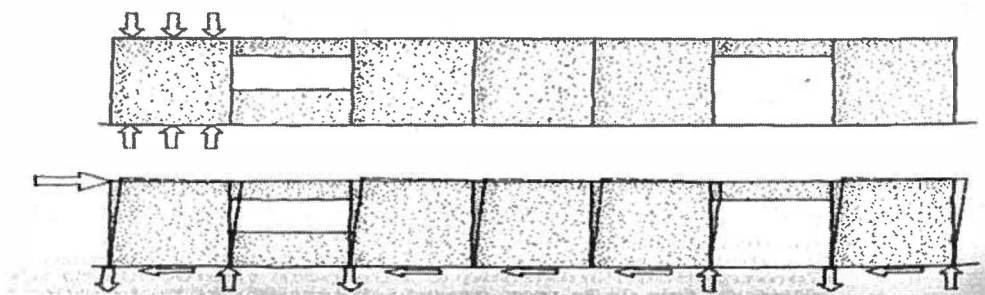


Fig. 9.1 Efectele acțiunilor verticale și orizontale

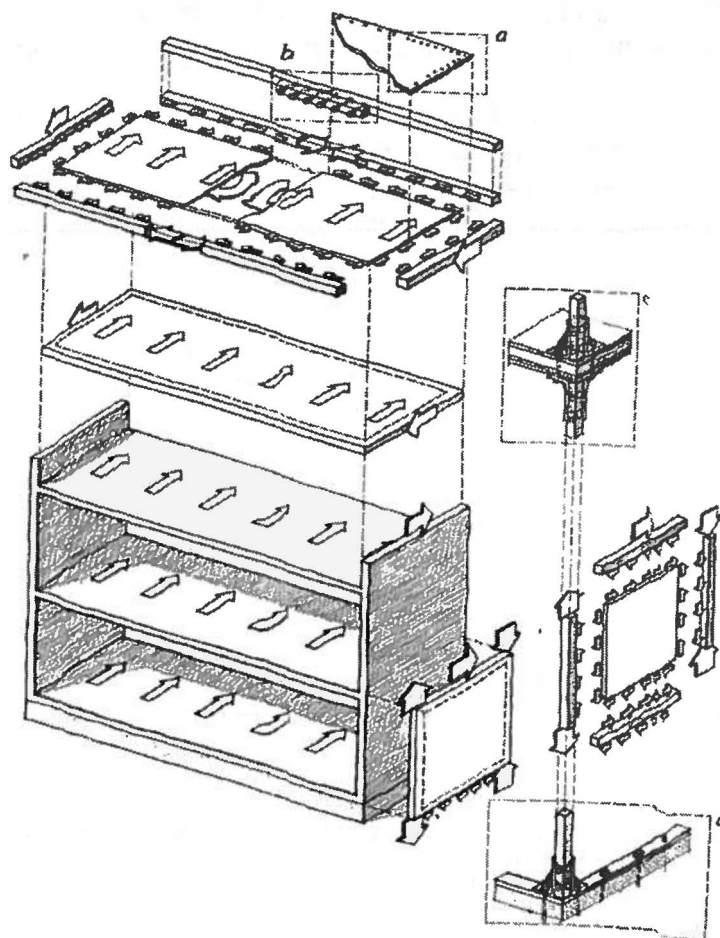


Fig.9.2 Detalii care asigură continuitatea la încărcări orizontale. (a) întărirea colțurilor; (b) continuitatea nervurilor întinse; (c) continuitatea montanșilor întinși; (d) preluarea ridicării și alunecării pe fundații cu ajutorul ancorărilor.

În figura 2.2 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 (fig.2.2, b) și să asigure continuitatea la colțuri, unde îmbinările dintre panouri trebuie să fie mai dese (fig.2.2, a).

Elementele de rezistență verticale trebuie să fie imbinat continuu pe înălțime pentru a

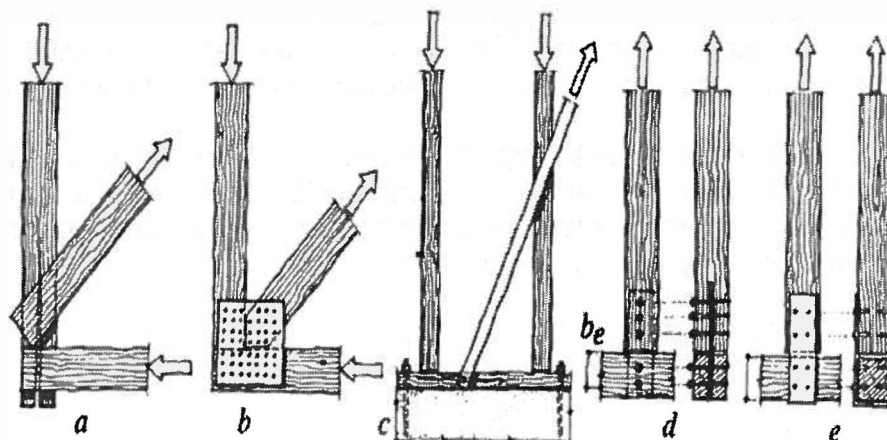


Fig. 9.3 Detalii de proiectare a îmbinărilor solicitate la întindere perpendiculară pe fibre (a) și (c) comportare nefavorabilă; (b), (d) și (e) comportare favorabilă.

asigură transmiterea uniformă a eforturilor verticale (fig.2.2, c).

Trebuie considerată în mod special întinderea perpendiculară pe fibre. Pentru aceasta, în figura 2.3, 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 2.3 b, d și e să nu fie excentrice.

C9.1.3.2 Imbinările 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 2.4 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.

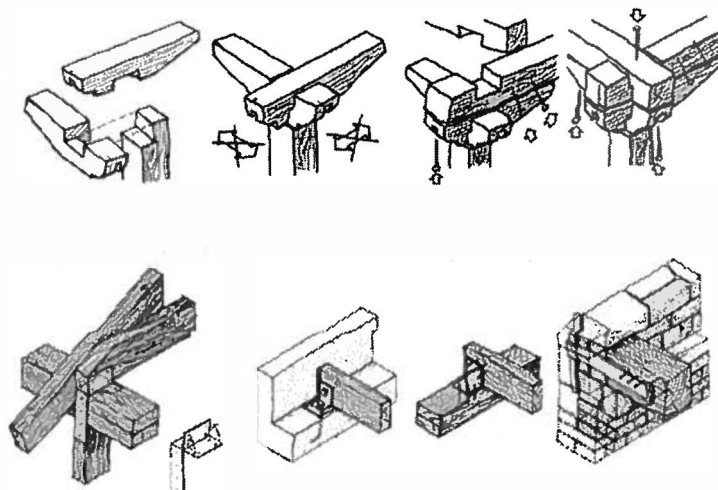


Fig. 9.4 Dispoziții constructive pentru prevenirea pierderii contactului pe reazeme în construcții vechi și moderne

9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

9.4.1. Reguli pentru elementele de îmbinare

C.9.4.1 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 încheiate 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 încheiate sau din bare perfect articulate pot fi considerate non-disipative, cu nici o posibilitate de plastificare.

Plastificarea și disiparea de energie poate să se producă în îmbinările diferitelor elemente doar în cazul îmbinărilor semirigide (îmbinări mecanice realizate cu elemente de îmbinare metalice).

Lemnul pus în operă se comportă:

- fragil, la întindere transversală pe fibre, la forfecare, la întindere axială, la încovoiere;
- semiductil, la compresiune axială;
- ductil, la compresiune transversală.

C.9.4.1.1 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.

C.9.4.1.2 Pentru a evita orice pierdere inacceptabilă de rezistență, trebuie respectate următoarele trei principii:

- proiectarea de piese de fixare care să împiedice smulgerea elementelor;
- prevenirea utilizării de materiale suspecte sau o rupere fragilă;
- utilizarea unor materiale cu o bună comportare sub sarcini repetate.

Comentarii la Cap.10 – PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR

10.1. Generalități

C10.1 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 Codul **UBC** (Uniform Building Code) din 1927 și se referă la asigurarea stabilității elementelor ornamentale, a parapeților 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 devine 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:

- **P13-63**: 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**.
- **P13-70** : păstrează în principal același nivel de forțe seismice de proiectare ca și **P13-63**; idem în ceea ce privește prevederile constructive.
- **P100-78** : prevede unele sporuri ale nivelului de forțe seismice de proiectare dar prevederile constructive pentru **CNS** lipsesc complet.
- **P100-81** : menține nivelul forțelor seismice din **P100-78**; apare un capitol important **Măsuri privind proiectarea și execuția instalațiilor pentru construcții**.

- **P100-92** : 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).

Vom menționa însă faptul că, în ultimii ani, chiar în condițiile aplicării prevederilor din **P100-92**, 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, parapetei (în marea majoritate a cazurilor, armările acestora fiind stabilite la "ochi" sau preluate din proiecte anterioare).

Semnalăm și 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 **10.6.(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 USA. 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** [29], 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.

10.1.1. Obiectul prevederilor

C10.1.1 (1) Necesitatea introducerii în Codul de proiectare seismică 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 posede 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 ($\frac{2}{3}$ 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 USA, 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 [27] :

- 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 **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.

C10.1.1.(3) 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:

$$C_{tot,CNS} = C_{i,CNS} + C_{r,CNS} + C_{ind,CNS} \quad (C10.1)$$

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 avarierea **CNS**.

Un studiu mai vechi din USA [42] arată că pentru clădiri cu structura în cadre sporul de cost pentru protecția **CNS** este numai de 1% indiferent de zona seismică a amplasamentului

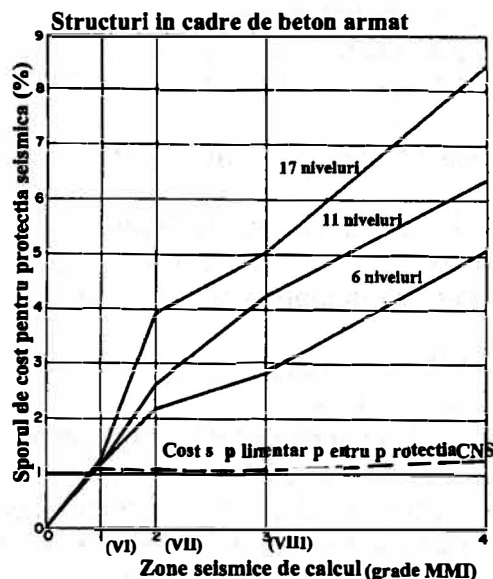


Figura C10.1 Costul protecției seismice a **CNS** la clădirile cu structura din cadre de beton armat

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 \$. [32].

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 acestora 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.

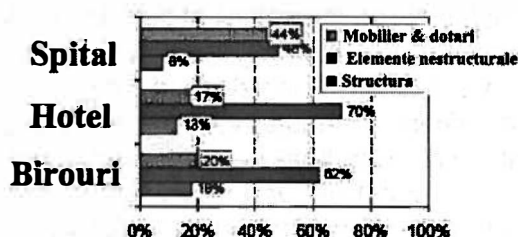


Figura C10.2
Costurile relative ale componentelor clădirilor [30]

C10.1.1.(4) 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.

10.1.2. Subsistemul componentelor nestructurale

C10.1.2. Pentru proiectarea seismică a **CNS** este importantă identificarea sensibilității diferitelor categorii de **CNS** la cele două categorii de efecte ale cutremurului menționate la 10.1.(4). 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 cvasielastic (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.

10.2. Cerințe generale de performanță seismică specifice CNS

C10.2 (1) Identificarea principalelor categorii de avarii pe care cutremurele le produc subsistemului **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 accesele 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: parapete, jardiniere, firme, antene și similare;
 - elemente de construcție aflate la nivelul acoperișului: lucame, comișe, 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 [16c] 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.
- Echipamente 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 (**PBSD** \Rightarrow *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 [36] și cu recomandările [16e] 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).

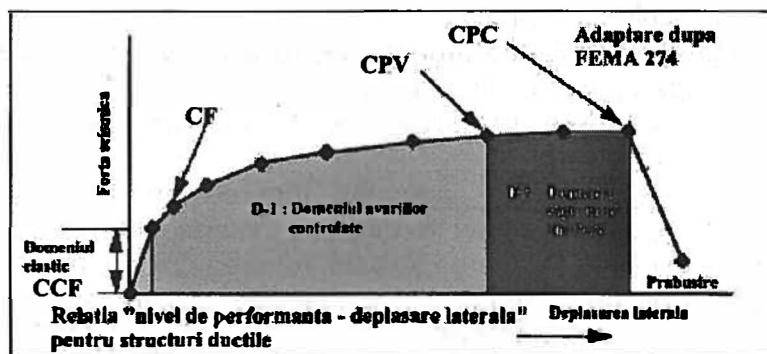


Figura C10.3a Domeniul avariilor controlate la structuri ductile [16b]

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.

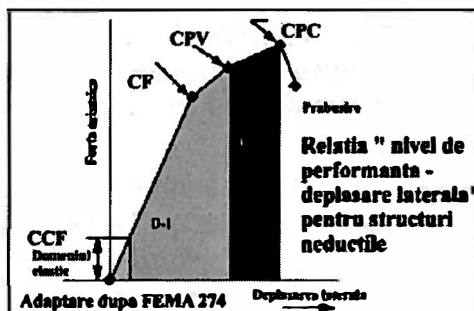


Figura C10.3b Domeniul avariilor controlate la structuri neductile [16b]

Descrierea comportării generale a subansamblului **CNS**, pentru fiecare dintre cele patru niveluri de performanță seismică (**NPS**) ale clădirii, a fost formulată în documentul [36] 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. 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) Exceptările menționate la acest punct au în vedere existența unui risc redus pentru siguranța vieții rezultat din coroborarea următoarelor considerente:

- nivelul de solicitare scăzut, corespunzător zonelor seismice cu $a_g \leq 0.12 g$;
- 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 greutateii și a înălțimii de montare, aceste elemente nu constituie pericol pentru siguranța vieții în cazul în care se răstoamă sau se deplasează din poziția în care sunt montate.

10.3. Calculul seismic al componentelor nestructurale

10.3.1. Principii și metode de evaluare a forței seismice de proiectare pentru CNS

C10.3.1(2) Calcul 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 acesteia 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 în practica curentă a celor două procedee menționate în acest aliniat.

10.3.1.1. Metoda spectrelor de etaj

C10.3.1.1 Grupul de procedee cunoscut în literatură sub denumirea de "metoda spectrelor de răspuns de etaj" permite simplificări ale calculelor 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 procedeuului 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 deasemeni 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 deasemeni 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*).

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.

10.3.1.2. Metoda forțelor static 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:

$$F_{CNS} = \frac{C_1 C_2 C_3 C_4}{C_5} G_{CNS} = c_{CNS} G_{CNS} \quad (C10.2)$$

unde c_{CNS} este un coeficient seismic global pentru componenta respectivă.

În formula de mai sus semnificația coeficienților $C_1 + C_5$ 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}).

Așa cum se vede, relația (10.1) din Cod acoperă integral structura formulei generale (C10.2).

În standardul european **EN 1998 -1 [18]** forța seismică static echivalentă pentru **CNS** este dată de o formulă (**C10.3**) în care se regăsesc toți parametrii exprimați prin coeficienții **C₁ + C₅** dar fără a fi explicați ca atare.

$$F_{CNS} = \frac{S_{CNS} W_{CNS} \gamma_{CNS}}{q_{CNS}} \quad (C10.3)$$

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:

$$S_{CNS} = \alpha S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_{CNS}}{T_0} \right)^2} - 0.5 \right] = \alpha S C_{2+3} \quad (C10.4)$$

Așa cum se poate constata, coeficientul notat **C₂₊₃** ține seama simultan de amplificarea accelerației terenului pe înălțimea clădirii - coeficientul **C₂** din (**C10.2**) - și de amplificarea dinamică dată de raportul între perioada proprie a **CNS** și perioada modului fundamental de vibrație al structurii - coeficientul **C₃** din (**C10.2**).

În relația (**C10.4**) 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 **P100-1/2006**);
- **T_{CNS}** - perioada proprie a **CNS**;
- **T₀** - perioada modului fundamental de vibrație al structurii.

În **P100-1/2006**, relația (10.1), 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 :

$$K_z = 1 + m \frac{z}{H} \quad (\text{C10.5})$$

Relația (C10.4) din EN 1998-1 se poate reduce deasemeni, la limită la forma (C10.5) deoarece în cazurile curente, componentele nestructurale sunt mult mai rigide decât structura (cu excepția unor conducte sau elemente similare) și, ca atare, avem $T_{\text{CNS}} \ll T_0$. 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 tot de ecuația (C10.5) cu $m = 1.5$

$$C_{2+3} = 1.5 \left(1 + \frac{z}{H} \right) - 0.5 \equiv 1 + 1.5 \frac{z}{H} \quad (\text{C10.6})$$

ceea ce conduce la $C_{2,\text{max}} = 2.5$ pentru $z = H$

Pentru CNS care nu se încadrează în aceste condiții, amplificările date de relația (C10.4) prezintă unele particularități care necesită o examinare mai atentă.

Pentru alte reglementări de referință, relațiile care exprimă amplificarea pe înălțimea clădirii sunt:

- UBC 97 $\Rightarrow C_2 = 1 + 3 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,\text{max}} = 4.0$ pentru $z = H$
- IBC 2003 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,\text{max}} = 3.0$ pentru $z = H$
- Japan Standard 1992 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2.3 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{c,\text{max}} = 3.3$ pentru $z = H$
- NZS 4203:1992 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2 \frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,\text{max}} = 3.0$ pentru $z = H$
- IS 1893 $\Rightarrow C_2 = \text{constant} \Rightarrow C_{2,\text{max}} = 1.0$ pentru $z = H$

Menționăm 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 USA 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 C10.2 alcătuit pe baza datelor din [22].

Tabelul C10.2

Valori K_{zH}	Cutremurul			Toate datele
	30.08.1986	30.05.1990	31.05.1990	
	8 înreg.	12 înreg.	10 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 C10.4) [35]

Rezultatele individuale, pe cele trei clădiri la care ambele aparate au funcționat la toate cele trei cutremure, prezintă deasemeni variații foarte mari de la un cutremur la altul (tabelul C10.3). 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 C10.3

Clădirea	Înălțime	Direcția	Cutremurul		
			30.08.1986	30.05.1990	31.05.1990
Brăila Bloc Unirea	S+P+ 11E + ET	L	2.40	2.30	1.51
		T	4.43	2.60	1.58
Galați Țiglina -Bloc I1	S+P+ 10E + ET	L	2.73	1.80	2.76
		T	1.82	1.88	1.81
Ploiești -Vest Bloc 149 C	S+P+ 10E + ET	L	2.68	4.65	2.48
		T	2.03	4.98	2.50

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 codul P100-1/2006 prevede obligativitatea echipării cu aparate de înregistrare a clădirilor mai înalte de 50 m sau cu mai mult de 16 etaje situate în zone seismice cu accelerația de proiectare $a_g \geq 0.24g$.

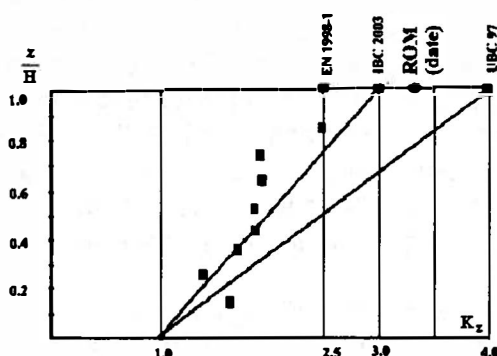


Figura C10.4. Variația accelerației seismice pe înălțimea clădirii [16e]]

C10.3.1.2.(3) 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

$$\frac{\beta_{CNS}}{q_{CNS}} K_z \leq 4.0 \quad (C.10.7)$$

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 $z \geq 0.7 H$ 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 C10.5.

2° Limita inferioară - relația (10.3) - 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 (10.3) 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 C10.5.

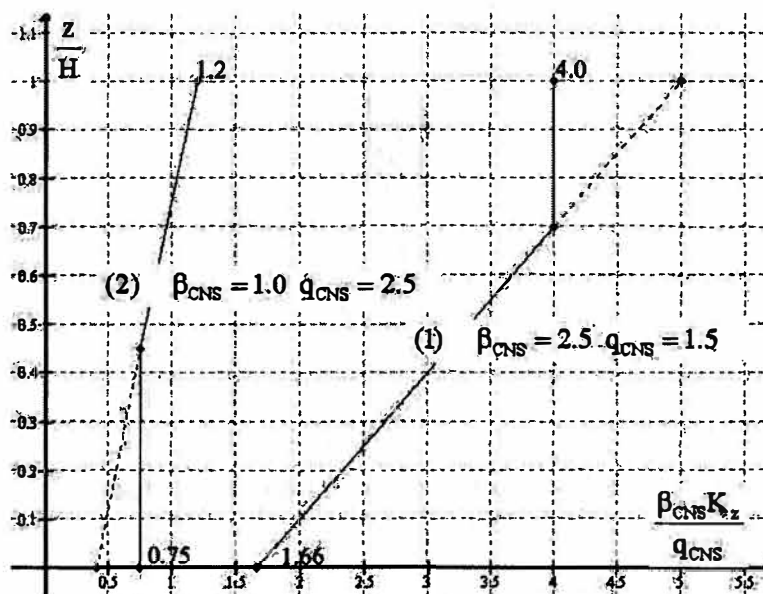


Figura C10.5. Limitări ale forței seismice convenționale pentru **CNS** [35]

În **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 la elaborarea **Anexei naționale**:

- pentru cazurile în care $T_{CNS} \cong T_0$ 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 $T_0 \cong 0.3 \div 0.5$ 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 Codul **P100-1/2006**, s-au prevăzut limitări similare celor din recomandările **FEMA**.

C10.3.1.2.(5) 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 deasemeni considerată ca încărcare uniform distribuită (a se vedea *Exemplul de calcul nr.4*). 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 C10.6).

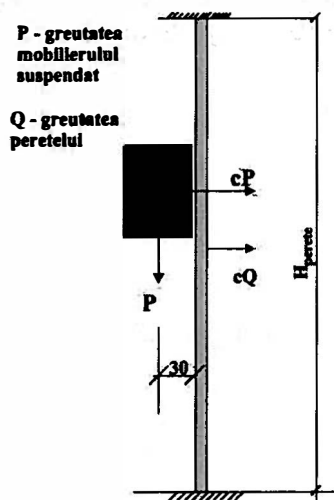


Figura C10.6 Forțe seismice convenționale perpendiculare pe planul unui perete nestructural

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 *Exemplul de calcul nr.4*).

C10.3.1.2.(6) Reglementările specifice referitoare la rafturile de depozitare din spațiile accesibile publicului, montate la cota ± 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 parcursul unei zile.

Coeficientul de comportare propus a fost validat de încercări și este preluat de **FEMA 450** din standardul de specialitate [3]. Valoarea $q_{CNS} = 4.0$ corespunde rafturilor contravântuite cu diagonale concurente în noduri. În cazul rafturilor alcătuite din cadre cu noduri rigide se recomandă $q_{CNS} = 6.0$. Aceste valori se adoptă pentru direcția respectivă dacă sistemele structurale sunt diferite în lungul raftului și perpendicular pe acesta.

Coeficientul 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 cădererea 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.[16f]

10.3.1.3. Coeficienți de calcul pentru componentele nestructurale

10.3.1.3.1. Coeficientul de importanță pentru CNS (γ_{CNS})

C10.3.1.3.1 Coeficientul de importanță γ_{CNS} corectează valorile răspunsului seismic pentru a ține seama de:

- consecințele unei eventuale prăbușiri/avarii 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 **EN 1998-1**, valorile coeficientului de importanță (notate γ_a) sunt atribuite pe baza a două principii:

- $\gamma_a \geq 1.5$, 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);

- $\gamma_a \equiv \gamma_i$, pentru toate celelalte cazuri (unde γ_i este coeficientul de importanță al clădirii în care se află componenta respectivă);

Notă. EN 1998-1 are în vedere patru clase de importanță și propune coeficienți de importanță identici cu cei din P100-92; clasele de importanță sunt numerotate invers \Rightarrow clasa IV (EN 1998-1) \equiv Clasa I (P100-1/2006).

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, $I_p = 1.0$.

10.3.1.3.2. Coeficientul de amplificare dinamică al CNS (β_{CNS})

C10.3.1.3.2 Coeficientul 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 (a se vedea comentariul C10.3.1.2(2)), în standardul EN 1998-1 acest coeficient este comasat cu coeficientul de amplificare pe înălțimea clădirii.

Utilizarea în practica curentă de proiectare a formulei (C10.4) 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 (a se vedea *Exemplele de calcul nr. 1 și nr.4*)
- 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 **P100-1/2006** s-a optat pentru valori fixe ale coeficientului 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 coeficientului β_{CNS} (*Exemplul de calcul nr.4*)

10.3.1.3.3. Factorul de comportare al CNS (q_{CNS})

C10.3.1.3.3 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 suprazistența 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 **EN 1998-1**, coeficienți unici.

În standardul european **EN 1998-1**, pentru acest coeficient- 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 C10.4

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 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 [16d] 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 alterne până la deformația limită.
- Componentă cu deformabilitate mică: componenta a cărei deformabilitate este ≤ 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.
- $R_D = 3.50$ pentru:
 - * sisteme de conducte cu elemente și prinderi cu deformabilitate mare;
 - * instalații electrice generale;
 - * sisteme de distribuție.

10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS

C10.3.2.(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 avariare 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. A se vedea figura C10.28.

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.

C10.3.2.(4) Coeficientul v pentru determinarea forței seismice de proiectare pentru

care se calculează deplasările relative ale punctelor de prindere ale **CNS** diferă de cel

dat în anexa **E** la **P100-1/2006** pentru elementele structurii și este stabilit independent

de materialul din care este executată structura principală a clădirii.

Valoarea $v = 0.7$ 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.

10.4. Proiectarea seismică a componentelor nestructurale

10.4.1. Prinderi și legături

10.4.1.1. Principii generale de proiectare

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 10.5.3.

În particular, pentru anumite categorii de **CNS**, cum sunt fațadele cortină, sistemul structural propriu poate căpăta eforturi 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 detalieri 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. Deasemeni 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 detalieri 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 Codului 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 $a_g \geq 0.24+0.28 g$ - 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.

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 reducerea 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 compresie 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.

10.4.2. Interacțiuni posibile ale CNS

10.4.2.1. Interacțiunile CNS cu elementele/subsistemele structurale

C10.4.2.1(1&2) 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 alterne (se recomandă folosirea unui model cât mai simplu și acoperitor);
- sunt necesare măsuri speciale de alcătuire /detaliere constructivă a zonele de contact cu grinzile/stâlpii alăturați.

10.4.2.2. Interacțiuni cu alte CNS

C10.4.2.2(1) 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 deasemeni la consecințele menționate mai sus.

10.4.3. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale

10.4.3.1. Principii generale de proiectare

C10.4.3.1(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).

10.4.3.2. Reguli de proiectare specifice pentru componentele arhitecturale

10.4.3.2.1. Reguli de proiectare specifice pentru elementele componente ale anvelopei

C10.4.3.2.1(1) În concepția Codului, 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 rupei. 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. 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.



Figura C10.7 Prăbușirea pereților de fațadă rezemați pe console [31]

C10.4.3.2.1(2) 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 conform **C.10.4.1.1.(7)**.

C10.4.3.2.1(4) Prevederile Codului 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;

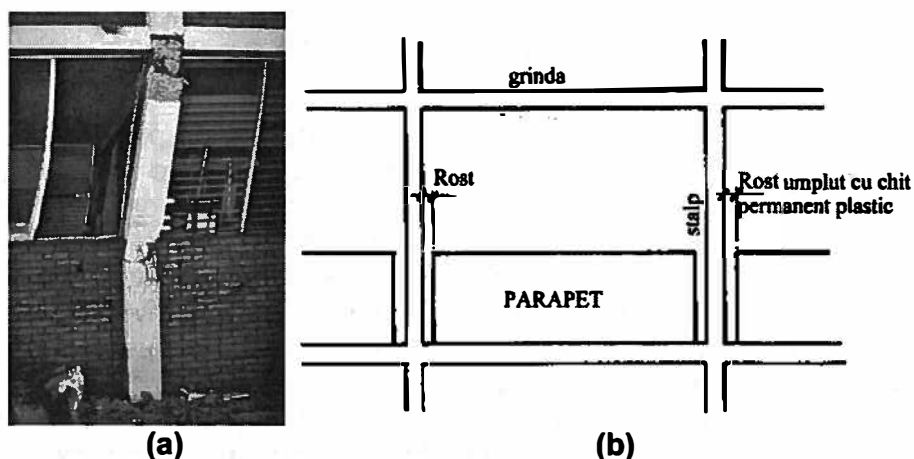


Figura C10.8. Interacțiune necontrolată

- (a) Formarea stâlpilor scurți prin parapetul ferestrelor [40]
 (b) Separarea parapetilor de zidărie de structura în cadre [23]

- 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

10.4.3.2.2. Reguli de proiectare specifice pentru tavanele suspendate

C10.4.3.2.2 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 ventilație, 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. Deasemeni 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 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. Subliniem 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 tencuială 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, amplasarea avariilor a fost mai mică.

În sfârșit, vom semnală 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).

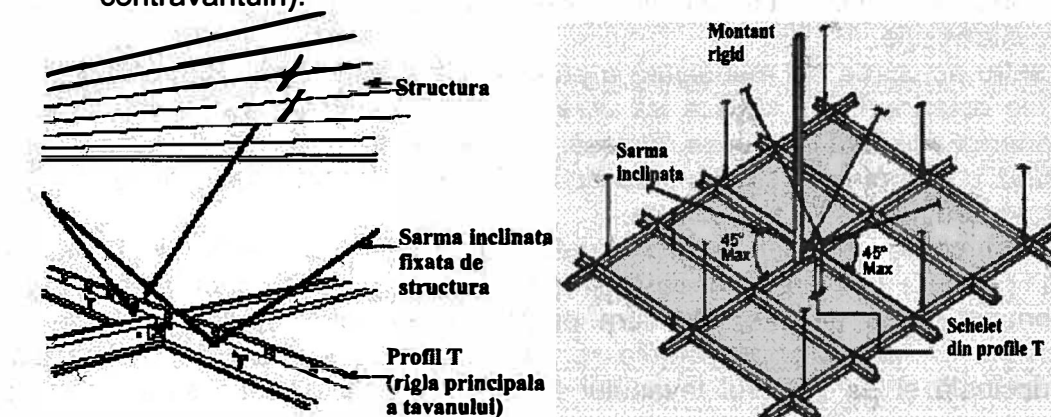


Figura C10.9. Sisteme de prindere a tavanelor suspendate

În cazul tavanelor 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 tavanelor 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 250 m² (cu rezemare pe contur) sau circa 100 m² (fără rezemare pe contur);
- pentru tavanele al căror intrados continuu depășește circa 9.0 m 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 C10.10. Stand pentru încercarea tavanelor suspendate [44]

Cercetările prezentate în [44] s-au realizat prin construirea unui model de încăpărire cu dimensiunile în plan 8.2×4.95 m (circa 40 m^2) 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 [7] 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 $a_t = 0.33\text{g}$ (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 Codului P100-1/2006 pentru zonele $a_g = 0.28\text{g}$ și $a_g = 0.32\text{g}$.

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 C10.5

Tipul tavanului	Elemente de prindere			Accel.d e 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 deformate 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

10.4.3.2.3. Reguli de proiectare specifice pentru elementele de compartimentare

C10.4.3.2.3(1) Prevederea se referă la asigurarea rezistenței pereților de compartimentare realizați din zidărie pentru acțiunea directă a cutremurului (perpendiculară pe planul peretelui).

Valoarea forței seismice perpendiculară pe plan se determină conform **10.3.1.2.**

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 C10.6). 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 **EN 1996-1** preluate în **CR6-2006**, 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 planșeul superior); deasemeni 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).

C10.4.3.2.3(2) În cazul clădirilor din clasele de importanță I și II verificarea pereților la acțiunea perpendiculară pe plan trebuie să fie făcută atât pentru **SLS** cât și pentru **ULS**.

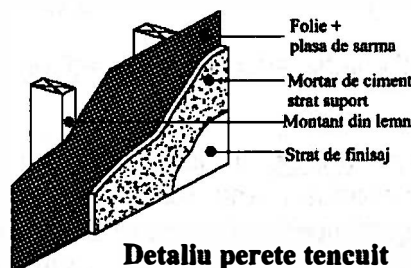
În cazul verificării la **SLS**, criteriul de acceptare, pentru evitarea fisurării extinse este limitarea valorii săgeții peretelui sub efectul încărcărilor de proiectare.

În **EN 1998-1** și în **P100-1/2006** 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) : $f_{adm} = H_{etaj} / 400$

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.



Detaliu perete tencuit

Figura C10.11. Alcătuirea pereților ușori folosiți la încercările prezentate în [4]

Pentru verificarea la **SLS**, în vederea protejării finisajelor, săgeata perpendiculară pe plan nu trebuie să depășească $H_{et}/200$ -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 pretelui, 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) [4].

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 $h_{\text{etaj}} = 3.60$ m deplasările relative de nivel admisibile d_r sunt:
 - * clădire complet funcțională: $ID = 0.2\% \dots d_r = 0.72$ cm
 - * clădire funcțională: $ID = 0.4\% \dots d_r = 1.44$ cm
- Pentru o clădire de locuit cu $h_{\text{etaj}} = 3.00$ m deplasările relative de nivel admisibile d_r sunt:
 - * clădire complet funcțională: $ID = 0.2\% \dots d_r = 0.60$ cm
 - * clădire funcțională: $ID = 0.4\% \dots d_r = 1.20$ cm

Rezultatele încercărilor au arătat următoarele informații semnificative:

Panouri cu fețe tencuite (figura C10.12a)

- 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 ≤ 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.

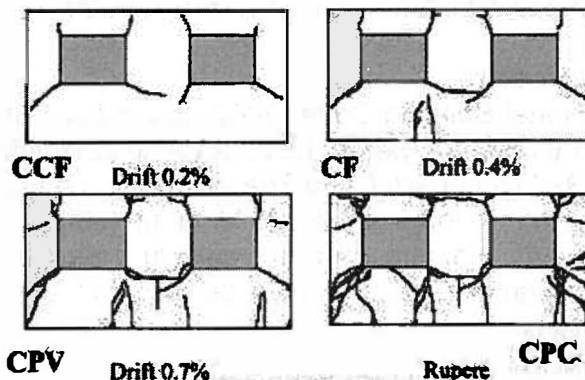
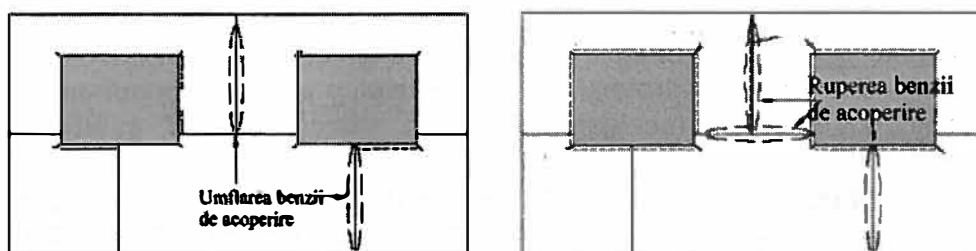


Figura C10.12a. Evoluția avariilor la pereții ușori cu fețe tencuite

Panouri cu fețe din plăci de ipsos (figura C10.12b)

- 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 cuie din locașuri.



(a) Clădire complet funcțională

(b) Clădire funcțională

Figura C10.12b. Evoluția avariilor la pereții ușori cu fețe din panouri de ipsos

C10.4.3.2.3(3) 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.

C10.4.3.2.3(4) Pentru justificarea fragmentării panourilor cu stâlpișori și centuri a se vedea și **C10.4.3.2.1(2)**. În cazul structurilor alcătuite din cadre de beton armat alcătuirea sistemului de centuri și stâlpișori nu va conduce la modificarea schemei structurale (scurtarea stâlpilor și/sau grinzilor).

C10.4.3.2.3(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.

10.4.3.2.4. Reguli de proiectare specifice pentru fațadele vitrate

C10.4.3.2.4(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.

Note. 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.

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 100 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 30 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.

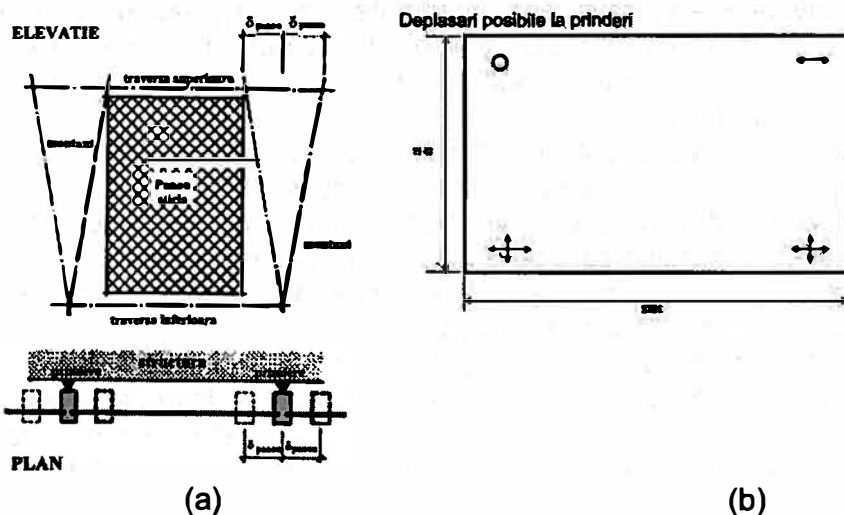


Figura C10.13. Deplasarea panourilor de sticlă ale fațadelor cortină
(a) Panouri de sticlă în schelet metalic (b) Panouri de sticlă fixate în puncte izolate

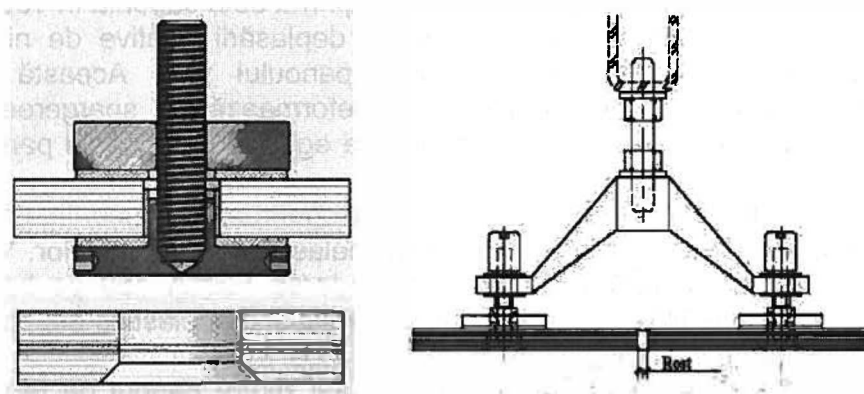


Figura C10.14. Detalii de prindere a sticlei în puncte izolate

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 avariarea colțurilor sticlei și degradarea garniturilor) a

fost depășită pentru un cutremur moderat iar **ULS** (asociată cu fisurarea extinsă/generalizată și căderea bucăților 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/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.

C10.4.3.2.4 (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 [37] și este bazată pe o formulă pentru calculul deplasării relative de nivel care produce contactul între sticlă și rama panoului [12]. 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 (10.6) 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 [43] care au arătat că deplasările inelastice ale structurilor pot fi subestimate în unele cazuri cu până la 30%

Formula (6.10) care stabilește spațiul necesar dintre panoul de fereastră și cadrul său derivă din relația propusă de [12]

$$\Delta y - \Phi H = 2c \left(1 + \frac{H}{B} \right) \quad (C10.8)$$

pentru cazul în care spațiile libere, orizontal și vertical, nu sunt egale.

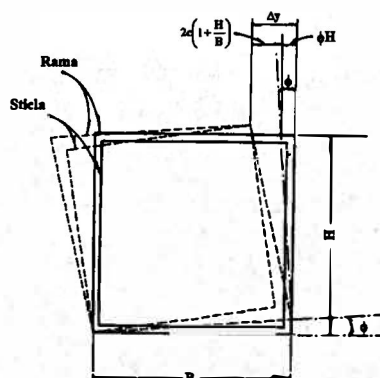


Figura C10.15 Geometria deplasării ferestrelor datorită cutremurului

Expresia (C10.8) este stabilită 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

$$\Delta y - \Phi H = 2c \left(1 + \frac{H}{B} \right) \left(0.36 - \frac{0.115B}{H} \right) \quad (C10.9)$$

C10.4.3.2.4(5) 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).

C10.4.3.2.4(6) 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 C10.16. (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 C10.17.



Figura C10.17. Încercarea unei ferestre cu sticla protejată cu pelicula transparentă [19]

10.4.3.2.5. Reguli de proiectare specifice pentru gardurile de incintă.

C10.4.3.2.5(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 C10.18. 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 de zveltețe (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.

10.4.3.2.6. Reguli de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din construcție

C10.4.3.2.6(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 căderea 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 C10.19. Ruperea 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 atâmate (care pot oscila) nu este permisă;
- obiectele de mobilier sau vitrinele amplasate pe căile de acces vor avea sticlă securizată.

10.4.4. Proiectarea seismică a instalațiilor

10.4.4.1. Gruparea instalațiilor în categorii seismice

C10.4.4.1 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 Codului 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 hidforului 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.

10.4.4.2. Condiții generale de proiectare pentru sistemele de instalații

C10.4.4.2(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.

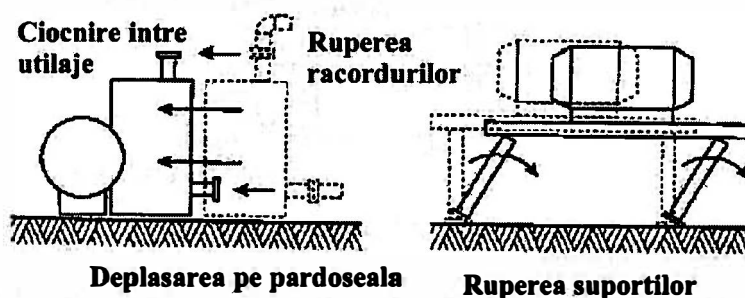


Figura C10.20. Posibilități de avariere a utilajelor

C10.4.4.2(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.

C10.4.4.2(3) În cazul clădirilor din clasa I de importanță și expunere 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 USA procedeele de **calificare seismică** sunt standardizate pentru realizarea unei siguranțe uniforme pe întreg teritoriul [2].

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.

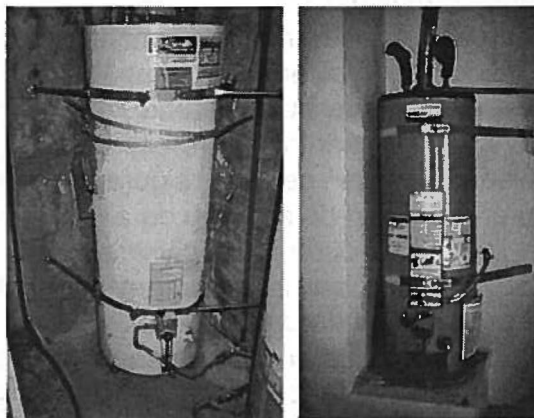


Figura C10.21. Dispozitive de fixare pentru boilere livrate de furnizor

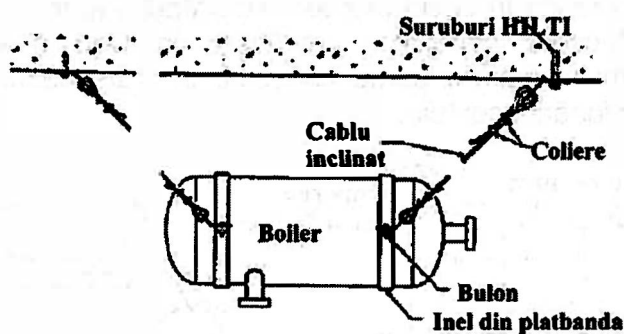


Figura C10.22. Fixarea boilerelor suspendate [39]

C10.4.4.2(4&5) Prevederile are ca scop evitarea ieșirii complete din funcțiune a instalațiilor prin avarierea/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.

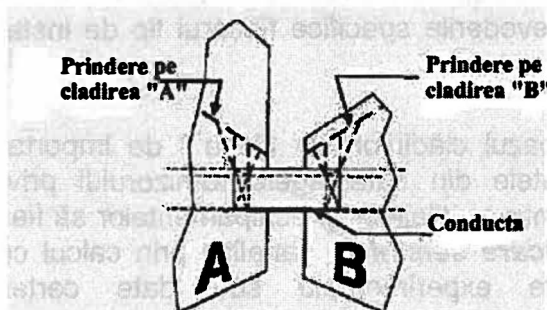


Figura C10.23. Solicitarea conductelor la rostul între tronsoanele adiacente

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 C10.24. Dispozitiv automat (valvă) pentru oprirea alimentării cu gaz natural [26]

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.

C10.4.4.2(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 avariarea altor componente sau chiar ieșirea din lucru a sistemului.

C10.4.4.2(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.

C10.4.4.2(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.

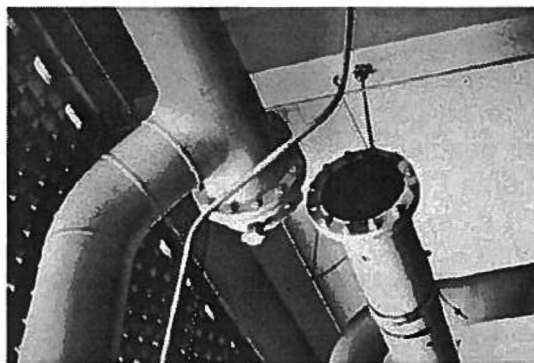


Figura C10.25.Ruperea îmbinării între tronsoanele unei conducte [16a]

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.4*).

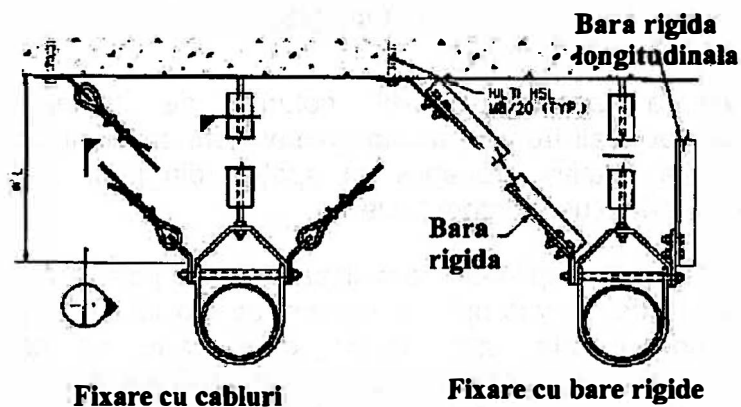


Figura C10.26.Fixarea conductelor suspendate [39]

C10.4.4.2(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 izolatoarelor dar, mai ales la deteriorarea legăturilor cu celelalte componente ale sistemului (conducte/canale de legătură).

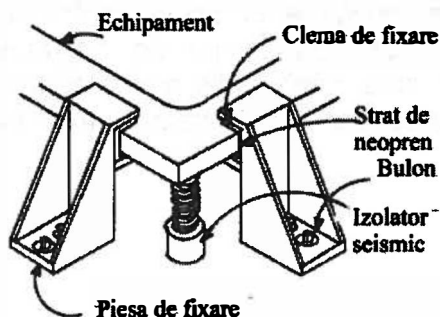


Figura C10.27.Fixarea laterală a echipamentelor montate pe izolatori de vibrații [16a]

10.4.4.3. Reguli de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente și/sau subansambluri de instalații

10.4.4.3.1. Reguli de proiectare specifice pentru instalații sanitare

C10.4.4.3.1(2). Preluarea deplasărilor relative ale conductelor între punctele de prindere pe structură sau între echipamentele la care sunt conectate se realizează prin legături flexibile.

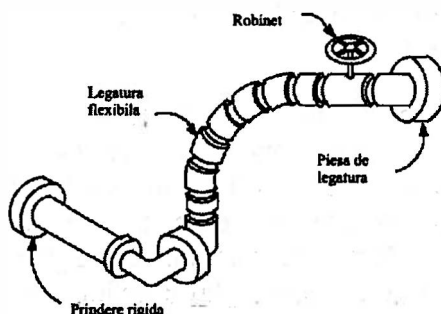


Figura C10.28. Legătura flexibilă între conducte. [16a]

C10.4.4.3.1(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).

10.4.4.3.2. Reguli de proiectare specifice pentru instalații electrice și de iluminat

C10.4.4.3.2 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.

10.4.4.3.3. Reguli de proiectare specifice pentru instalații de condiționare, de încălzire și de ventilație

C10.4.4.3.3(1) Prevederile Codului au la bază datele existente privind comportarea sistemelor de instalații de condiționare, de încălzire și de ventilație la cutremurele trecute. Informațiile din USA 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 [38]. 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 rupeți fragile datorită incursiunilor avansate în domeniul postelastic (ca urmare a oscilațiilor cu amplitudini mari).

S-au identificat deasemeni 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 asiguratorii 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 avaria și sistemele de canale de aer de care sunt legate). Deasemeni, 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.

C10.4.4.3.3(2) Criteriile pentru acceptarea excepțiilor de la obligativitatea prevederii legăturilor pentru blocarea deplasărilor laterale sunt similare cu cele date la **C10.4.4.3.1(3)**.

C10.4.4.3.3(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.

10.4.4.3.4. Reguli de proiectare specifice pentru instalații speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc)

C10.4.4.3.4(1) În unele țări, construcția utilajelor care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate se face pe baza unor reglementări specializate, de exemplu [6] care au în vedere o rezervă de siguranță suficientă față de nivelurile avansate de avariere susceptibile de a conduce la pierderea etanșeității și la scurgeri ale conținutului care ar putea pune în pericol viețile operatorilor.

Codul 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. Deasemeni aceste condiții trebuie să stea la baza acordurilor tehnice pentru importurile provenite din țări neseismice.

C10.4.4.3.4(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.

10.4.5. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice

10.4.5.1. Reguli generale de proiectare

C10.4.5.1(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.

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 [10].

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 USA 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 [17], 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.

C10.4.5.1(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.

Pentru scările / trotuarele rulante, în unele reglementări [17] 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 reazeme 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 reazeme 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.

C10.4.5.1(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.[45]

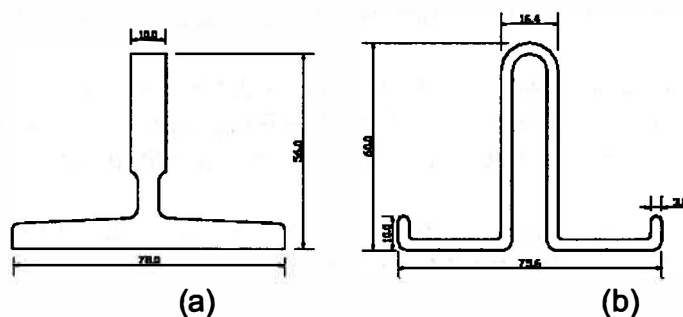


Figura C10.30. Glisieră pentru ascensoare folosite în Taiwan [45]
(a) Profile laminate (b) Profile din tablă îndoită

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 Codului de proiectare pentru instalațiile noi și adoptarea unor măsuri de consolidare pentru ascensoarele existente.

10.4.6. Măsuri specifice pentru protecția la acțiunea seismică a mobilierului din construcții

10.4.6.1. Categoriile de construcții și de mobilier/aparatură care necesită protecția la acțiunea seismică

C10.4.6.1(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 C10.31. Testarea stabilității și prinderilor pentru calculatoarele personale [19]

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.

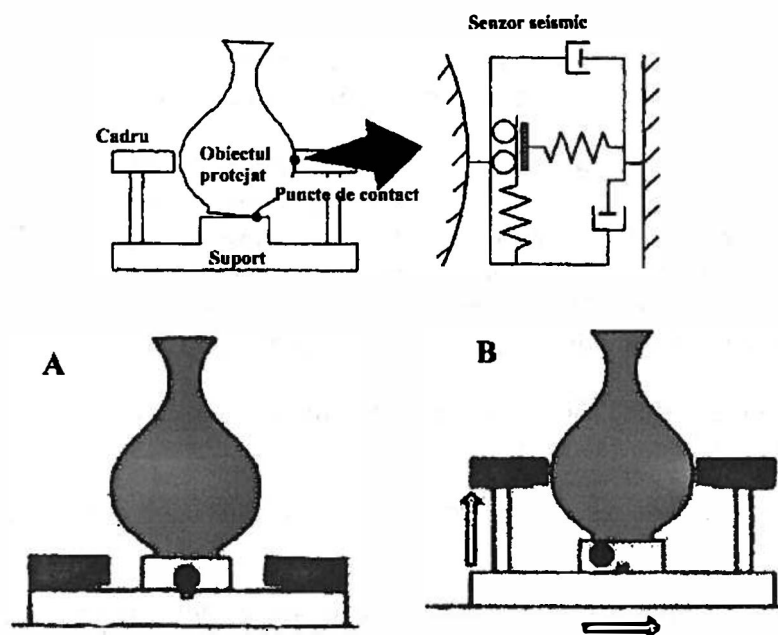


Figura C10.32. Dispozitiv automat pentru protecția exponatelor din muzee
A. Poziția suportului în condiții normale B. Poziția suportului în timpul cutremurului

Protecția rafturilor din marile depozite accesibile publicului are în vedere riscul ridicat de afectare a integrității fizice a unui număr mare de persoane.

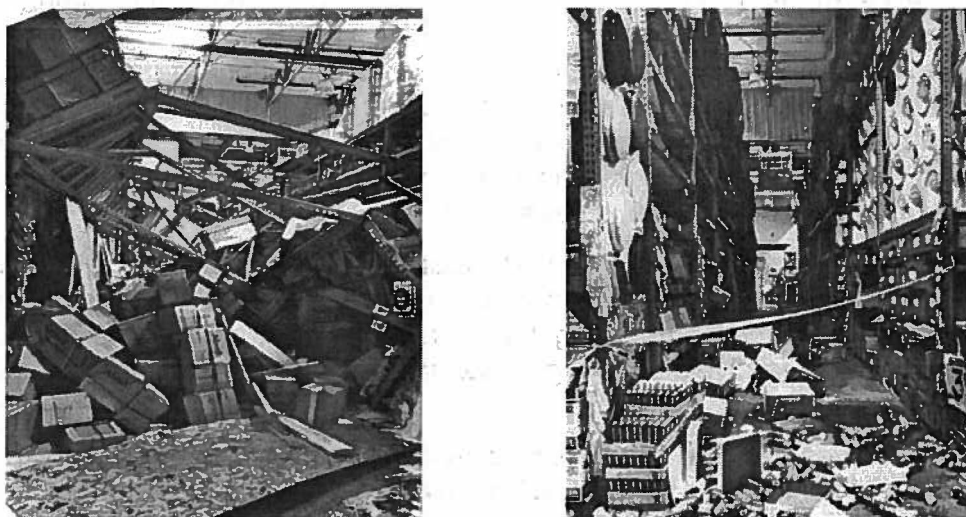


Figura C10.33. Avarii la rafturi etajate în depozite [16f]

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 deterioarea 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.

10.4.6.2. Reguli generale de proiectare

C10.4.6.2(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.

C10.4.6.2(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**.

10.5. Verificarea siguranței CNS la acțiunea seismică

10.5.2. Încărcări de proiectare

C10.5.2.(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).

C10.5.2.(5) Măsura are un caracter asigurator 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)

C10.5.2.(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 vârf 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.

10.5.1. Deplasări de calcul

C10.5.3 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 amplitudinea deformațiilor inelastice ale acestora (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.

10.5.2. Reguli generale pentru verificarea siguranței **CNS** la acțiunea seismică

C10.5.4.(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.

C10.5.4.(2) A se vedea comentariile **C10.4.1.1** și **C10.4.1.2**.

C10.5.4.(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 componente 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 componente sau ale ansamblului din care face parte sub efectul mișcării/deplasării structurii.

10.5.3. Modele de calcul

C10.5.5 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 deasemeni 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}

10.5.5.1. Verificarea condițiilor de stabilitate, de rezistență și de rigiditate

C10.5.5.1(1) A se vedea comentariile de la **10.4.1.2**.

C10.5.5.1(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.

C10.5.5.1(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. Orientativ, în lipsa unor date mai precise, pentru aceste valori se pot adopta limitele date în NZS 4203:

- Deformații normale pe plan
 - * pereți din zidărie H/400
 - * pereți din gips carton H/200
 - * pereți cu finisaje uscate H/300
- Deformații în plan
 - * pereți din zidărie H/600
 - * pereți din gips carton H/200

A se vedea și **C10.4.3.2.3(8)**.

10.6. Asigurarea calității la proiectare și în execuție

C10.6.(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 acesteia 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.

C10.6(2) Prevederea se încadrează în spiritul Legii privind calitatea în construcții (legea nr.10/1995) ținând seama de gravitatea consecințelor care

pot rezulta din avariarea **CNS**, în primul rând în ceea ce privește siguranța vieții și funcționalitatea unor clădiri esențiale pentru intervențiile post seism.

C10.6.(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

C10.6.(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 acestora ;
- 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

Bibliografie

- [1] **AAMA** (American Architectural Manufacturers Association) *Recommended Static Test Methods for Evaluating Curtain Wall and Storefront Systems Subjected to Seismic and Wind Induced Interstory Drift*
- [2] **AC 156** *Acceptance Criteria for Seismic Qualification Testing of Nonstructural Components*
- [3] **ANSI MH-16.1-04** *Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel StorageRacks RMI*
- [4] Arnold,A.E. *Cyclic Behaviour and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls*
Report no. SSRP 2002/07, Univ. of California, San Diego
- [5] **ASHRAE** *Seismic Restraint Desing Piping*
- [6] **ASME** *Boiler and Presusure Vessel Code - ASME BPV*
- [7] **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
- [8] **ATC 3-06** *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. U.S.Department of Commerce, National Science Foundation, National Bureau of Standards. 1978.
- [9] **ATC - 33.03** *Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*, 1995
- [10] Benuska, K.L. și colab. *Elevator Earthquake Safety Control Proc 6th WCEE*, New Delhi, 1977
- [11] Bertero, R.D, Bertero, V. *Application of a Comprehensive Approach for the Performance - Based Earthquake-Resistant Design of Buildings*. 12th WCEE, New Zealand. 2000
- [12] Bouwkamp, J.G., Meehan, J.F. *Drift Limitations Imposed by Glass Proc. Second World Conf. Earthq.Engrg. Tokyo and Kyoto*, 1960
- [13] Bouwkamp, J.G. *Behaviour of windows panels under in-plane forces* Bull. SSA vol .51, no.1,1961

- [14] Bracci si colab. *Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of RC Structures*, Technical Report NCEER 89-0033, State University of New York, Buffalo, N.Y., 1989
- [15] BRI Building Research Institute (Japan) Project "Development of a New Engineering Framework for Building Structures" (1998)
- [16a] BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage- A Practical Guide* - september 1994
- [16b] BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 274: NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, october 1997
- [16c] BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 356: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings*. (1998)
- [16d] BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 368: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings*. (2001)
- [16e] BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 450: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings*. (2003)
- [16f] BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 460: *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accesible to the Public* september, 2005
- [17] California Code of Regulations, Title 8, Section 3137 Seismic Requirements For Elevators, Escalators and Moving Walks
- [18] CEN/TC250/SC8 EN 1998-1 (Eurocode 8) : *Design of Structures for Earthquake Resistance* december 2004
- [19] 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
- [20] Cheung, M.S. și colab. *Seismic risk reduction of non-structural building components* Public Works & Government Services, Canada 1996
- [21] CISCA Ceilings and Interior Systems Construction Association *Recommendations for Direct-Hung Acoustical Tile and Lay-in Panel Ceilings in Seismic Zones*
- [22] Demetriu, S. *Identificarea parametrilor modali ai construcțiilor instrumentate seismic utilizând înregistrări la cutremurele vrâncene* A doua conferință națională de inginerie seismică, București, noiembrie 2001
- [23] Dowrick, D.J. *Earthquake Resistant Design- A Manual for Engineers and Architects* John Wiley & Sons - London 1977
- [24] Drake, R.M. și Bachman, R.E. *NEHRP Provisions 1994 for Nonstructural Components* ASCE Journal of Architectural Engineering, march, 1996
- [25] EERI *Expected seismic performance of buildings*, Publication Number SP-10, Earthquake Engineering Research Institute Oakland, CA
- [26] Eguchi, R. FEMA 139 "Seismic Risk To Natural Gas and Oil Sytem", Abatement of Seismic Hazard to Lifelines, Washington D.C. July 1987
- [27] 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, USA,
- [28] Hamburger, R.O. *Implementing Performance Based Seismic Design in Structural Engineering Practice*. 11th WCEE, 1996
- [29] ICC International Code Council - *International Building Code IBC 2003*
- [30] Miranda, E. *Response Assessment of Nonstructural Building Elements* PEER Report 05/2003
- [31] Newmark, N.M., Rosenblueth, E. *Fundamentals of Earthquake Engineering* Printice Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J. 1971

- [32] PAHO Pan American Health Organization *Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities*
Washington D.C. 2000
- [33] Petrovici, R. *Curs de Teoria Structurilor* – UAUIM – 1994 (reeditat 2000)
- [34] Petrovici, R. *Proiectarea seismică a componentelor nestructurale folosind conceptul de performanță* A doua conferință națională de inginerie seismică. București, noiembrie 2001
- [35] Petrovici, R. *P100-1/2006 Prevederi specifice pentru componentele nestructurale ale construcțiilor Alinierea la principiile și regulile de proiectare din FEMA 450 / IBC2003 (USA). Asemănări și deosebiri față de Eurocode 8. Conferința Națională AICPS 2006*
- [36] SEAOC *Performance –Based Seismic Engineering*. Vision 2000 Committee, Sacramento. 1995
- [37] SGAJ Sheet Glass Association of Japan *Earthquake Safety Design of Windows*
- [38] SMACNA Sheet Metal and Air Conditioning Contractors National Association *Guidelines for the Seismic Restraint of Mechanical Systems*
- [39] Travaux publics et services gouvernementaux Canada *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*. 1995
- [40] University of California, Structural Engineering Slide Library, W. G. Godden, Editor Set J: *Earthquake Engineering*, V. V. Bertero University of California, Berkeley 1997
- [41] Wen, Y.K si colab. *Seismic reliability of Current Code Procedures for Steel Buildings* Proceedings, 5-th National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois
- [42] Whitman, R.V, și colab. *Seismic Design Analysis* Structures Publication no.381, MIT, March 1974,
- [43] 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
- [44] 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
- [45] Yao, G.C. *Seismic Performance of Passengers Elevator in Taiwan Earthquake Engineering and Engineering Seismology* vol.3 no.2, 2003

Comentarii la ANEXA D – PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

CD1. Concepția procedeiului

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 (fig. CD1).

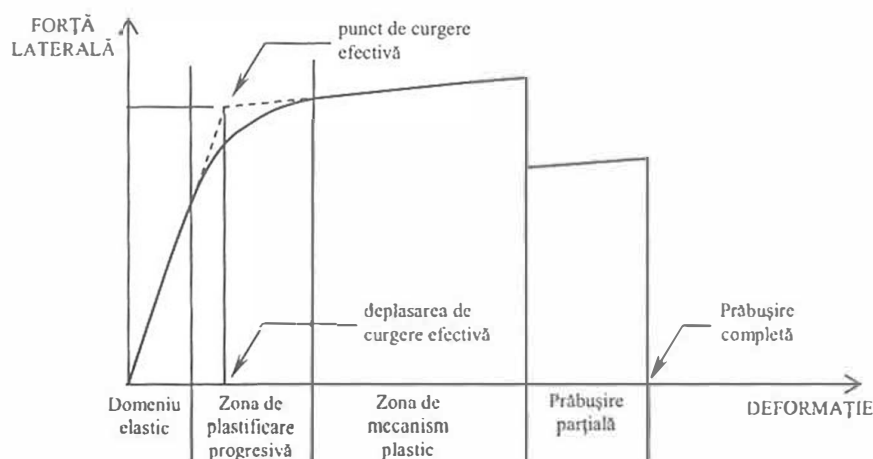


Figura CD1. Relație forță laterală – deplasare tipică pentru un cadru de beton armat (după FEMA 2003).

Metoda prezentată urmărește în general metoda N2, propusă de Fajfar (Fajfar & Fischinger 1989, Fajfar 2000) și inclusă în Anexa B a Eurocodului 8 (EN 1998-1, 2004).

CD2. 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- ce pot fi utilizate în ASN sunt date și în documentele FEMA (FEMA 1997a).

(i) și (iii) Relațiile (D1) și (D2) au fost alese datorită simplității lor și bune corespondențe cu datele experimentale – vezi tabelul CD1.

Al doilea termen din relația (D2) ține seama de lunecarea armăturilor în beton dincolo de zona de moment maxim, și care poate mări cu până la 60% deformația elementului.

Tabelul CD1. Valori medii, mediane și coeficienți de variație ale rapoartelor între curburile sau rotirile ultime stabilite experimental și respectiv teoretice (după FIB 2003).

Marimea ⁽¹⁾	Nr. de date	Media	Mediana	Coef. de variație
$\phi_{u,exp}/\phi_{u,calc}$	277	0.92	0.64	92
$\theta_{u,exp}/\theta_{u,calc}$	786	1.07	0.89	77

⁽¹⁾ ϕ = curbura secțiunii

θ = rotirea de bară

(ii) După depășirea deformației de 4‰, betonul neconfinat din zona de acoperire este expulzat și în continuare lucrează numai betonul din sâmburele confinat. Aceasta produce o mică "cădere" în diagrama M- ϕ (Fig. CD2). Dacă secțiunea elementului este mică, ponderea relativă a zonei cu beton de acoperire poate fi atât de mare încât rezistența sâmburelui confinat să fie mai mică decât cea a întregii secțiuni neconfinite (Fig. CD2b). Pentru calcul se va reține, în toate cazurile, rezistența sâmburelui confinat.

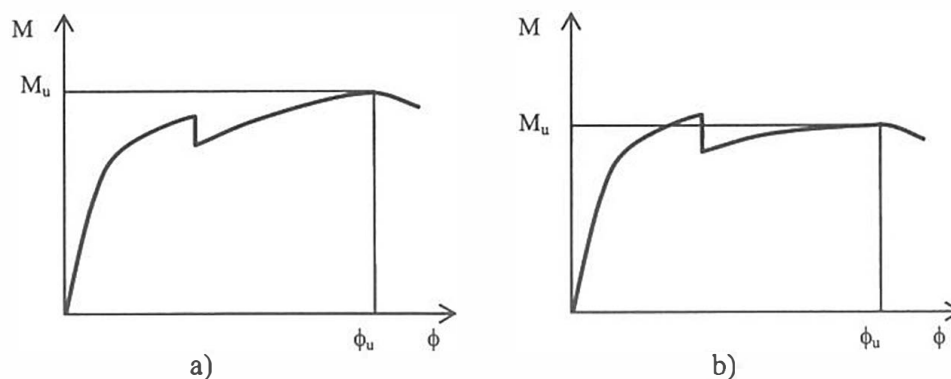


Figura CD2. Relații M- ϕ pentru o secțiune de beton armat confinată cu a) rezistența sâmburelui confinat mai mare decât a secțiunii neconfinite sau b) rezistența sâmburelui confinat mai mică decât a secțiunii neconfinite.

(iv) Reducerea valorii rotirii ultime are caracter acoperitor și este motivată de dispersia mare a rezultatelor experimentale.

(v) După Fardis (FIB 2003), aceste rigidități reprezintă circa 20% din rigiditatea secțiunii de beton nefisurate $E_c I_g$. Codul de proiectare american ACI 318-05 (ACI 2005), §10.11.1, recomandă $0.35 I_g$ pentru grinzi și pereți fisurați, respectiv $0.70 I_g$ pentru stâlpi și pereți nefisurați. Ghidul FEMA 273 (FEMA 1997a) recomandă $0.4 E_c I_g$ pentru grinzi, $0.5 E_c I_g$ pentru pereți fisurați și stâlpi întinși, $0.7 E_c I_g$ pentru stâlpi comprimați, $0.8 E_c I_g$ pentru pereți nefisurați. Vezi și anexa E, Tabelul E1.

CD3. 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 deformății 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 deformățiilor 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 ASN. 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.

CD4. 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.

CD5. Selectarea spectrelor de răspuns

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, stabilită de Postelnicu și Zamfirescu pe baza accelerogramelor specifice cutremurelor vrâncene (Postelnicu și Zamfirescu, 2001).

CD6. 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 CD3, 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 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 (D9), care este inversa transformării inițiale (D3).

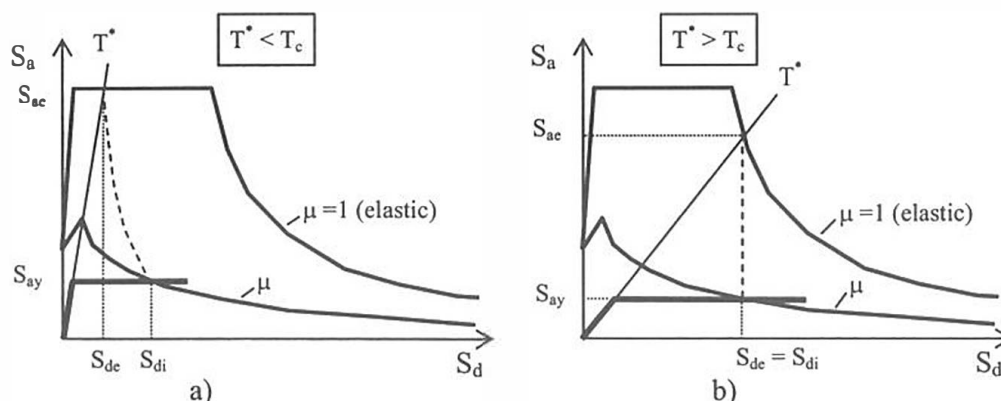


Figura CD3. Determinarea deplasării ținută în cazul a) $T^* < T_c$ și b) $T^* > T_c$

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).

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.

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.

Comentarii la ANEXA E – Procedee de verificare a deplasării laterale a structurilor

Considerații generale

P100-1: 2006 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 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 P100/92 să fie foarte severe. Un studiu comparativ în care s-au analizat prevederile a 6 coduri de proiectare (UBC, B52, NZS, CEB 1987, Eurocode 8 și P100/92) a evidențiat faptul că prevederile de dimensionare a rigidității laterale a construcțiilor din P100/92 sunt 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, a clădirilor de locuit cu confort superior a făcut necesar din nou să se considere acest tip de structuri. Cunoștințele noi înregistrate de ingineria seismică au permis abordarea mai nuanțată, și pe o bază mai adecvată comportării reale a construcției, problema limitării deplasărilor laterale la acțiuni seismice.

Înainte de discutarea prevederilor anexei se impune să se analizeze critic prevederilor P100/92 în această privință și să se evidențieze deficiențele acestora. Astfel:

(i) O primă deficiență a prevederilor P100/92 este de natură conceptuală. În timp ce valorile deplasărilor laterale sunt calculate pe baza încărcărilor seismice de proiectare, conform capitolului 3 al codului, corespunzând cutremurului de proiectare (asociat stării limită ultime), valorile admisibile ale deplasărilor corespund, prin condiția de evitare a degradării semnificative a elementelor nestructurale, stării limită de serviciu. Așa cum s-a arătat, procedeul de verificare din P100/92 a fost calibrat cu intenția de a limita drastic regimul de înălțime acceptat pentru structurile în cadre. Aplicarea timp de peste 10 ani a normativului P100/92 a arătat că această procedură este în unele situații deosebit de acoperitoare, mai cu seamă pentru construcții realizate în afara Câmpiei Române, unde cerințele de deplasare reale sunt mult mai mici.

(ii) O altă deficiență importantă privește procedeul aproximativ de calcul al deplasărilor relative de nivel (cerințele de deplasare), care pentru multe cazuri furnizează valori neacoperitoare. În fig. CE1 se prezintă comparativ valorile drift-ului calculate cu relația din P100/92 și cele furnizate de calculul dinamic neliniar pentru un cadru de beton armat cu două deschideri și 9 niveluri. Această constatare valabilă cu precădere pentru cazul construcțiilor flexibile a fost confirmată și de studiile altor autori [Bertero și alții 1991], [Qi și Moehle 1991].

Procedeul de calcul al deplasărilor laterale din P100 se bazează pe constatarea statistică [Newmark și Hall 1982] că pentru construcții cu perioade de vibrații $T > T_c$

(T_c perioada predominantă a mișcării seismice pe amplasament), deplasările sistemelor inelastice pot fi aproximate acoperitor prin deplasările sistemelor elastice cu perioade egale cu perioadele inițiale ale primelor. Această aproximație nu este acceptabilă pentru construcții cu $T < T_c$. Rezultă că în cazul Bucureștiului, de exemplu, unde mișcările seismice sunt caracterizate de perioade predominante înalte de 1,6 sec, procedeul nu este valabil pentru aproape întreg domeniul de construcții de interes care prezintă $T < 1,6$ sec.

De asemenea, există numeroase incertitudini în ce privește valorile coeficienților de reducere a forțelor seismice (stabilite fără o fundamentare științifică), prin intermediul cărora se face "trecerea de la deplasarea elastică, la cea considerată efectivă", care include componenta postelastică a deplasării.

(iii) Ultima observație este că Normativul P100 nu oferă indicații concrete pentru determinarea valorilor rigidităților ce trebuie introduse în calculul deplasărilor, trimițând pentru aceasta la prescripțiile de proiectare specifice diferitelor tipuri de structuri. Cele două prescripții destinate structurilor etajate de beton armat adoptă prevederi diferite. În timp ce P85/96 prescrie în mod concret valori corespunzătoare secțiunilor fisurate, codul de proiectare a structurilor în cadre de beton armat NP 007-96 recomandă folosirea secțiunilor brute (nefisurate), cu intenția de a obține o relaxare a condiției de drift din normativul P100.

Aceste constatări impun reanalizarea condiției de verificare a deplasărilor din P100 și înlocuirea acesteia cu o procedură dezvoltată pe baze în acord cu progresele înregistrate în ultima vreme în cunoașterea comportării structurilor de construcții la cutremurele de tip vrâncean. Noua ediție a codului P100 urmărește să realizeze aceste îmbunătățiri.

Trebuie reținut faptul că P100-2006 reprezintă o formă de tranziție a codului până la intrarea în vigoare și în țara noastră a Eurocodurilor, pentru a asigura corelarea cu reglementările tehnice specifice structurilor realizate din diferite materiale valabile în prezent, cum sunt, de exemplu, în cazul structurilor din beton armat, STAS 10107-0/92 sau CR 2-1-1.1. Modul de adaptare al prevederilor anexei E în această situație se precizează în comentariile prezentate în continuare.

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. Prevederile referitoare la valorile de calcul ale rigidităților sunt valabile numai pentru structuri de beton armat.

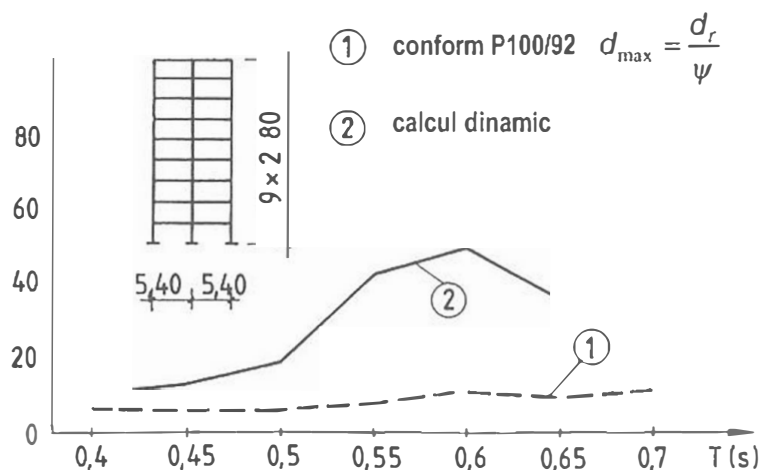


Figura CE 1

Obiectivul urmărit de verificarea la SLS este precizat în primul paragraf al secțiunii: limitarea degradărilor elementelor nestructurale la un nivel reparabil în condiții economice.

Verificarea deplasărilor laterale se face în acest caz la cutremurul cu IMR = 30 ani. Raportul dintre cerințele de deplasare corespunzătoare acestui cutremur și cele corespunzătoare cutremurului cu IMR = 100 ani, considerat la SLU este, potrivit rezultatelor prelucrării datelor, aproximativ egal cu 0,50 pentru cutremurele vrâncene și 0,4 pentru cutremurele bănățene.

În cod, diferențierea s-a făcut însă funcție de clasa de importanță a clădirii, adoptând valori mai mici ale factorului γ pentru clădirile importante la care factorul γ_1 este supraunitar.

În cazul cutremurelor cu IMR = 30 ani, comportarea structurii este quasielastică, cu incursiuni foarte limitate în domeniul postelastice. În consecință deplasările se pot calcula cu regula deplasării egale Newmark & Hall menționate mai sus, afectată suplimentar de factorul ψ .

În valoarea d_r a deplasării relative de nivel trebuie considerată componenta deplasării care modifică lungimea diagonalei panoului de cadru sau de perete. De exemplu, pereții de cărămidă care plachează pereții de beton armat din frontoane nu-și modifică lungimea diagonalei, urmărind deformațiile de încovoiere ale peretelui de beton. În schimb peretele de cărămidă care umple un gol dintre elementele verticale de beton armat este supus la o distorsiune importantă, care degradează zidăria.

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 codului. În acest fel elementele de beton armat lucrează în stadiul fisurat și trebuie utilizate rigidități reduse. În literatură (vezi de exemplu, Freeman & all, 1980) 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.

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 umplutură contribuie semnificativ la rigiditatea de ansamblu a structurii. Gradul de fisurare al elementelor, fiind în acest caz mult limitat, se pot adopta valori de rigiditate, egale cu $E_b I_b$, ținând cont 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 negligeze aportul lor la rigiditatea de ansamblu a clădirilor. În consecință, în calcule se va opera cu rigiditatea redusă $0,5E_b I_b$ a pereților de beton.

Este de făcut observația că în CR 2-1-1.1: 2006 codul de proiectare al structurilor cu pereți de beton armat se admite ca în calculul deplasărilor orizontale să se considere valorile întregi ale modulului $E_b I_b$ pentru pereții verticali și valori reduse numai pentru grinzile de cuplare. Argumentul pentru această procedură este că acest cod a apărut înainte de intrarea în vigoare a codului P100-1: 2006 și în consecință este corelat cu acesta. Verificarea deplasărilor laterale se face sub valoarea neredusă a forțelor

seismice de proiectare ($\nu = 1$), astfel încât pentru a obține valoarea care interesează la SLS se consideră o rigiditate sporită corespunzător $0,5E_bI_b/\nu \approx E_bI_b$.

Valorile admisibile ale deplasărilor relative de nivel din SLS depind de natura pereților de compartimentare, 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.

Valoarea admisă de 5‰ este cea adoptată în norma europeană EN 1998. această valoare poate fi descoperitoare pentru zidării cu rapoarte L/H (între lungimea și înălțimea panoului) mari sau pentru zidării din material mai fragil, cum este zidăria din Porotherm. În asemenea situații proiectantul trebuie să reducă corespunzător valorile $d_{r,a}^{SLS}$, cel mai bine pe baza unor teste experimentale.

Verificarea deplasărilor relative capătă o importanță particulară pentru protejarea fațadelor cortină, având în vedere efectele potențiale ale spargerii geamurilor, asupra siguranței trecătorilor și costurile foarte ridicate ale reparațiilor. Din acest motiv, valorile cerințelor de deplasare stabilite prin calculul structurilor se sporesc cu 50%, având în vedere variabilitatea foarte mare a acestora.

Deformația relativă admisă și implicit rigiditatea laterală necesară trebuie să fie corelată cu deformabilitatea sistemului de prindere al fațadei garantată de fabricant, căruia i se pot pune condiții din acest punct de vedere.

Obiectivele urmărite de verificarea la SLU sunt precizate în primul paragraf al secțiunii: evitarea pierderii de viați omenești prin ruperea (prăbușirea) unor elemente nestructurale și posibilitatea reparării în condiții economice a elementelor structurale. Sub acțiunea cutremurului de proiectare este foarte probabil ca legăturile între elementele nestructurale fixate rigid de elementele structurale să fie compromise, astfel încât se justifică folosirea caracteristicilor de deformație bazate pe secțiunile fisurate de beton. Simplificat, la fel ca în cazul SLS se admite utilizarea rigidității reduse $0,5E_bI_b$.

Relația E2 introduce prin coeficientul c corecția necesară pentru a evalua deplasarea laterală totală, incluzând componenta deformației plastice, plecând de la deformația elastică (vezi fig. CE 1). Așa cum s-a arătat mai sus, corecția este necesară pentru construcții cu perioada fundamentală de vibrație în domeniul $0 - T_c$.

Expresiile E(3) pentru valoarea coeficienților c s-au stabilit prin studii efectuate la Catedra Construcții de beton armat din UTCB.

Valoarea admisibilă 2‰ a deplasării relative de nivel este în concordanță cu rezultatele a numeroase studii experimentale [de exemplu, Q_i și Moehle], 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‰ adoptată în anexa E a codului pentru stâlpii de beton armat poate fi considerată satisfăcătoare și pentru condiția de prăbușire a pereților de umplutură [FEMA 273 – 1996].

Spargerea geamurilor cortinelor vitrate nu poate fi evitată practic la asemenea valori de drift. Pentru a evita pierderea vieții sau accidentarea gravă a trecătorilor, geamurile trebuie să rămână prinse în cadrul de susținere prin măsuri adecvate asigurate prin construcție.

ANEXA 2 la OMDLPL nr. 488/2007
(ANEXA I – informativă la OMTCT nr. 1711/2006)

EXEMPLE DE PROIECTARE ȘI CALCUL

INTRODUCERE

Codul de proiectare seismică a clădirilor P100-1: 2006 este armonizat, conceptual, din punctul de vedere al structurării problematicei și a notațiilor, cu codurile structurale europene din seria EN 1990-1998.

P100-1: 2006 reprezintă o reglementare de tranziție până la intrarea în vigoare în țara noastră, în 2010, a euronormelor și anexelor naționale.

Datorită faptului că nu a fost posibil să se redacteze până în prezent coduri de proiectare pentru structuri din diferite materiale: beton armat, oțel, lemn etc., la rândul lor armonizate cu eurocodurile corespunzătoare (EN 1992, EN 1993 etc.), P100-1: 2006 este astfel redactat încât să poată fi folosit împreună cu actualele standarde pentru aceste structuri. În cazul structurilor de beton armat reglementările tehnice asociate codului de proiectare seismică sunt STAS 10107/0-90 care stabilește modelele și metodele de calcul pentru elemente structurale de beton armat și CR 2-1-1.1, codul pentru proiectarea construcțiilor cu pereți structurali de beton armat.

Pentru utilizarea împreună a celor 3 norme înainte de prezentarea exemplelor de proiectare se dă lista de corespondență a notațiilor folosite în normele europene și în normele românești în vigoare. De asemenea, se stabilește modul de convertire al valorilor de proiectare ale rezistențelor betonului și oțelului din cele două serii de norme. În cazul betonului armat rezultă că pot fi folosite ca rezistențe de proiectare, valorile de calcul ale rezistențelor din actualele norme românești. Acest procedeu, care oferă simplitatea maximă de convertire a valorilor rezistențelor, duce la soluții ușor acoperitoare.

Pentru exemplificarea aplicării noului cod de proiectare seismică în contextul ansamblului celorlalte norme de proiectare românești s-au selectat două tipuri de structuri, ce pot fi considerate caracteristice pentru practica actuală din țara noastră.

Primul exemplu tratează proiectarea unei clădiri de locuit cu subsol, parter și 8 etaje. Cel de-al doilea tratează o clădire de birouri cu 3 subsoluri, parter și 10 etaje.

Prima clădire are structura tip cadru spațial de beton armat, în timp ce a doua are structura construită din pereți de beton armat cuplați sau nu prin grinzi de cuplare, completată cu stâlpi și grinzi. În cel de-al doilea caz s-au ales secțiuni de pereți simple, de tip halteră, ușor de modelat în calculul structural.

În fiecare din cele 2 cazuri se prezintă la început schema generală a operațiilor de proiectare, după care se prezintă concret rezolvarea problemelor din fiecare etapă.

Soluțiile de structură adoptate au urmărit să respecte într-un grad înalt condițiile de conformare de ansamblu privind compactitatea, regularitatea și redundanța structurală, în scopul evidențierii avantajelor esențiale pe care le oferă satisfacerea acestor condiții pentru obținerea unui răspuns seismic favorabil, controlat sigur prin calcul.

Calculul modal s-a efectuat pe un model elastic spațial. Determinarea stării de eforturi (ale efectelor acțiunilor) s-a făcut utilizând metoda forței laterale echivalente, permisă de caracteristicile de regularitate ale structurii.

Față de metoda mai complexă a calculului modal cu spectru răspuns, metoda forței laterale echivalente oferă avantajul major al simplității și preciziei însumării eforturilor (ca urmare a controlului semnelor acestora) și, pe această bază, a ierarhizării corecte a rezistenței la încovoire și forță tăietoare.

Proiectarea are în vedere toate componentele structurale atât ale suprastructurii, cât și ale infrastructurii.

După încheierea dimensionării și alcătuirii elementelor structurilor se face o verificare a performanțelor potențiale ale acestora prin intermediul calculului static nelin

A. – EXEMPLE DE PROIECTARE STRUCTURALĂ

EXEMPLUL A.1.

Structură metalică etajată cu două plane de simetrie. Calcul structural

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 (fig. 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 contravântuiri prinse excentric la noduri, în care toate prinderile barelor la noduri sunt rigide. 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 Fe 360 și Fe 510.

Secțiunile barelor sunt prezentate în figura 1 și în tabelul 1.

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 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

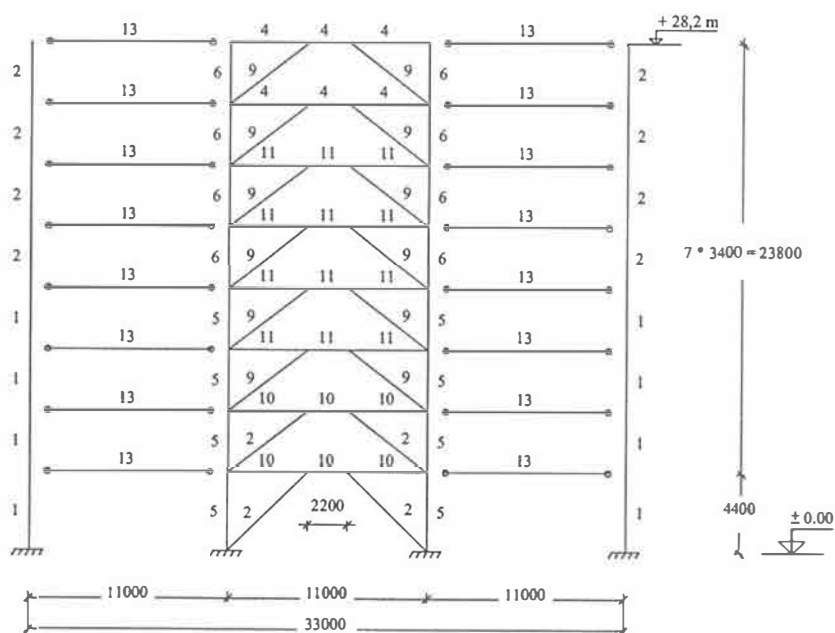


Figura 1 Secțiune transversală și tipuri de secțiuni conform tabelului 1

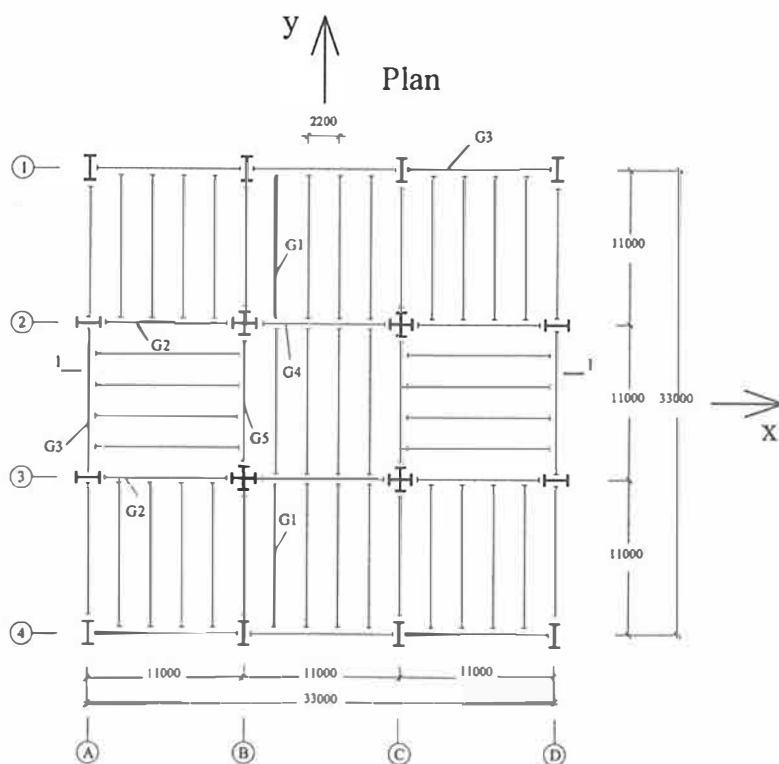


Figura 2 Planșeu curent

Tabelul 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_{py} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. PLAST	Secț. nr. ETABS	Oțel
1	HTM 650x576	73400	24300	288	76,1	1653E+04	1982E+04	6100E+06	8	5	Fe 360
2	HTM 650x359	45800	15500	277	71,7	1023E+04	1188E+04	3500E+06	9	6	Fe 360

Stâlpi centrali

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{py} 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	Fe 510
6	2-HTM 650x472	120200	80400	206,44	217,56	1438E+04	1920E+04	51227E+05	2	2	Fe 510

P = PLAST; E = ETABS

Contravântuiri

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{py} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. PLAST	Secț. nr. ETABS	Oțel
2	HTM 650x359	45800	15500	277	71,7	1023E+04	1180E+04	3500E+06	1	1	Fe 510
9	HTM 650x258	33000	10600	274	70,9	750E+04	852E+04	2476E+06	2	2	Fe 510

Grinzi centrale

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{py} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. PLAST	Secț. nr. ETABS	Oțel
10	HE 550 A	21200	6450	230	71,5	415E+04	462E+04	1119E+06	2	2	Fe 510
11	HE 500 A	19800	5600	210	72,4	355E+04	394E+04	8697E+05	3	3	Fe 510
4	HE 450 A	17800	4820	189	72,9	290E+04	322E+04	6372E+05	4	4	Fe 510

Grinzi perimetrale

Secț. nr.	Secțiune tip	A mm ²	A_i mm ²	i_y mm	i_z mm	W_y mm ³	W_{py} mm ³	I_y mm ⁴	Secț. nr. PLAST	Secț. nr. ETABS	Oțel
13	IPE 550	13400	5910	223	44,5	244E+04	278E+04	6712E+05	1-6	1-6	Fe 360

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	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

Fe360/Fe510

1.2.1 Încărcări gravitaționale normateÎncărcări 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 - zăpada: $s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k} = 0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,00 = 1,28 \text{ kN/m}^2$ (conform CR1-1-3-2005)

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} : $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ corespunzătoare categoriei A de construcții (locuințe), conform [SR-EN 1991-1-1:NA].

1.2.2 Combinații de încărcări de calcul

Combinațiile acțiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limita ultima se fac conform [CR0-2005] cu relația 4.15

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$G_{k,j} = G_p$ – încărcările permanente normate

$Q_{k,i} = Q_i$ – încărcările variabile normate

$\psi_{2,i} = 0,4$ – corespunde tabelului 4.1 din [CR0-2005],

A_{Ek} – încărcarea de calcul a acțiunii seismice

$\gamma_I = 1,0$ – factor de importanță a clădirii, conform [P100-1/2004], 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 $\sum \psi_{2,i} Q_{k,i} = 0,4 \times 1,28 = 0,512 \text{ kN/m}^2$ rezulta $\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,512 \text{ kN/m}^2$

Încărcări pe planșeele curente

$$q = G_p + \psi_{2,i} Q = 5,5 + 0,4 \times 1,5 = 6,10 \text{ kN/m}^2$$

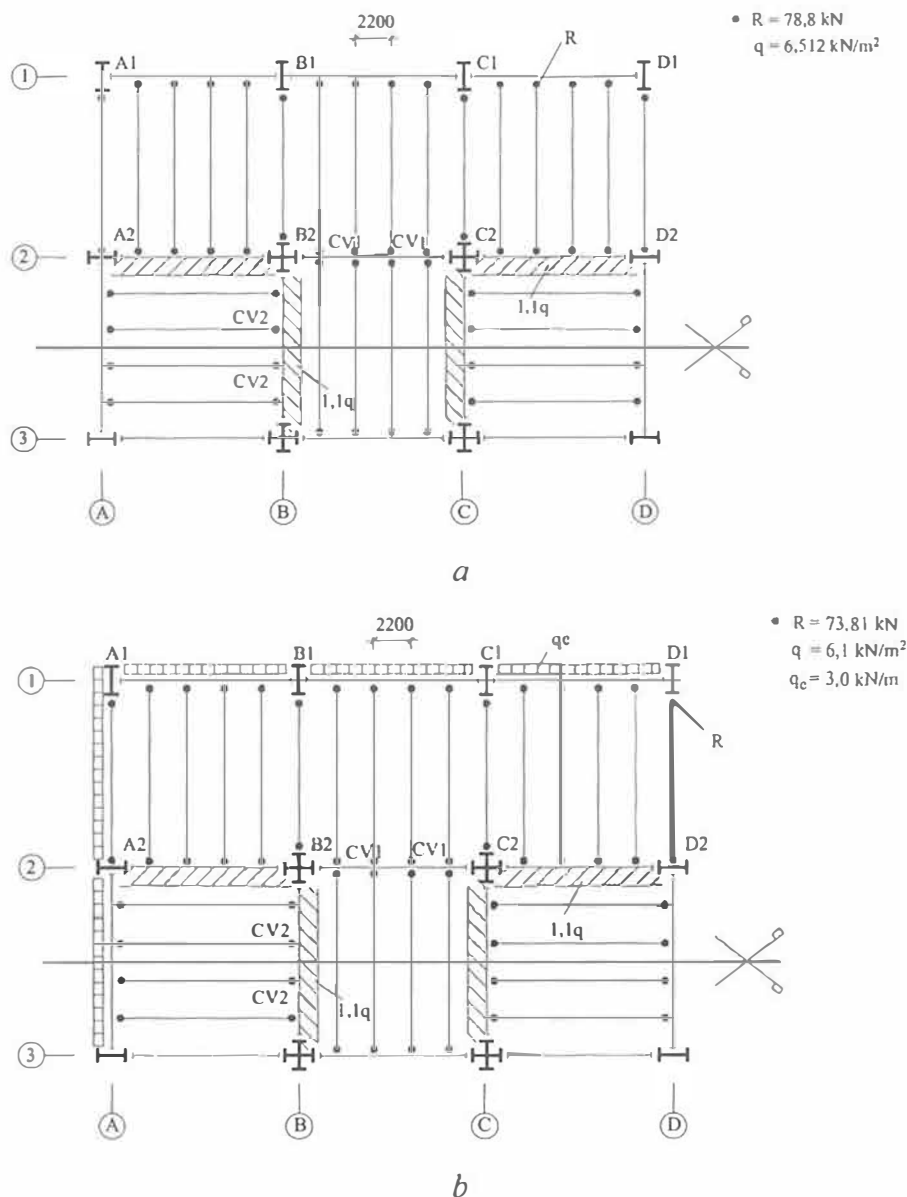


Figura 3 Încărcări pe planșee: a – de acoperiș; b – peste etajele 1 – 7 și parter

Planșee peste etajele 1 – 7 și parter: cu $\psi_{2,i} = 0,4$

$$q = 5,5 + 0,4 \times 1,5 = 6,1 \text{ kN/m}^2; q_k = 1,5 \text{ kN/m}$$

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 4, iar greutateile de nivel aferente cadrului sunt prezentate în figura 5.

1.3 CALCULUL STRUCTURII LA ACȚIUNEA SEISMICĂ ÎN DOMENIUL ELASTIC. METODA CURENTĂ DE PROIECTARE

1.3.1 Calculul forței tăietoare de bază

a. Calculul forțelor seismice static echivalente

Conform [1], forța tăietoare de bază se obține cu relația

$$F_b = \gamma_s S_d(T_1) m \lambda$$

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, $W = \sum_{i=1}^8 W_i = 28186 \text{ kN}$.

Pentru clădiri cu înălțimea până la 40 m, perioada fundamentală se poate determina cu relația aproximativă din [1], Anexa B.

a.1. Metoda simplificată

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

Pentru structuri cu contravântuiri prinse excentric la noduri, $C_t = 0,075$. Înălțimea clădirii este $H = 28,2 \text{ m}$.

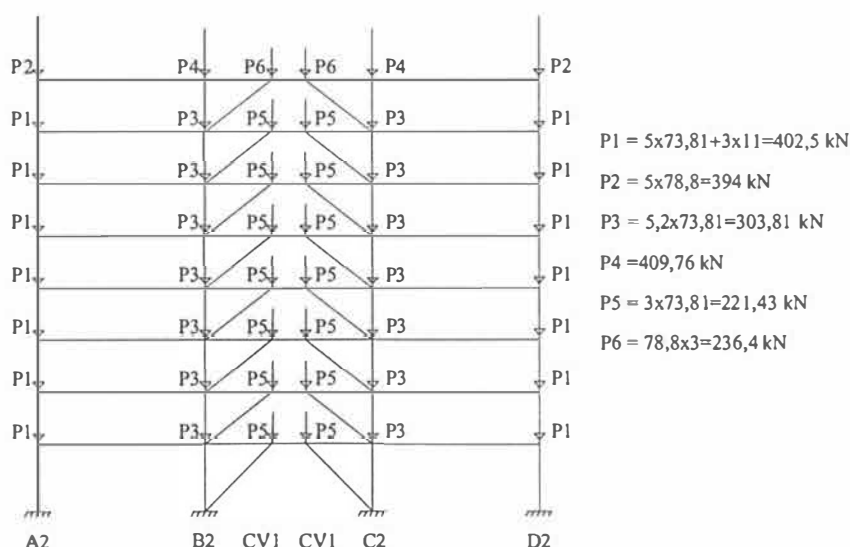


Figura 4 Încărcări gravitaționale – cadru central

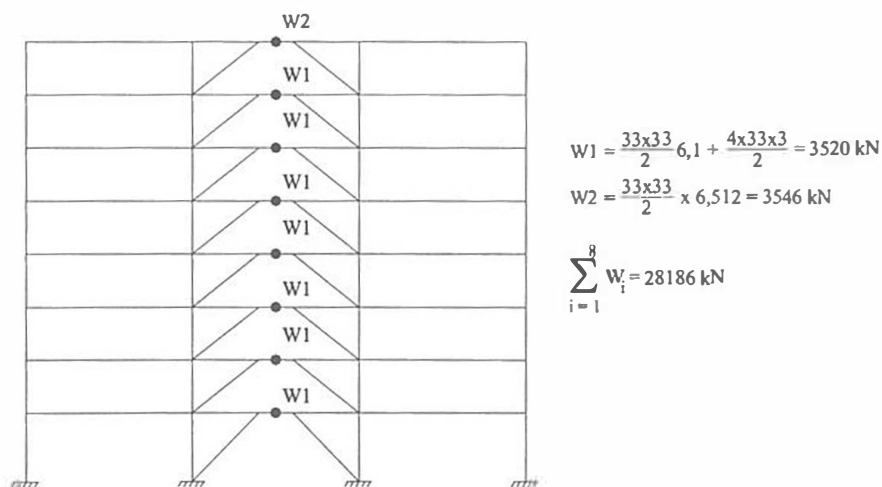


Figura 5 Forțe gravitaționale de nivel

Cu aceste valori rezultă

$$T_1 = 0,075 \times (28,2)^{3/4} = 0,918 \text{ sec} > T_B = 0,16 \text{ sec}$$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \text{ pentru } T > T_B$$

$$a_g = 0,24g \text{ din [1], fig. 3.1, corespunde orașului București pentru care } T_C = 1,6 \text{ sec.}$$

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 **H** este:

$$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Se poate considera $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ urmând a se verifica rezerva de rezistență printr-un calcul static incremental neliniar biografic.

Rezultă $q = 5 \times 1,1 = 5,5$ și $\beta(T_1) = \beta(0,918) = 2,75$

$$S_d(T_1) = 0,24 \times 9,815 \times 2,75 \times \frac{1}{5,5} = 1,1778$$

și forța tăietoare de bază

$$F_b = 1,0 \times 1,1778 \times 2872 \times 0,85 = 2875 \text{ kN}$$

Prin raportare la rezultanta forțelor gravitaționale rezultă un coeficient seismic global de $\frac{2875}{28186} \cdot 100 = 10,2 \%$.

a.2. Metoda aproximativă Rayleigh

Pentru determinarea perioadei fundamentale proprii de vibrație se poate utiliza relația (B.1) din anexa B:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n W_i d_i}}$$

Încărcările gravitaționale W_i sunt reprezentate în figura 5. Deplasările pe direcția gradelor de libertate dinamice (translațiile orizontale ale planșeelor considerate diafragme orizontale infinite rigide în planul lor) s-au determinat cu programul de calcul ETABS. Pentru calculul acestora se încarcă structura cu forțe laterale W_i , ca în figura 6.

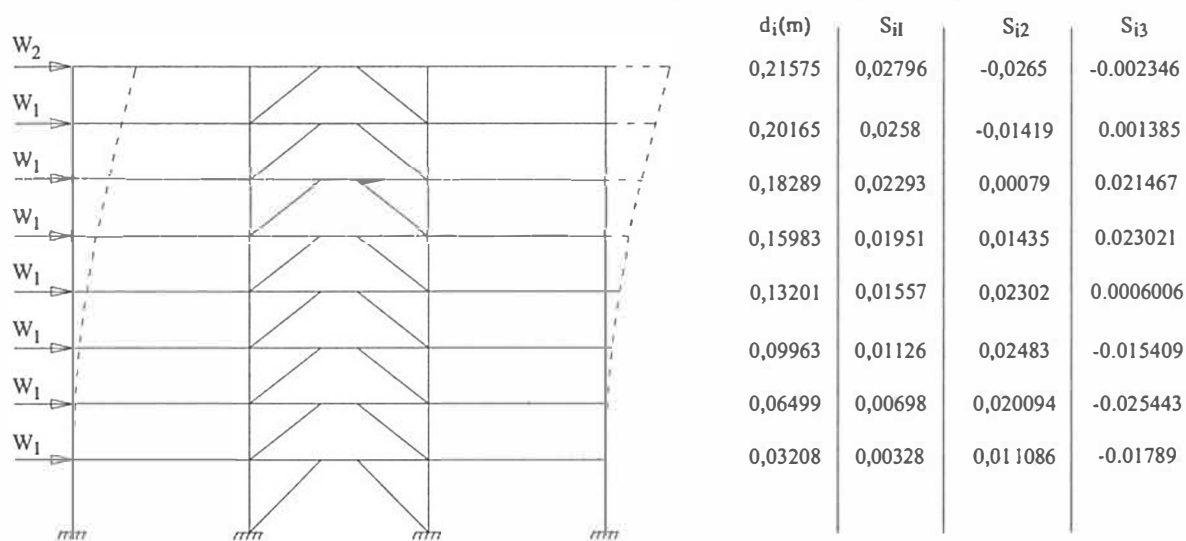


Figura 6

$$\sum_{i=1}^8 W_i d_i = 3838 \text{ kNm}$$

$$\sum_{i=1}^8 m_i S_{i1} = \sum_{i=1}^8 \frac{W_i}{g_i} S_{i1} = 47,86$$

$$\sum_{i=1}^8 W_i d_i^2 = 630,6 \text{ kNm}^2$$

$$\sum_{i=1}^8 m_i S_{i1}^2 = \sum_{i=1}^8 \frac{W_i}{g_i} S_{i1}^2 = 9,815$$

$$\sum_{i=1}^8 W_i x_i = 459700 \text{ kNm}^2$$

$$\sum_{i=1}^8 W_i x_i^2 = 9212000 \text{ kNm}^2$$

- conform formulei (B.1) rezultă:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{630,6}{9,815 \times 3838}} = 0,8129 \text{ sec}$$

și conform formulei (B.2):

$$T_1 = 2\sqrt{d} = 2\sqrt{0,21575} = 0,92898 \text{ sec}$$

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.3)	(B.1)	(B.2)	
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, $\beta(T_1) = 2,75$, 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 (4.6) din [1]

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1}^8 m_i z_i}, \text{ pentru } i=1,8$$

sau deoarece $W_i = m_i g$, se poate scrie:

$$F_i = F_b \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^8 W_i z_i}$$

în care:

$$\sum_{i=1}^8 W_i z_i = 3520 \times (4,4 + 7,8 + 11,2 + 14,6 + 18,0 + 21,4 + 24,8) + 3546 \times 28,2 = 459741$$

de unde:

$$F_i = 2875 \frac{W_i z_i}{459741} = 0,62535 \times 10^{-3} W_i z_i$$

a₂) Distribuția forțelor seismice conform formei proprii fundamentale, relația (4.5) din [1]

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{i=1}^8 m_i s_i} = F_b \frac{W_i s_i}{\sum_{i=1}^8 W_i s_i}$$

Pentru fiecare din primele trei forme proprii se prezintă în tabelul 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 2

Metoda	Nivelul							
	1	2	3	4	5	6	7	8
a ₁	96,85	171,7	246,5	321,4	396,2	471,1	545,9	625,3
a ₂	70,64	150,3	242,5	335,3	420,2	493,8	555,6	606,6
a ₃	1	66,33	141,2	227,7	314,9	394,6	463,7	521,8
	2	89,48	162,2	200,4	185,8	115,8	6,377	-114,5
	3	-81,31	115,6	70,03	-27,30	-104,6	-97,56	-6,29

$$F_{b1} = 2700 \text{ kN}$$

$$F_{b2} = 430,1 \text{ kN}$$

$$F_{b3} = 138,1 \text{ kN}$$

$$F_b = \sqrt{\sum_{k=1}^3 F_{bk}^2} = 2737 \text{ kN}$$

Față de metoda simplificată utilizarea rezultatelor analizei modale produce:

- o forță tăietoare de bază, în modul fundamental, mai mică $F_b = F_{b1} = 2700 \text{ kN} < 2875 \text{ kN}$, $\varepsilon_{x1} = 0,798 < \lambda = 0,85$;
- utilizarea compunerii primelor trei moduri de vibrație după regula SRSS nu conduce la o majorare semnificativă a forței tăietoare de bază $F_b = 2737 \text{ kN} \cong F_{b1} = 2700 \text{ kN}$. Prin urmare, metoda simplificată furnizează cea mai mare forță tăietoare de bază și respectiv forțe seismice de nivel echivalente sporite cu circa 5%.

b. Efectul torsiunii

La fiecare nivel se va considera un moment de torsiune suplimentar:

$$M_{ei} = e_{ji} \cdot F_i$$

Efectul torsiunii provine dintr-o posibilă repartitie neuniformă a maselor și datorită nesincronismului undelor seismice. Acest efect se reprezintă printr-o excentricitate accidentală.

$$e_{ji} = \pm 0,05 L_i = \pm 0,05 \times 33,0 = 1,65 \text{ m}$$

$$L_i = 33,00 \text{ m (clădirea are formă pătrată în plan)}$$

Momentul de torsiune va fi preluat de cele 4 cadre contravântuite excentric care alcătuiesc nucleul central

$$M_{ji} = 2 S_i \times 11,0 \text{ m}$$

$$S_i = \frac{1,65}{22,0} F_i = 0,075 F_i$$

Așadar fiecare cadru este încărcat egal cu o forță suplimentară $S_i = 0,075F_i$, 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 (a_1) amplificate cu coeficientul δ sunt prezentate în figura 7.

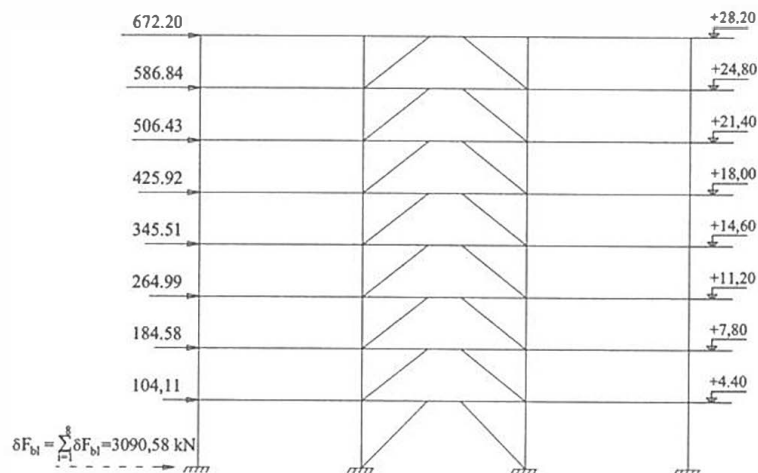


Figura 7

c. Calculul eforturilor și deplasărilor laterale

Pentru încărcările laterale din figura 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 0_x și 0_y . 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:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{E,k} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Schemele de încărcări gravitaționale pentru cadrele principale vor fi:

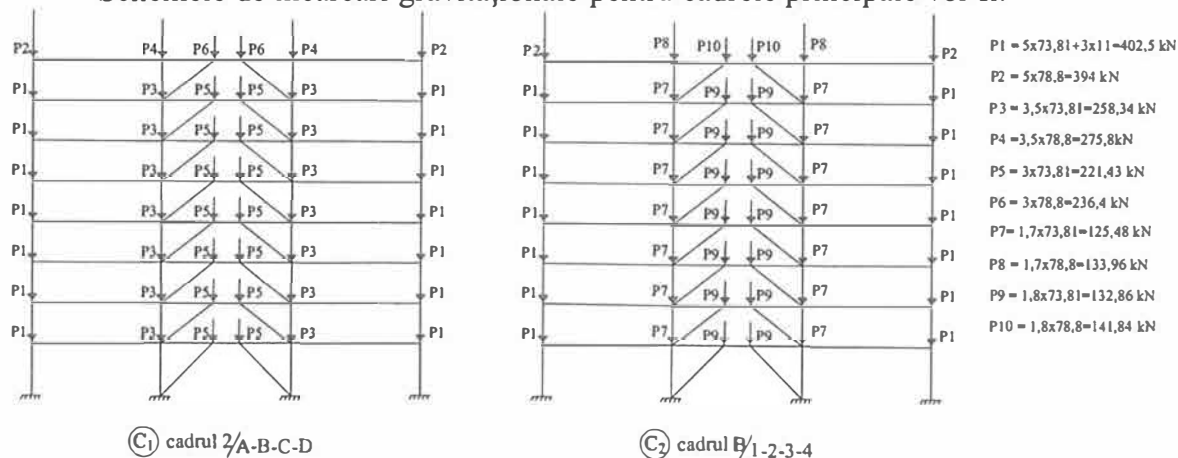


Figura 8

Forțele axiale, din stâlpii plasați la intersecția celor două cadre curențe, 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 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.

d. Verificarea deplasărilor maxime.

Deplasările relative de nivel d_r se verifică folosind relațiile din capitolul 4, paragraful 4.5.4 și din anexa E pentru starea limită de serviciu SLS și respectiv pentru starea limită ultimă ULS.

Pentru starea limită de serviciu condiția pentru deplasarea relativă este:

$$d_r^{SLS} = vq d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Pentru tipul de clădire analizat $v = 0,5$ clădire în clasa III de importanță, $q = 5,5$ și $d_{r,a}^{SLS} = 0,008h$. Deplasarea relativă de nivel se calculează prin diferența a două deplasări succesive de nivel:

$$d_r = d_i - d_{i-1}$$

Iar h = înălțimea de nivel.

Pentru starea limită ultimă condiția pentru deplasarea relativă este:

$$d_r^{ULS} = cq d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

în care

$$1 \leq c = 3 - 2,5 \frac{T}{T_c} \leq 2$$

și $d_{r,a}^{ULS} = 0,025h$.

Înălțimile de nivel sunt prezentate în figura 1. Perioada proprie fundamentală de vibrație are valoarea $T = 0,918\text{sec}$ pentru care corespunde prin interpolare liniară $c = 1,566$.

Deplasările de nivel sunt deplasările elastice obținute pe cadrul încărcat cu forțele din figura 6 și au valorile din tabelul 3.

Tabelul 3

Nivelul	Deplasare elastică	d_r	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$
8	0,03048	0,00241	0,006630	$\leq 0,0272$	0,02075	$\leq 0,085$
7	0,02807	0,00315	0,008663		0,02713	
6	0,02492	0,00374	0,010290		0,0322	
5	0,02118	0,00426	0,011720		0,03668	
4	0,01692	0,00465	0,012790		0,04001	
3	0,01227	0,00464	0,012760		0,03996	
2	0,00763	0,00403	0,001108	$\leq 0,0352$	0,03470	$\leq 0,11$
1	0,00360	0,00360	0,000990		0,03100	
0	0,00000					

EXEMPLUL A.2.

Structură duală din beton armat, neregulată în plan și în elevație

2.1. DESCRIEREA STRUCTURII

Se determină răspunsul la acțiunea seismică al unei clădiri pentru birouri amplasată în București, având subsol, parter și cinci etaje. Clădirea are o formă neregulată în plan și pe verticală, impusă de configurația terenului, dar și din motive arhitectonice.

Structura de rezistență este de tip dual, fiind alcătuită din cadre longitudinale, cadre transversale și pereți structurali. În figura 1 se prezintă planul de cofraj pentru planșeul peste subsol, în figura 2 – planul de cofraj al planșeelor curente, iar în figura 3 – planul de cofraj al planșeului de acoperiș. Cadrul longitudinal din axa 1 și cadrul transversal din axa F conțin stâlpi circulari cu diametrul de 80 cm și grinzi dreptunghiulare cu dimensiunile secțiunii transversale 30 x 60 și 30 x 50 cm. La ultimul nivel, stâlpii de colț sunt de formă pătrată cu dimensiunile 60 x 60 cm, stâlpii curenți sunt de formă dreptunghiulară cu dimensiunile 40 x 60 cm, iar stâlpul de la intersecția axelor F și 3 este circular, cu diametrul de 60 cm. Cadrele transversale din axele B-E conțin stâlpii circulari sau dreptunghiulari aferenți cadrelor longitudinale și pereți cu grosimea de 40, respectiv 30 de cm. În axa transversală A este plasat un perete structural din beton armat cu grosimea de 40 cm.

La evaluarea forțelor seismice convenționale s-a ținut seama de tubul casei liftului, care are pereți de 30 cm grosime. Dimensiunile în plan ale pereților din beton armat au fost stabilite prin încercări, cu scopul de a evita prezența torsiunii în primele două moduri de vibrație. Înălțimile grinzilor longitudinale și transversale se încadrează în raportul $l/10$, l fiind lungimea acestora interax. Planșeele curente și de acoperiș au grosimea de 14 cm, iar planșeul peste subsol are grosimea de 15 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 etaj, care este retras. În figurile 4 și 5 se prezintă secțiunile verticale A-A și B-B prin clădire.

La realizarea elementelor structurii de rezistență s-au folosit beton C20/25 și oțel PC52.

2.2. SCHEMA DE CALCUL PENTRU VERIFICAREA LA ACȚIUNEA SEISMICĂ

Subsolul realizat sub forma unei cutii rigide are pereți perimetrali cu grosimi de 30 și 40 cm și este rezemat pe un radier general cu placa de 30 cm grosime și cu grinzi întoarse de 50 cm lățime și 1,00 m înălțime.

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 normativul P100-1/2004.

Nu se va considera în calcul componenta verticală a acțiunii seismice.

Forțele seismice orizontale convenționale se vor stabili pentru fiecare direcție principală a ansamblului structural. Aceste direcții se obțin prin calcul modal, pe baza primei forme proprii de vibrație de translație, pentru care factorul modal de participare la torsiune are valoarea cea mai mică ($\varepsilon_{\theta,k} \cong 0$).

2.2.1. Încărcări gravitaționale normale

- Încărcări pe planșeul de acoperiș (terasă necirculabilă)
 - încărcări permanente G_p
 - planșeu: $0,14 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
 - termoizolație + hidroizolație: $1,70 \text{ kN/m}^2$

- spațiu tehnic: $0,30 \text{ kN/m}^2$
 - plafon fals: $0,15 \text{ kN/m}^2$
- $$\sum G_p = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

- încărcări variabile Q_{ki}

- zăpadă: $s_k = \mu_c c_e c_i s_{0,k} = 0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,0 = 1,28 \text{ kN/m}^2$
(conform CR 1-1-3-2005)
- utilă: $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
(conform SR-EN 1991-1-1, tabel NA. 6.10)

În calcule se introduce valoarea maximă, $s_k = 1,28 \text{ kN/m}^2$.

• Încărcări la nivelul planșeului peste etajul 4

- încărcări permanente G_p

- planșeu: $0,14 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- spațiu tehnic: $0,30 \text{ kN/m}^2$
- termoizolație + hidroizolație: $1,70 \text{ kN/m}^2$
- plafon fals: $0,15 \text{ kN/m}^2$
- pereți despărțitori: $1,00 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G_p = 6,65 \text{ kN/m}^2$$

- încărcări variabile Q_{ki}

- utilă: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$, corespunzător categoriei B – clădiri pentru birouri (conform SR-EN 1991-1-1, tabele NA. 6.1 și NA. 6.2)

• Încărcări la nivelul planșeelor curente (peste parter și etajele 1, 2 și 3)

- încărcări permanente G_p

- planșeu: $0,14 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- pardoseală: $0,08 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 1,76 \text{ kN/m}^2$
- spațiu tehnic: $0,30 \text{ kN/m}^2$
- plafon fals: $0,15 \text{ kN/m}^2$
- pereți interiori (gips-carton): $0,50 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G_p = 6,21 \text{ kN/m}^2$$

- încărcări variabile Q_{ki}

- utilă: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

• Încărcări permanente perimetrale din închideri

- a) Pereți cortină ($0,50 \text{ kN/m}^2$ de perete) în fațadele principală și laterală dreapta, 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 din cărămidă cu goluri, de 30 cm grosime, 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
 $(3,35 - 0,5) \times 5,3 = 15,11 \text{ kN/m}$

2.2.2. Combinațiile încărcărilor de calcul în cazul acțiunii seismice

Pentru verificări la starea limită ultimă se realizează combinații ale acțiunii seismice cu alte încărcări conform CR 0-2005, folosind relația 4.15:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care:

$G_{k,j} = G_p$ sunt încărcările permanente normate,

$Q_{k,i} = Q_i$ reprezintă încărcările variabile normate,

$\psi_{2,i} = 0,4$ corespunde tabelului 4.1 din CR 0-2005,

A_{Ek} reprezintă încărcarea de calcul a acțiunii seismice,

$\gamma_I = 1,0$ este factorul de importanță a clădirii pentru clasa III de importanță, conform P100-1/2004.

Încărcări pe planșeul de acoperiș (fig. 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)

$$\sum G_p = 6,65 \text{ kN/m}^2$$

$\psi_{2,i} = 0,4$; $Q_i = q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$;

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,65 + 0,4 \times 2,0 = 7,45 \text{ kN/m}^2$$

- pereți cortină: $\sum G_p = 1,75 \text{ kN/m}$

- zidărie de umplutură: $\sum G_p = 15,11 \text{ kN/m}$

Încărcări la nivelul planșeelor peste etajele 1, 2, 3 și parter (fig. 8)

$$\sum G_p = 6,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{2,i} = 0,4; Q_i = q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,21 + 0,4 \times 2,0 = 7,01 \text{ kN/m}^2$$

- pereți cortină: $\sum G_p = 1,83 \text{ kN/m}$ (1,97 kN/m la planșeul peste parter)
- zidărie de umplutură: $\sum G_p = 16,70 \text{ kN/m}$ (19,61 kN/m la planșeul peste parter)

Încărcările la nivelul planșeelor servesc la 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 combinația care conține acțiunea seismică.

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 sale în plan, variației pe înălțime a lățimii consolelor din axa 1, precum și 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 infinit rigide în planul lor și neglijează aportul plăcii, prin zona activă aferentă, la definirea rigidității grinzilor. Masele calculate din încărcările gravitaționale stabilite anterior se consideră distribuite uniform la nivelul planșeelor clădirii. La acestea se adaugă masele aferente stâlpilor, grinzilor și pereților de la fiecare nivel.

Masele concentrate și coordonatele centrului maselor se pot calcula automat, cu programe de calcul specializate, sau manual. În modelul spațial, în centrul maselor de nivel se vor considera trei grade de libertate dinamică, și anume translații pe două direcții perpendiculare din planul orizontal, Ox și Oy , și rotirea în jurul axei verticale Oz .

Analiza modală pe un model spațial va urmări determinarea următoarelor elemente:

- poziția centrului maselor și a centrului de rigiditate de 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 acțiunii seismice 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 din variația spațială a mișcării seismice a terenului.

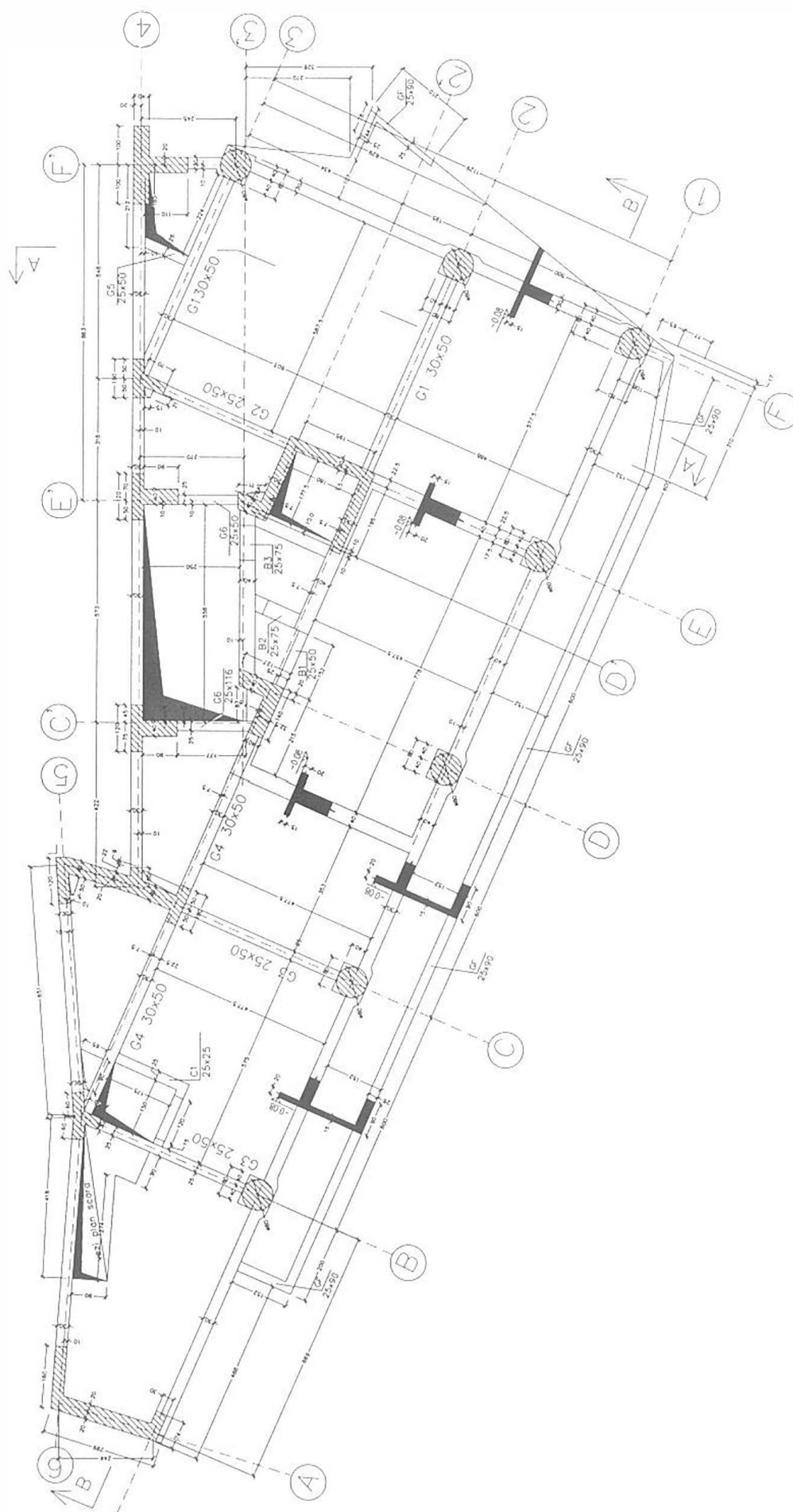


Fig. 1 Plan cofraj planșeu peste subsol (la cota -0,08 m)

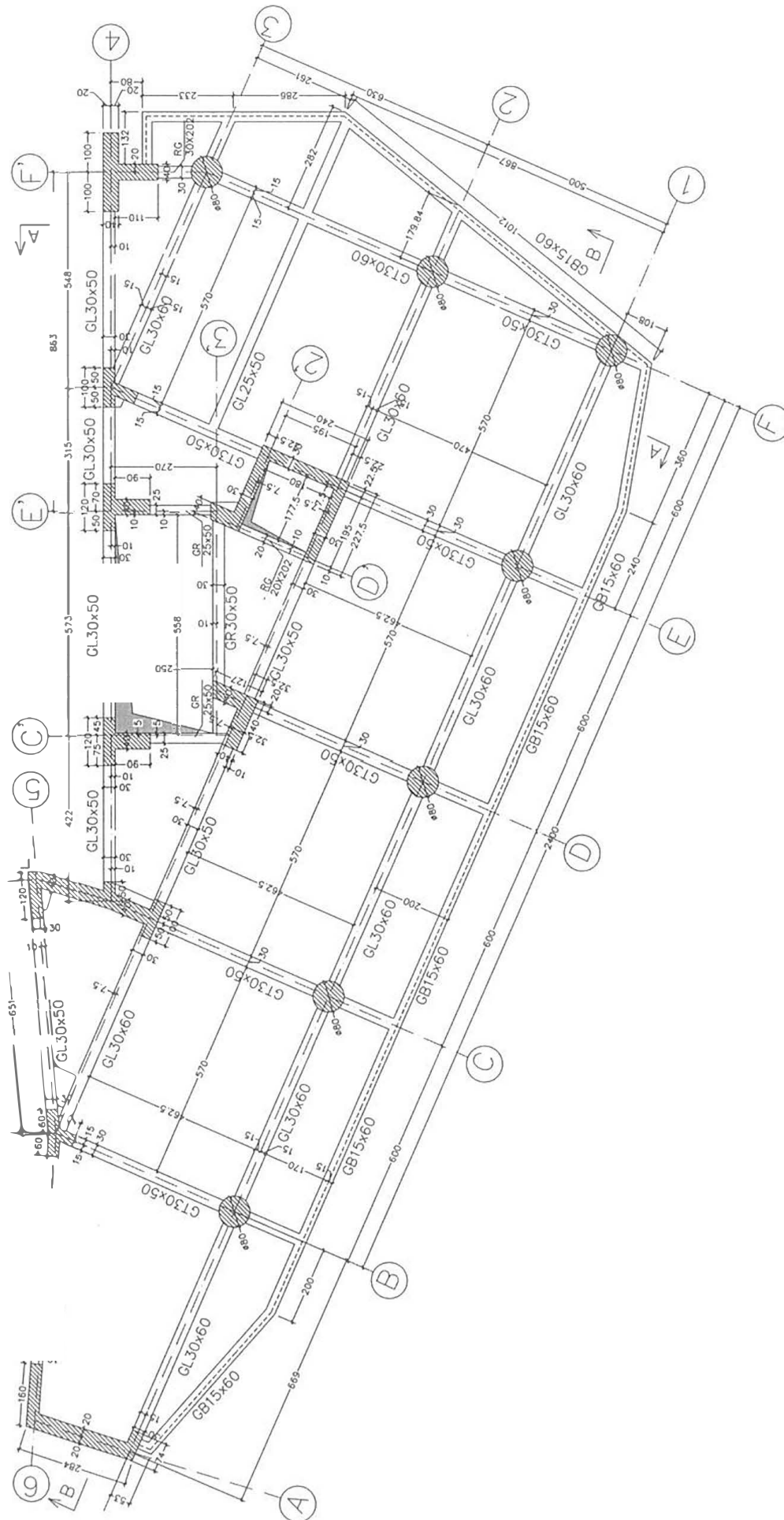


Fig. 2 Plan cofraj planșeu peste parter și etajele 1÷4 (la cotele +4,12 m; +7,77 m; +11,42 m; +15,07 m; +18,72 m)



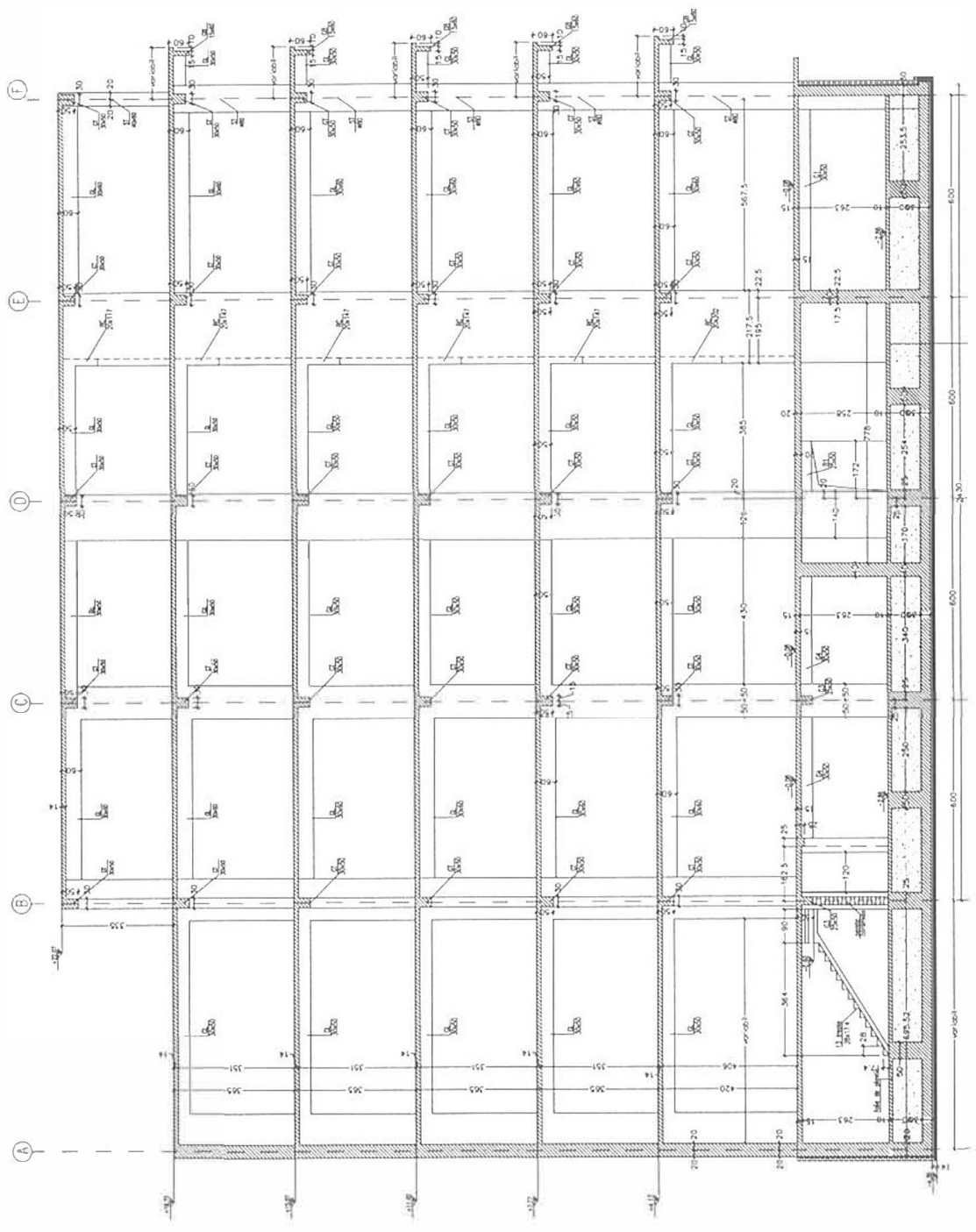


Fig. 5 Secțiunea verticală B-B

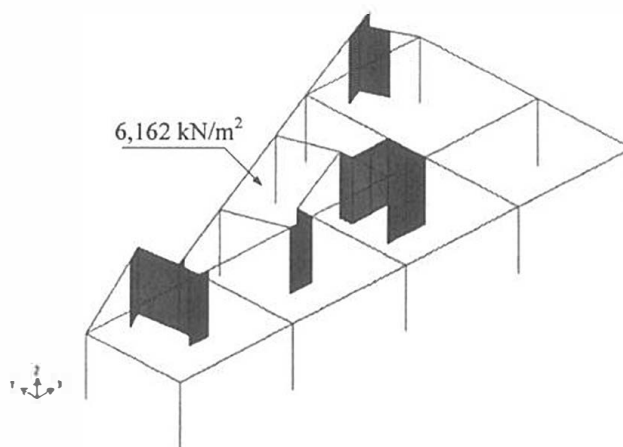


Fig. 6 Încărcări normale la nivelul planșeului de acoperiș (peste etajul 5)

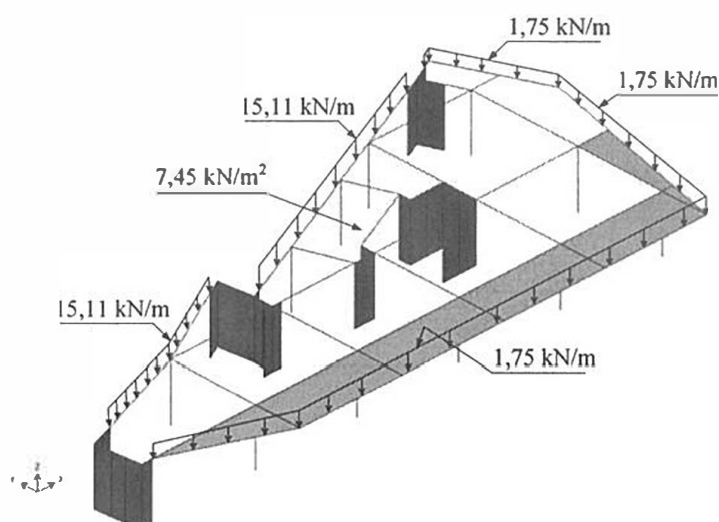


Fig. 7 Încărcări normale la nivelul planșeului peste etajul 4

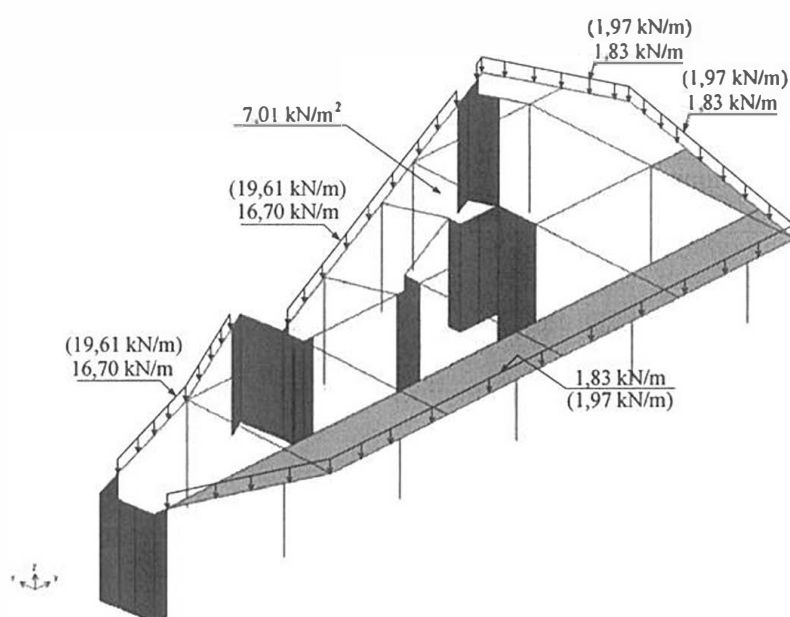


Fig. 8 Încărcări normale la nivelul planșeelor peste etajele 1, 2 și 3, respectiv peste parter (valorile din paranteză)

2.3.1. Modelul spațial al clădirii

2.3.1.1. Elementele de rezistență

Structura de rezistență este compusă din pereți structurali, stâlpi și grinzi.

În figura 9 se prezintă modelul spațial în ansamblu, iar în figurile 10 și 11 se prezintă elementele de rezistență de la un etaj curent, respectiv de la ultimul etaj. Nu s-au considerat în model golurile prevăzute în planșee pentru casa scării și lift.

Pentru descrierea ansamblului structural s-a ales următorul sistem global de axe: în planul structurii, axa X , paralelă cu axa 1 a structurii, și axa Y , perpendiculară pe axa X ; normal pe planul structurii, axa verticală Z .

În tabelele 1 și 2 sunt prezentate dimensiunile și caracteristicile geometrice principale ale grinzilor și stâlpilor în raport cu axele locale ale acestora. La grinzi, axa locală z este paralelă cu axa globală Z . La stâlpi, axele locale corespund direcțiilor principale de inerție ale secțiunilor transversale.

Tabelul 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	0,60	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 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 fictivă 3, modelată cu elemente finite de bară dublu articulată, este utilizată pe linia pereților structurali pentru definirea încărcărilor gravitaționale provenite din zona aferentă planșeelelor.

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, iar greutatea specifică a acestuia este 25 kN/m³.

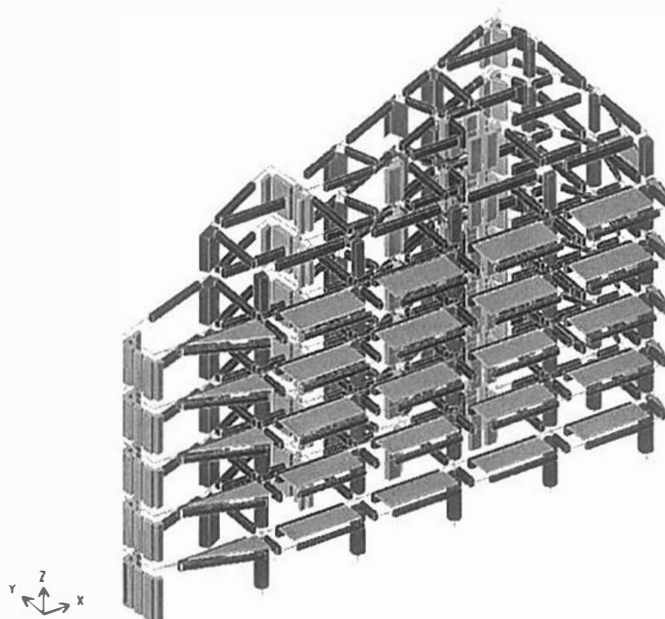


Fig. 9 Modelul spațial cu elemente finite al suprastructurii clădirii (P+5E)

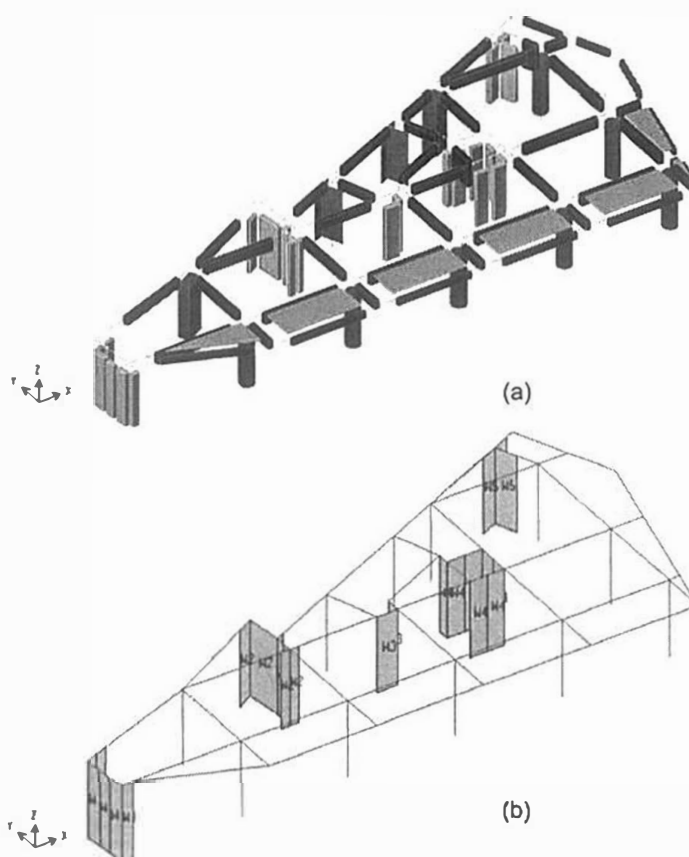


Fig. 10 (a) Modelarea cu elemente finite a elementelor de rezistență (stâlpi, grinzi, pereți) aferente unui etaj curent (b) Dispunerea pereților structurali la etajul curent

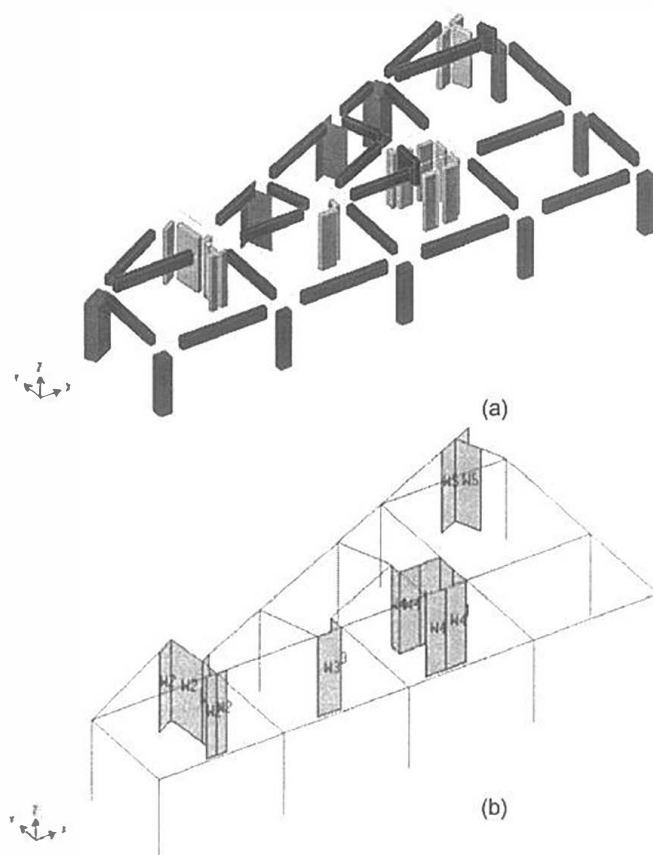


Fig. 11 (a) Modelarea cu elemente finite a elementelor de rezistență (stâlpi, grinzi, pereți) de la ultimul nivel (b) Dispunerea pereților structurali la ultimul nivel

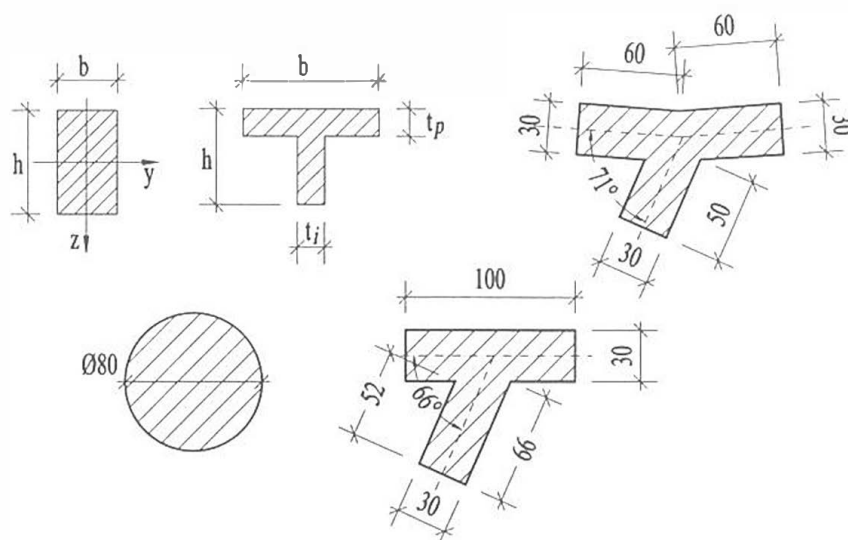


Fig. 12 Secțiunile transversale ale stâlpilor

2.3.1.2. Mase

În tabelul 3 se prezintă distribuția maselor din încărcările gravitaționale și coordonatele centrelor maselor (CM), pe niveluri. Poziția centrelor de masă, raportată la sistemul de axe în care este descrisă structura, se calculează cu relațiile:

$$x_{CM,i} = \frac{\sum_{j=1}^n m_{i,j} x_{i,j}}{\sum_{j=1}^n m_{i,j}}, \quad y_{CM,i} = \frac{\sum_{j=1}^n m_{i,j} y_{i,j}}{\sum_{j=1}^n m_{i,j}}, \quad \begin{matrix} i = \text{nivel} \\ j = \text{element} \end{matrix}$$

Pentru structura analizată, i ia valori de la 1 la 6.

Tabelul 3

Planșeu peste nivelul	Masa $m_x = m_y$ [t]	Momentul de inerție al masei [tm]	Coordonatele centrelor maselor	
			x_{CM} [m]	y_{CM} [m]
Etaj 5	153,343	11990	18,712	4,566
Etaj 4	306,040	28500	18,925	4,044
Etaj 3	291,374	27160	18,882	4,213
Etaj 2	288,313	26810	18,897	4,285
Etaj 1	285,258	26470	18,912	4,355
Parter	290,449	26980	18,852	4,512

Tabelul 4 conține masele de nivel provenite de la stâlpi, grinzi și pereți.

Tabelul 4

Planșeu peste nivelul	Stâlpi [t]	Grinzi [t]	Pereți [t]
Etaj 5	18,382	47,994	25,056
Etaj 4	45,703	67,914	60,159
Etaj 3	54,643	69,047	70,205
Etaj 2	54,643	68,710	70,205
Etaj 1	54,643	68,374	70,205
Parter	58,760	69,309	75,495
Subsol	31,438	—	40,392
TOTAL	318,0	391,0	412,0

Masele totale de nivel și pozițiile centrelor maselor corespunzătoare sunt prezentate în tabelul 5.

Tabelul 5

Planșeu peste nivelul	Masa $m_x = m_y$ [t]	Momentul de inerție al masei [tm]	Coordonatele centrelor maselor	
			x_{CM} [m]	y_{CM} [m]
Etaj 5	244,777	18950	19,37	5,11
Etaj 4	479,821	46280	19,04	4,51
Etaj 3	485,273	48940	18,79	4,57
Etaj 2	481,874	48520	18,80	4,62
Etaj 1	478,484	48100	18,80	4,67
Parter	494,016	49710	18,77	4,80
TOTAL	2664,245	260500		

În tabelul 6 se prezintă rezultatele forțelor gravitaționale provenite din greutatea proprie a elementelor de rezistență și din încărcările permanente și variabile calculate la punctul 2.2.1.

Tabelul 6

Planșeu peste nivelul	Stâlpi [kN]	Grinzi [kN]	Pereți [kN]	Permanente + utilă [kN]	Total pe nivel [kN]
Etaj 5	183,817	479,935	250,565	1505,06	2419,34
Etaj 4	457,03	679,143	601,591	3003,78	4741,55
Etaj 3	546,426	690,473	702,054	2859,84	4798,79
Etaj 2	546,426	687,105	702,054	2829,79	4765,38
Etaj 1	546,426	683,738	702,054	2799,81	4732,03
Parter	587,595	693,087	754,948	2850,76	4886,39
TOTAL	2867,72	3913,48	3713,27	15849,04	26343,50

2.3.2 Vectori și valori proprii

Ipoteza planșeului infinit rigid în planul său implică trei grade de libertate dinamică (GLD) pe nivel – două translații în planului planșeului și o rotire în jurul axei normale pe planșeu. Gradele de libertate dinamică de nivel sunt raportate la centrul maselor. Formele proprii de vibrație se obțin prin rezolvarea sistemului de ecuații algebrice, liniare și omogene:

$$(\mathbf{K} - \omega_k^2 \mathbf{M}) \mathbf{S}_k = 0; \quad k=1, 2 \dots n$$

Pentru clădirea analizată, $n=6 \times 3=18$ GLD (12 translații pe direcțiile X și Y și 6 rotații în jurul axei Z). Condiția de compatibilitate pentru sistemul de ecuații furnizează ecuația algebrică:

$$|\mathbf{K} - \omega_k^2 \mathbf{M}| = 0$$

ale cărei soluții sunt pătratele pulsațiilor proprii ω_k^2 , cu $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_k < \dots < \omega_n$.

Perioadele proprii de vibrație se obțin din pulsațiile proprii:

$$T_k = \frac{2\pi}{\omega_k}; \quad T_1 > T_2 > \dots > T_k > \dots > T_n$$

În tabelul 7 se prezintă perioadele proprii și coeficienții de echivalență modală pentru primele 10 moduri de vibrație.

Tabelul 7

Modul de vibrație k	Perioada proprie [sec]	Coeficienții de echivalență modală (factorii 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	0,59820	0,5638	0,903	0,1343	0,925	0,0982	0,939
2	0,55413	0,1408		0,6213		0,0020	
3	0,46347	0,0935		0,0079		0,6619	
4	0,17300	0,1054		0,0124		0,0160	
5	0,14878	0,0192	0,939	0,1489	0,925	0,0024	0,939
6	0,12645	0,0099		0,0084		0,1586	
7	0,08814	0,0362		0,0024		0,0060	
8	0,07371	0,0024		0,0416		0,0001	
9	0,06716	0,0069		0,0006		0,0310	
10	0,05757	0,0102		0,0002		0,0051	

Conform P100-1/2004, paragraful 4.5.3.3.1, aliniatele (7) și (8), pentru evaluarea răspunsului seismic total sunt suficiente primele moduri proprii de vibrație la care masele modale efective reprezintă cel puțin 5% din masa totală ($\varepsilon \geq 0,05$) și suma lor reprezintă cel puțin 90% din masa totală a structurii ($\sum \varepsilon_k \geq 0,9$). Pentru structura analizată sunt suficiente primele 6 moduri de vibrație. Se observă că primele două moduri de vibrație reprezintă preponderent oscilații de translație după două direcții înclinate față de axele generale X și Y (Fig. 13, 14).

Forma a treia de vibrație este o oscilație generală de răsucire (Fig. 15). Componentele vectorilor proprii corespunzători primelor cinci moduri de oscilație sunt indicate în tabelul 8.

Tabelul 8

Planșeu peste nivel	Ordonata	Modul de vibrație k ($k = 1 \div 5$)				
		Modul 1	Modul 2	Modul 3	Modul 4	Modul 5
Etaj 5	<i>translație X</i> $s_{6,x,k}$	2.4431E-02	-1.3039E-02	1.1453E-02	2.7964E-02	1.1061E-02
	<i>translație Y</i> $s_{6,y,k}$	1.3066E-02	2.9073E-02	2.7100E-03	9.4978E-03	-2.8654E-02
	<i>rotire Z</i> $s_{6,\theta,k}$	1.1193E-03	-2.4115E-04	-3.1277E-03	1.0585E-03	-1.5950E-04
Etaj 4	<i>translație X</i> $s_{5,x,k}$	2.2649E-02	-1.1519E-02	8.7048E-03	1.2978E-02	4.3364E-03
	<i>translație Y</i> $s_{5,y,k}$	1.1230E-02	2.4855E-02	2.9437E-03	4.2055E-03	-1.1037E-02
	<i>rotire Z</i> $s_{5,\theta,k}$	9.8885E-04	-1.7295E-04	-2.6581E-03	4.6902E-04	-2.1670E-04
Etaj 3	<i>translație X</i> $s_{4,x,k}$	1.8847E-02	-9.3222E-03	7.4325E-03	-6.2201E-03	-2.8051E-03
	<i>translație Y</i> $s_{4,y,k}$	9.0038E-03	1.9541E-02	2.5466E-03	-2.1741E-03	8.2500E-03
	<i>rotire Z</i> $s_{4,\theta,k}$	8.0349E-04	-1.1176E-04	-2.0795E-03	-1.9984E-04	2.5532E-05
Etaj 2	<i>translație X</i> $s_{3,x,k}$	1.4066E-02	-6.7971E-03	5.6565E-03	-2.0138E-02	-7.8638E-03
	<i>translație Y</i> $s_{3,y,k}$	6.6201E-03	1.3780E-02	1.5819E-03	-6.8239E-03	2.1462E-02
	<i>rotire Z</i> $s_{3,\theta,k}$	5.8770E-04	-6.3075E-05	-1.4655E-03	-6.9613E-04	2.5542E-04
Etaj 1	<i>translație X</i> $s_{2,x,k}$	8.7432E-03	-4.1591E-03	3.5700E-03	-2.2349E-02	-8.7065E-03
	<i>translație Y</i> $s_{2,y,k}$	4.0599E-03	8.1446E-03	7.8645E-04	-7.5455E-03	2.3202E-02
	<i>rotire Z</i> $s_{2,\theta,k}$	3.6234E-04	-2.7509E-05	-8.7260E-04	-7.9708E-04	3.1261E-04
Parter	<i>translație X</i> $s_{1,x,k}$	3.6507E-03	-1.7409E-03	1.5366E-03	-1.2980E-02	-5.3066E-03
	<i>translație Y</i> $s_{1,y,k}$	1.6734E-03	3.2836E-03	2.6174E-04	-4.3353E-03	1.3720E-02
	<i>rotire Z</i> $s_{1,\theta,k}$	1.5555E-04	-7.2163E-06	-3.6474E-04	-4.9313E-04	1.8538E-04

Planșeu peste nivelul	Componentele vectorilor tabelul 8.	
Etaj 5	5)	Tabelul 8
Etaj 4		
Etaj 3	dul 4	Modul 5
Etaj 2		
Etaj 1	E-02	1.1061E-02
Parter		
TOTAL	-03	-2.8654E-02

2.3.2.
Ipot
(GLD) pe
planșeu. C
de vibrații

Pentru
axei Z

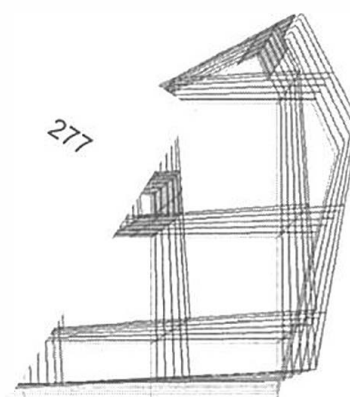
ale

51E-03

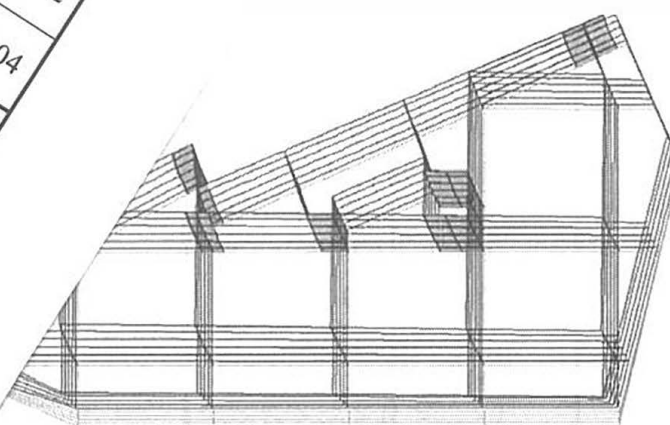
0E-03

-05

03



$$\varepsilon_{y,1} = 0,1343, \varepsilon_{\theta,1} = 0,0982, T_1 = 0,5982 \text{ sec}$$



$$\text{vibrație } (\varepsilon_{x,2} = 0,141, \varepsilon_{y,2} = 0,621, \varepsilon_{\theta,2} = 0,002, T_2 = 0,55413 \text{ sec})$$

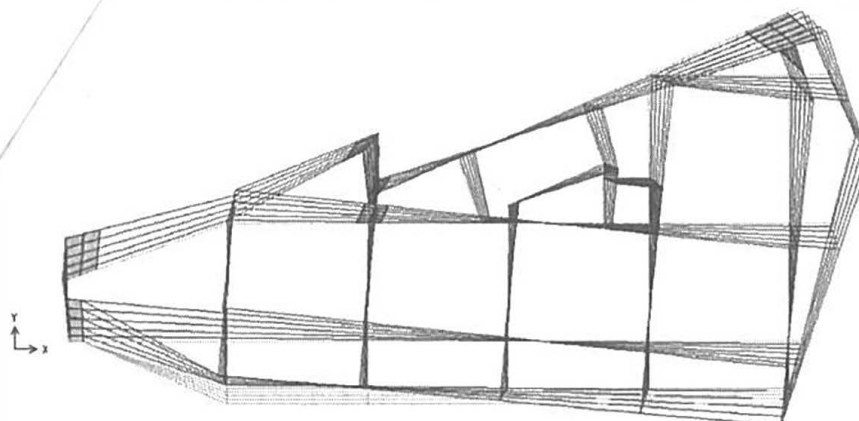


Fig. 15 Modul 3 de vibrație ($\varepsilon_{x,3} = 0,093, \varepsilon_{y,3} = 0,008, \varepsilon_{\theta,3} = 0,662, T_3 = 0,46347 \text{ sec}$)

Cunoscând masele de nivel (tabelul 5) și vectorii proprii de vibrație (tabelul 8), se pot calcula masa modală generalizată M_k cu relația (C3), masele modale efective $m_{x,k}^*$, $m_{y,k}^*$ și $J_{\theta,k}^*$ cu relațiile (C5) și factorii modali de participare $p_{x,k}$, $p_{y,k}$ și $p_{\theta,k}$ conform relațiilor (C4).

Masele echivalente modale m^* sunt asociate unor sisteme cu 1 GLD echivalente sistemului real cu 18 GLD și servesc la calcularea forței tăietoare de bază modale maxime. Factorii de participare modali exprimă "participarea cantitativă a accelerației care se manifestă la baza structurii $\ddot{u}_0(t)$ în fiecare ecuație modală". Ca urmare, $p_{x,k}\ddot{u}_0(t)$ are semnificația de forță de inerție modală.

De exemplu, în modul fundamental de vibrație se obține:

Masa generalizată modală

$$M_1 = \sum_{i=1}^6 \left[m_i (s_{i,x,1}^2 + s_{i,y,1}^2) + J_i s_{i\theta,1}^2 \right] = 1,0 \text{ (în cazul vectorilor proprii ortonormați)}$$

Factorii de participare modali

$$p_{x,1} = \sum_{i=1}^{N=6} m_i s_{i,x,1} = 38,75853$$

$$p_{y,1} = \sum_{i=1}^{N=6} m_i s_{i,y,1} = 18,91525$$

$$p_{\theta,1} = \sum_{i=1}^{N=6} J_i s_{i\theta,1} = 159,96697$$

Masele modale efective

$$m_{x,1}^* = \frac{(p_{x,1})^2}{M_1} = \frac{(38,75853)^2}{1,0} = 1502,22$$

$$m_{y,1}^* = \frac{(p_{y,1})^2}{M_1} = \frac{(18,91525)^2}{1,0} = 357,787$$

$$J_{\theta,1}^* = \frac{(p_{\theta,1})^2}{M_1} = \frac{(159,96697)^2}{1,0} = 25590$$

Cunoscând masa totală $m = 2664,245 \text{ t}$ și momentul de inerție al masei $J = 260500 \text{ tm}$, se obțin coeficienții de echivalență modali:

$$\varepsilon_{x,1} = \frac{m_{x,1}^*}{m} = \frac{1502,22}{2664,245} = 0,5640$$

$$\varepsilon_{y,1} = \frac{m_{y,1}^*}{m} = \frac{357,787}{2664,245} = 0,1343$$

$$\varepsilon_{\theta,1} = \frac{J_{\theta,1}^*}{J} = \frac{25590}{260500} = 0,0982$$

Coeficienții de echivalență modali $\varepsilon_{x,k}$, $\varepsilon_{y,k}$ și $\varepsilon_{\theta,k}$ s-au calculat conform relațiilor (C6) și exprimă sintetic contribuția modurilor de vibrație în evaluarea răspunsului seismic total. Cu alte cuvinte, acești coeficienți exprimă procentual distribuția rezultantei forțelor de inerție pe direcțiile generale de oscilație într-un mod propriu de vibrație k . Pe baza acestor coeficienți se poate aprecia conformarea generală a unei clădiri, în vederea estimării răspunsului acesteia la acțiunea seismică. Paragraful C 1.3 conține recomandări în acest sens.

Valorile reduse ale coeficientului de echivalență asociat oscilațiilor de torsiune $\varepsilon_{\theta,k}$ în primele două moduri proprii de vibrație, precum și valorile coeficienților de echivalență asociați oscilațiilor de translație din primele două moduri proprii,

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{x,1} + \varepsilon_{y,1} = 0,5638 + 0,1343 = 0,6981 \approx 0,7$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{x,2} + \varepsilon_{y,2} = 0,1408 + 0,6213 = 0,7621 > 0,7$$

arată buna conformare a structurii analizate.

Prin urmare, metoda de calcul spațial cu utilizarea spectrului de răspuns de proiectare la evaluarea răspunsului modal maxim este adecvată pentru determinarea deplasărilor și eforturilor în cazul clădirii prezentate.

2.3.3. Calculul forțelor tăietoare de bază maxime modale

Forțele tăietoare de bază modale maxime se calculează cu relațiile (C8). Spectrul de proiectare inelastic se obține din relația (3.18), capitolul 3.13, pentru $T_1 > T_B = 0,1T_C = 0,16$ sec (zona orașului București):

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q}$$

unde

a_g este valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului, determinată pentru un interval mediu de recurență de referință de 100 ani, și corespunde pentru verificări la starea limită ultimă de rezistență;

$$a_g = 0,24g = 2,3556 \text{ m/s}^2$$

$\beta(T)$ este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației terenului ca urmare a mișcării de oscilație a structurii;

$$\text{pentru } T_B < T < T_C, \beta(T) = \beta_0 = 2,75$$

q este factorul de comportare al structurii; conform tabelului 5.1, $q = 5\alpha_u / \alpha_1$ pentru o structură duală având clasa H de ductilitate. Această valoare este valabilă **numai dacă la proiectare se va asigura structurii de beton armat o capacitate de disipare a energiei induse de mișcarea seismică prin deformări plastice corespunzătoare clasei H** . Factorul de suprazistență α_u / α_1 se consideră 1,35 – structura fiind alcătuită preponderent din cadre, cu mai multe niveluri și deschideri. Factorul de comportare q se va reduce cu 20%, conform cap. 5.2.2.2, aliniatul (2), 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

$$S_d(T_k) = a_g \frac{\beta_0}{q} = 2,3556 \frac{2,75}{5,4} = 1,20$$

$$T_5 = 0,14878 \text{ sec} \leq T_k \leq T_1 = 0,5982 \text{ sec}; k = 1 \div 4$$

În tabelul 9 se prezintă componentele forțelor tăietoare de bază modale maxime pentru primele șase moduri de vibrație, respectiv sumate după regulile SRSS și CQC.

Tabelul 9

Modul de vibrație k	Seism în direcția X $S_{dx} = S_d$		Seism în direcția Y $S_{dy} = S_d$	
	$F_{x,k}$ [kN]	$F_{y,k}$ [kN]	$F_{x,k}$ [kN]	$F_{y,k}$ [kN]
1	1802	879	879	429
2	450	-945	-945	1985
3	299	87	87	25
4	337	116	116	40
5	59	-163	-163	455
6	28	25	25	23
SRSS	1914	1310	1310	2084
CQC	2218	798	798	2340

De exemplu, în cazul unei mișcări de translație a bazei într-o direcție paralelă cu axa Ox din figura 16, suma forțelor statice echivalente de nivel se calculează cu relația (C8), în care:

$$S_{dx}(T_k) = \gamma_1 S_d(T) = 1,20$$

$\gamma_I = 1,0$ este factorul de importanță pentru o clădire având clasa de importanță III (conform tabelului 4.3). Pentru modul fundamental de vibrație se obține

$$F_{x,1} = S_{dx}(T_1) m_{x,1}^* = 1,20 \times 1502,22 = 1802 \text{ kN}$$

$$F_{y,1} = \frac{p_{y,1}}{p_{x,1}} F_{x,1} = \frac{18,915}{38,7585} 1802 = 879 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,1} = \frac{p_{\theta,1}}{p_{x,1}} F_{x,1} = \frac{159,967}{38,7585} 1802 = 7441 \text{ kNm}$$

Pentru modul al doilea de vibrație,

$$F_{x,2} = 1,20 \times (0,1408 \times 2664,245) = 450 \text{ kN}$$

$$F_{y,2} = \frac{40,684}{-19,368} 450 = -945 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,2} = \frac{22,784}{-19,368} 450 = -529 \text{ kNm}$$

Componentele forțelor tăietoare maxime modale în cazul unei mișcări de translație a terenului în direcția Oy se obțin folosind relațiile (C10). Astfel, în primul mod de vibrație rezultă:

$$F_{y,1} = S_{dy}(T_1) m_{y,1}^* = 1,20 \times 357,787 = 429 \text{ kN}$$

$$F_{x,1} = \frac{p_{x,1}}{p_{y,1}} F_{y,1} = \frac{38,7585}{18,915} 429 = 879 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,1} = \frac{p_{\theta,1}}{p_{y,1}} F_{y,1} = \frac{159,967}{18,915} 429 = 3631 \text{ kNm}$$

În al doilea mod de vibrație

$$F_{y,2} = 1,20 \times (40,68435)^2 = 1985 \text{ kN}$$

$$F_{x,2} = \frac{-19,368}{40,68435} 1985 = -945 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,2} = \frac{-22,78421}{40,68435} 1985 = -1112 \text{ kNm}$$

Distribuția forțelor tăietoare de bază modale maxime pe direcțiile gradelor de libertate dinamică la fiecare nivel în centrul maselor se calculează cu relațiile (C9).

În tabelele 10 și 11 se prezintă forțele seismice convenționale de nivel obținute pe baza regulilor de suprapunere modală CQC, respectiv, SRSS.

Tabelul 10

Nivel	Seism în direcția Ox $S_{dx} = S_d$			Seism în direcția Oy $S_{dy} = S_d$		
	$F_{x,i}$ [kN]	$F_{y,i}$ [kN]	$M_{\theta,i}$ [kNm]	$F_{x,i}$ [kN]	$F_{y,i}$ [kN]	$M_{\theta,i}$ [kNm]
Regula de combinare CQC						
Etaj 5	377	149	1553	143	436	607
Etaj 4	627	232	3056	228	681	1131
Etaj 3	526	186	2568	188	549	940
Etaj 2	438	158	1990	162	454	883
Etaj 1	340	125	1457	131	356	775
Parter	208	72	903	76	221	473

Tabelul 11

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]
Regula de combinare SRSS						
Etaj 5	330	236	1631	223	395	722
Etaj 4	544	380	3223	372	609	1366
Etaj 3	457	305	2716	308	491	1119
Etaj 2	387	241	2115	249	412	997
Etaj 1	307	176	1550	185	331	852
Parter	187	95	1004	102	207	522

2.3.4. Determinarea direcțiilor principale pentru acțiunea seismică

În primele două moduri de vibrație ale structurii analizate, oscilațiile sunt predominant de translație, iar factorii de participare ai maselor modale efective au valori nenule după ambele direcții ale axelor de coordonate $0x$ și $0y$ ($\varepsilon_{x,k} \neq 0$ și $\varepsilon_{y,k} \neq 0$; $k = 1, 2$). 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 ale acțiunii seismice coincid cu axele globale cu care s-a descris structura. Ca urmare, o simplă examinare a acestor factori nu poate furniza un răspuns direct al poziției direcțiilor principale.

O condiție suplimentară de identificare a direcțiilor principale folosind răspunsurile modale este ca valorile coeficientului de echivalență modală ε_{θ} sau ale factorului de participare modală p_{θ} să fie nule. În cazul studiat, numai modul al doilea de vibrație îndeplinește această condiție ($\varepsilon_{\theta,2} = 0,002 \cong 0$). În consecință, orientarea unei direcții principale va fi furnizată de unghiul dintre una din componentele forței tăietoare de bază asociată modului 2 de oscilație, $F_{x,k}$ sau $F_{y,k}$, și rezultanta acestora, $F_{b,k} = \sqrt{(F_{x,k})^2 + (F_{y,k})^2}$:

$$\alpha = \arcsin \frac{F_{y,k}}{F_{b,k}} = \arcsin \left(-\frac{945}{\sqrt{945^2 + 450^2}} \right) = -64,54^\circ$$

sau, în funcție de factorii de participare modală,

$$\alpha = \arctg \frac{p_{y,k}}{p_{x,k}} = \arctg \left(\frac{40,684}{-19,368} \right) = -64,54^\circ$$

pentru $k = 2$.

Dacă se consideră pentru primul mod propriu de vibrație $\varepsilon_{\theta,1} \cong 0$ (față de 0,0982), rezultă

$$\alpha' = \arctg \frac{18,915}{38,758} = 26^\circ$$

Unghiul astfel calculat reprezintă orientarea celei de a doua direcții principale, ortogonală pe prima direcție, așa cum se arată în figura 16.

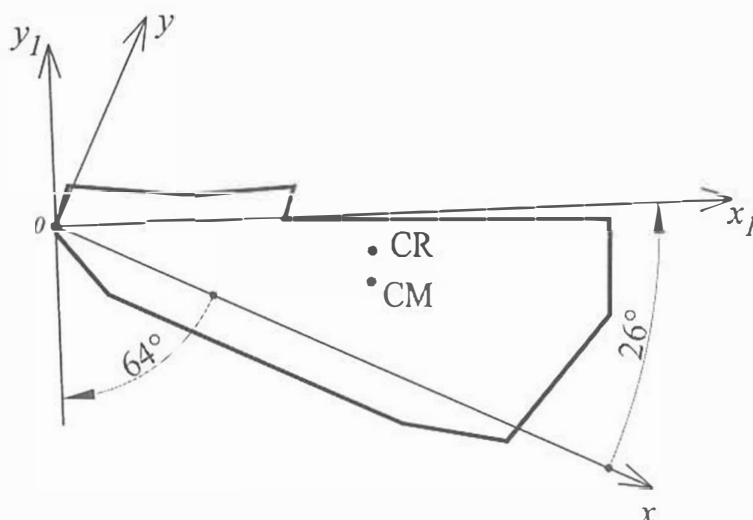


Fig. 16 Orientarea direcțiilor principale Ox_1 și Oy_1

Coeficienții de echivalență asociați direcțiilor principale Ox_1 și Oy_1 se pot obține din coeficienții de echivalență modali calculați în sistemul inițial de axe xOy , după cum urmează:

Modul 1: $\varepsilon_{x_1,1} = \varepsilon_{x,1} + \varepsilon_{y,1} = 0,5638 + 0,1343 = 0,6981$; $\varepsilon_{y_1,1} \cong 0$; $\varepsilon_{\theta,1} = 0,0982$

Modul 2: $\varepsilon_{x_1,2} = \varepsilon_{x,2} + \varepsilon_{y,2} = 0,1408 + 0,6213 = 0,7621$; $\varepsilon_{y_1,2} \cong 0$; $\varepsilon_{\theta,2} = 0,002$

Dacă pentru descrierea structurii se alege un sistem de axe rotit antiorar cu 26° față de sistemul inițial xOy , calculul vectorilor și valorilor proprii în sistemul de axe x_1Oy_1 va conduce la valorile de mai sus ale coeficienților de echivalență modali. Ca urmare, direcțiile Ox_1 și Oy_1 sunt direcții principale.

În figurile 17, 18 și 19 sunt prezentate primele trei forme proprii de vibrație în sistemul de axe rotit x_1Oy_1 .

Se poate constata independența caracteristicilor dinamice de sistemul de axe ales.

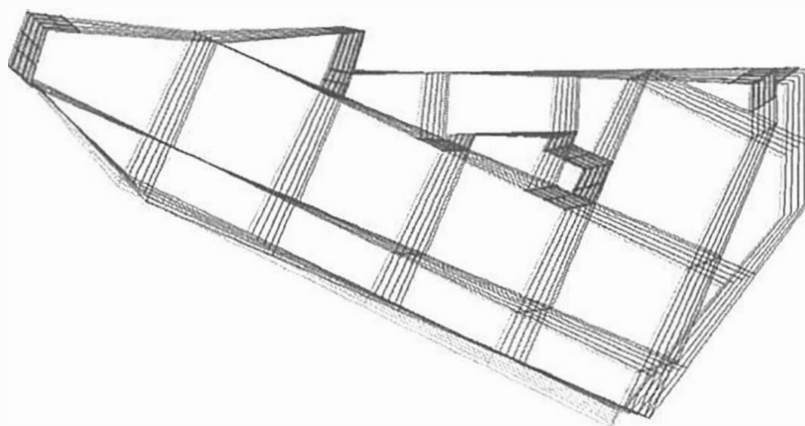


Fig. 17 Modul 1 de vibrație ($\varepsilon_{x_1,1} = 0,698$; $\varepsilon_{y_1,1} = 0,0$; $\varepsilon_{\theta,1} = 0,099$; $T_1 = 0,5982$ sec)

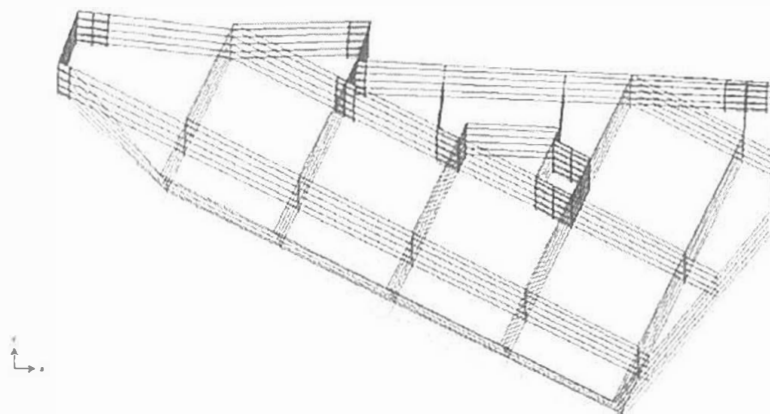


Fig. 18 Modul 2 de vibrație ($\varepsilon_{x_1,2} = 0,0$, $\varepsilon_{y_1,2} = 0,762$, $\varepsilon_{\theta,2} = 0,002$, $T_2 = 0,55413$ sec)

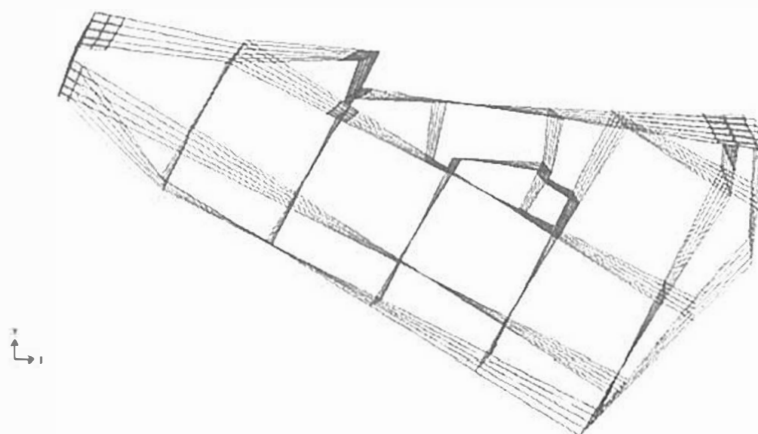


Fig. 19 Modul 3 de vibrație ($\varepsilon_{x_1,3} = 0,099$, $\varepsilon_{y_1,3} = 0,003$, $\varepsilon_{\theta,3} = 0,661$, $T_3 = 0,46347$ sec)

Oscilațiile de torsiune rămân prezente în modul 1 de vibrație deoarece centrul maselor și centrul de rigiditate nu coincid.

2.3.5. Calculul eforturilor și deplasărilor

Pentru acțiunea seismică definită printr-un spectru de proiectare corespunzător unei mișcări de translație independente pe una din direcțiile principale $0x_1$ sau $0y_1$ se obțin forțele tăietoare de bază modale maxime din tabelul 12.

Tabelul 12

Modul de vibrație	Seism pe direcția $0x_1$			Seism pe 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	2208	7	8200	7	0	25
2	0	15	-8	15	2412	-1190
3	313	-52	-7990	-52	9	1330
$\sqrt{\sum_{k=1}^{15} (E_k)^2}$	2262	94	11800	94	2465	1970

Forțele seismice statice convenționale de nivel asociate primelor două moduri proprii de vibrație sunt prezentate în tabelul 13.

Tabelul 13

Nivel	Seism pe direcția $0x_1$ (modul 1)			Seism pe direcția $0y_1$ (modul 2)		
	$F_{x_1,1}$ (kN)	$F_{y_1,1}$ (kN)	$M_{\theta,1}$ (kNm)	$F_{x_1,2}$ (kN)	$F_{y_1,2}$ (kN)	$M_{\theta,2}$ (kNm)
Etaj 5	350	14	1098	12	421	-243
Etaj 4	621	6	2348	12	703	-419
Etaj 3	518	-3	2012	3	561	-286
Etaj 2	383	-4	1459	-3	396	-159
Etaj 1	236	-4	889	-5	234	-68
Parter	102	-2	396	-4	98	-18

Prin raportare la rezultanta forțelor gravitaționale care acționează pe întreaga clădire, $G = 26343 \text{ kN}$, se obțin următorii coeficienți seismici globali:

$$c_{x_1} = \frac{2262}{26343} = 0,0859 \text{ și, respectiv, } c_{y_1} = \frac{2465}{26343} = 0,0936$$

În lipsa unui program de calcul capabil să determine răspunsurile modale și care să facă automat combinații după una din regulile prezentate în anexa C a normativului P100-1/2004, etapa a II-a de calcul, se poate utiliza următorul procedeu de calcul simplificat. Acesta este valabil numai în situația în care ε_x sau ε_y din primele două moduri de vibrație are o valoare mai mare de 0,7. Algoritmul de calcul este următorul:

(a) Se stabilesc forțele seismice statice convenționale de nivel corespunzătoare primelor două moduri proprii de oscilație de translație predominante, folosind relațiile (C3)-(C10), 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 axele principale. În această ultimă variantă, coordonatele care definesc topologia structurii și încărcările trebuie modificate prin relații elementare specifice transformărilor la rotirea sistemului de axe.

(b) Se determină deplasările și eforturile corespunzătoare forțelor seismice statice convenționale aplicate în centrele maselor.

(c) Se introduc în centrele maselor, pentru fiecare direcție de acțiune seismică, momente suplimentare $M^{(1)}_{it} = (F_{ix_1} e_{li} + F_{iy_1} e_{li})_{(1)}$ pentru direcția $0x_1$ și, respectiv,

$M^{(2)}_{it} = (F_{ix_1} e_{li} + F_{iy_1} e_{li})_{(2)}$ pentru direcția $0y_1$, și se calculează eforturile și deplasările corespunzătoare (etapa a III-a din Anexa C).

(d) Se suprapun rezultatele obținute pentru fiecare direcție de acțiune în etapele de calcul (b) și (c), folosind toate combinațiile posibile (etapa a 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., cu relațiile 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.

Coeficienții χ_1 și χ_2 sunt supraunitari și reflectă faptul că în evaluarea răspunsului s-a folosit efectul unui singur mod propriu de vibrație 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 direcție principală de acțiune, Ox_1 și Oy_1 , 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 de acțiune și conțin numai contribuția fiecăruia din primele două moduri proprii de translație.

În cele ce urmează, răspunsul structurii se determină pentru cazul în care structura este descrisă într-un sistem 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 Ox_1

Cazul 2 – (B), forțe seismice de nivel asociate modului 2 de vibrație – acțiune seismică în direcția Oy_1

Cazul 3 – (C), momente de torsiune de nivel produse de forțele seismice din cazul A, ca efect al excentricității accidentale $e_{li} = \pm 0,05L_i = 0,80\text{ m}$ (L_i este dimensiunea construcției proiectată pe normala la direcția de acțiune; în figura 20 se arată $L_{iy} = 16,00\text{ m}$)

Cazul 4 – (D), momente de torsiune de nivel produse de forțele seismice din cazul B; pentru $L_{ix} = 34,0\text{ m}$ se obține $e_{li} = 1,70\text{ m}$.

L_{ix} și L_{iy} sunt dimensiunile dreptunghiului circumscris clădirii la etajul 4. Pentru simplificare, s-a considerat că planșeele au aceleași dimensiuni la toate nivelurile.

În figura 21 se prezintă cazurile de încărcare considerate.

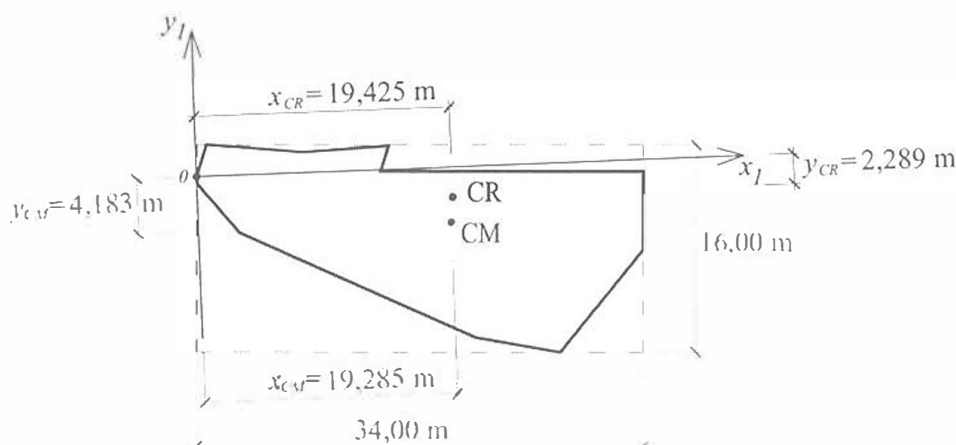
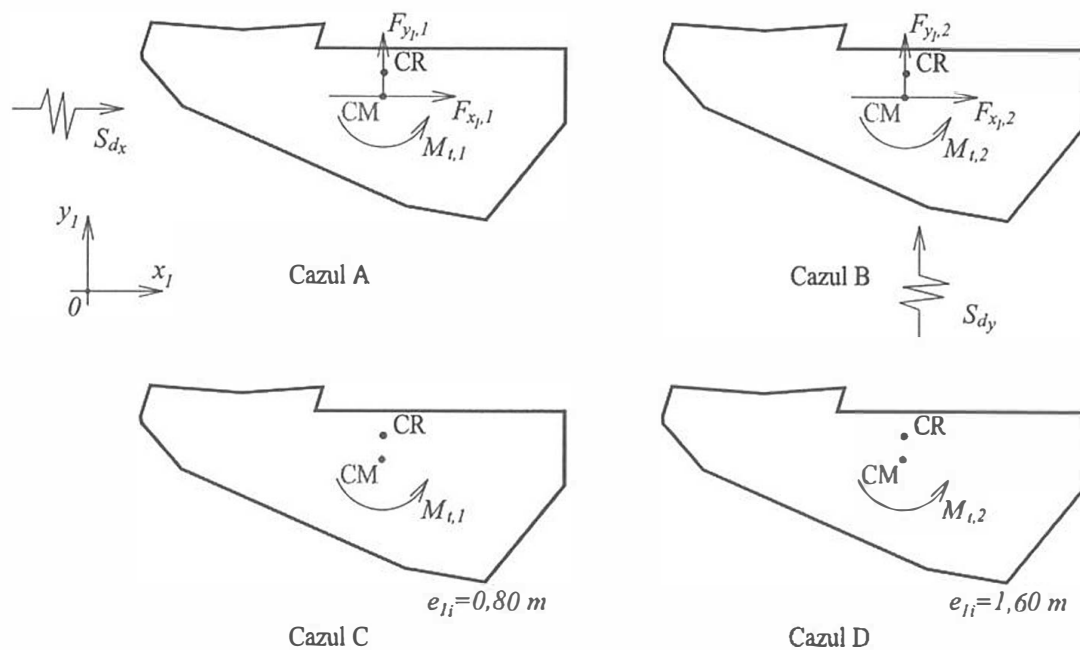


Fig. 20 Poziția centrului de rigiditate și a centrului maselor la planșeu peste etajul 4 și dreptunghiul circumscris acestuia având laturile paralele cu direcțiile considerate pentru acțiunea seismică



$$\overline{M}_{t,1} = \max \left(\left| (F_{x1,1} + F_{y1,1}) e_{li} \right|, \left| (F_{x1,1} - F_{y1,1}) e_{li} \right| \right)$$

$$\overline{M}_{t,2} = \max \left(\left| (F_{x1,2} + F_{y1,2}) e_{li} \right|, \left| (F_{x1,2} - F_{y1,2}) e_{li} \right| \right)$$

Fig. 21 Cazurile de încărcare cu forțe convenționale static echivalente acțiunii seismice

Cu aceste cazuri de încărcare se efectuează cele 16 combinații de încărcări posibile în ipoteza acțiunii seismice dominante pe direcția Ox_1 , conform tabelului 14.

Tabelul 14

Cazul Combinăția	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	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0,3\chi_2$

Pentru o acțiune seismică independentă pe direcția Oy_1 se repetă combinațiile de mai sus, cu $0,3\chi_1$, $-0,3\chi_1$, χ_2 și, respectiv, $-\chi_2$, rezultând în total 32 de combinații posibile. Valorile rezultate pentru eforturi și deplasări trebuie adunate cu eforturile, respectiv deplasările 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 structurii analizate, cadrul longitudinal din axa 4 este paralel cu axa principală Ox_1 , dar pereții structurali și cadrele transversale din axele A ÷ F, precum și cadrele longitudinale din axele 1, 2 și 3 sunt înclinate față de direcțiile principale Ox_1 și Oy_1 . Din acest motiv, calculele de mai sus pot fi efectuate considerând axele inițiale Ox și Oy ca direcții relevante de acțiune. Desigur, calculele sunt laborioase și necesită folosirea unor programe de calcul automat, capabile să efectueze toate combinațiile necesare de calcul.

2.3.6. Verificarea deplasărilor în stadiul limită ultim (ULS)

Pentru stadiul în care secțiunile de beton sunt nedegradate (nefisurate), deplasările de nivel se obțin direct din fiecare combinație de încărcare din tabelul 14. De exemplu, în tabelul 15 se prezintă pentru stâlpul de la intersecția axelor E și 4, în combinația I de încărcare, următoarele rezultate: componentele pe direcțiile Ox_1 și Oy_1 ale deplasărilor elastice la nivelul planșeelor clădirii, u_{x_1} și u_{y_1} , deplasările relative de nivel pe fiecare direcție principală, $\Delta u_{x_1,e}$ și $\Delta u_{y_1,e}$, precum și deplasarea relativă rezultantă Δu_e .

Tabelul 15

Planșeu peste	u_{x_1} [cm]	u_{y_1} [cm]	Nivel	h_{nivel} [m]	$\Delta u_{x_1,e}$ [cm]	$\Delta u_{y_1,e}$ [cm]	Δu_e [cm]
Etaj 5	1,145	0,0927	Etaj 5	3,35	0,116	0,126	0,1713
Etaj 4	1,029	0,801	Etaj 4	3,65	0,174	0,164	0,2390
Etaj 3	0,855	0,637	Etaj 3	3,65	0,218	0,182	0,2840
Etaj 2	0,637	0,455	Etaj 2	3,65	0,242	0,181	0,30220
Etaj 1	0,395	0,274	Etaj 1	3,65	0,231	0,160	0,2810
Parter	0,164	0,114	Parter	4,20	0,164	0,114	0,19970
Subsol	0,000	0,000					

Verificarea deplasărilor laterale la starea limită ultimă se efectuează conform anexei E cu relația:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

Pentru structura analizată, factorul de comportare $q = 5,4$.

Deplasările se recalculează considerând elementele din beton pentru stâlpi, grinzi și pereți fisurate. În acest caz, normativul recomandă reducerea modulului de rigiditate $E_b I_b$ cu 50%, ceea ce este echivalent cu dublarea deplasărilor din tabelul 15 obținute în cazul elementelor de beton nefisurat:

$$d_{re} = \frac{d_{re / nefisurat}}{0,5}$$

Astfel, $\frac{\Delta u_{r,e}^{max}}{0,5} = 0,242 \times 2 = 0,484 \text{ cm}$ și $\frac{\Delta u_e^{max}}{0,5} = 0,3022 \times 2 = 0,6044 \text{ cm}$.

Coeficientul c se obține prin interpolare liniară în domeniul:

$$c = 2 \text{ pentru } T \leq T_C/3 = 1,6/3 = 0,533 > T_1 = 0,5962 \text{ sec}$$

$$c = 1 \text{ pentru } T \geq 0,8T_C = 1,28 \text{ sec}$$

Rezultă

$$d_r^{ULS} = 1,9154 \times 5,4 \times \begin{cases} 0,484 = 5,007 \text{ cm} \\ 0,6044 = 6,251 \text{ cm} \end{cases} < d_{r,a}^{ULS} = 0,02 \times 365 = 7,3 \text{ cm}$$

EXEMPLE DE PROIECTARE STRUCTURI DE BETON ARMAT

B. – EXEMPLE DE PROIECTARE STRUCTURI DE BETON ARMAT ANEXA

Tabel cu corespondența între principalele notații utilizate în P100-1: 2006 și EN 1998 și notațiile corespunzătoare în normele de proiectare românești în vigoare pentru structuri de beton armat (STAS 10107/0-90 și CR 2-1-1.1):

P100-1: 2006	STAS 10107/0 CR 2-1-1.1	Definiție
A_c	A_b	aria secțiunii elementului de beton
A_{si}	A_{ai}	aria totală a barelor de oțel pe fiecare direcție diagonală a unei grinzi de cuplare
A_{st}	A_{ae}	aria unei ramuri a armăturii transversale
A_{sv}	A_{av}	aria totală a armăturii verticale din inima peretelui
A_w	A_b	aria totală a secțiunii normale orizontale a unui perete
ΣA_{si}	A_{ai}	suma ariilor tuturor barelor înclinate în ambele direcții, în pereții armati cu bare înclinate, contra lunecării de forfecare
ΣA_{sj}	A_{ac}	suma ariilor barelor verticale din inima peretelui, sau a barelor adiționale dispuse special în elementele de margine ale peretelui pentru rezistența la lunecarea de forfecare
ΣM_{Rb}	$\Sigma M_{cap. gr.} $	suma valorilor momentelor capabile ale grinzilor care intră în nod, în direcția de calcul considerată
ΣM_{Rc}	$\Sigma M_{cap. st.} $	suma valorilor momentelor capabile ale stâlpilor care intră în nod, în direcția de calcul considerată
$M_{i,d}$	$M_{cap.gr.}^{dr}$ și $M_{cap.gr.}^{st}$ sau $M_{cap.st.}^{sup}$ și $M_{cap.st.}^{inf}$	momentul la extremitățile de grindă sau stâlp pentru calculul forței tăietoare capabile de proiectare
$M_{Rb,i}$	$M_{cap.gr.}^{dr}$ sau $M_{cap.gr.}^{st}$	valoarea de proiectare a momentului capabil în capătul i al grinzii
$M_{Rc,i}$	$M_{cap.st.}^{sup}$ sau $M_{cap.st.}^{inf}$	valoarea de proiectare a momentului capabil în capătul i al stâlpului

N_{Ed}	N	forța axială rezultată din calcul în situația de proiectare seismică
T_1	T_1 sau T_f	perioada fundamentală a clădirii pe direcția orizontală considerată
T_C	T_C	perioada de colț la limita superioară a zonei cu accelerație constantă a spectrului elastic
V_{Ed}	Q_s	forța tăietoare într-un perete, rezultată din calcul, pentru situația de proiectare seismică
V_{Ed}	Q	forța tăietoare de proiectare într-un perete
$V_{Ed,max}$	Q	forța tăietoare maximă capabilă, de proiectare, în secțiunea de capăt a unei grinzi
$V_{Rd,c}$	Q_b	valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile pentru elementele fără armătură de forfecare, în acord cu EN 1992-1-1:2004
$V_{Rd,s}$	L_{cap}	valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile, contra lunecării
b		lățimea tălpii inferioare a grinzii
b_c	b	dimensiunea (lățimea) secțiunii normale a stâlpului
b_{eff}	b_p	lățimea efectivă a tălpii grinzii, la întindere, la fața stâlpului portant
b_o	b_s	lățimea sâmburelui confinat al unui stâlp sau al unui element de margine al unui perete (măsurată între axele ramurilor etrierilor închiși)
b_w	b	lățimea inimii unei grinzi
b_{wo}	b	grosimea inimii unui perete
d	h_0	înălțimea efectivă a secțiunii
d_{bL}	ϕ_l sau d_l	diametrul barei longitudinale
d_{bw}	ϕ_e sau d_e	diametrul unui etrier închis
f_{cd}	R_c	valoarea de proiectare a rezistenței betonului la compresiune
f_{ctm}		valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului
f_{ctd}	R_t	valoarea de proiectare a rezistenței betonului la întindere
f_{yd}	R_a	valoarea de proiectare a rezistenței de curgere a oțelului

f_{ywd}	R_{at}	valoarea de proiectare a rezistenței de curgere a armăturii transversale
h	h	înălțimea secțiunii transversale
h_c	h	înălțimea secțiunii transversale a stâlpului pe direcția considerată
h_f	h_p	grosimea tălpii (a plăcii)
h_{jw}	h_a	distanța dintre axele armăturilor grinzii de la partea superioară și inferioară
h_o	h_s	înălțimea nucleului confinat într-un stâlp (față de axele ramurilor etrierului închis)
H_w	H	înălțimea peretelui
h_s	H_g	înălțimea liberă a etajului
h_w	h	înălțimea secțiunii peretelui sau a grinzii
l_{cl}	l_o	lungimea liberă a unei grinzi sau a unui stâlp
l_{cr}	l_p	lungimea zonei critice
l_w	h	lungimea secțiunii normale a peretelui (pe orizontală)
q_o	$1/\psi$	valoarea de bază a factorului de comportare
s	a_e	distanța dintre armăturile transversale
x_u	x	înălțimea zonei comprimate
z	z	brațul de pârghie intern
γ_c	γ_b	factorul parțial pentru beton
γ_{Rd}	k_M	factorul de incertitudine a modelului pentru determinarea eforturilor de proiectare, luând în considerare diverse surse de suprarezistență
γ_s	γ_a	factorul parțial pentru oțel
ε_{cu2}	ε_{du}	deformația ultimă a betonului neconfinat
$\varepsilon_{su,k}$	$\varepsilon_{au,k}$	valoarea caracteristică a deformației ultime a armăturii de oțel
$\varepsilon_{sy,d}$	ε_{ap}	valoarea de proiectare a deformației oțelului la curgere
μ_ϕ	μ_ϕ	factorul de ductilitate a curburii

μ_{δ}	μ_{Δ}	factorul de ductilitate a deplasării laterale
v	n	forța axială în situația de proiectare seismică, normalizată cu $A_c f_{cd}/A_b R_c$
ξ	ξ	înălțimea normalizată a zonei comprimate
ρ	μ	coeficientul de armare la întindere
ρ'	μ'	coeficientul de armare la compresiune
σ_{cm}	σ_0	valoarea medie a efortului unitar normal în beton
ρ_{max}	μ_{max}	coeficientul maxim admis al armăturii întinse în zonele critice ale grinzilor principale în proiectarea seismică
ρ_v	μ_v	coeficientul de armare al armăturii verticale din inima unui perete
ρ_w	μ_l	coeficientul de armare la forfecare (transversale)
ω_v	α_{av}	coeficientul mecanic al armăturii verticale a inimii $= \frac{A_{av}}{bh_0} \cdot \frac{R_a}{R_c} = \mu_v \cdot \frac{R_a}{R_c}$

Nota 1. Principalele diferențe între notațiile tradiționale în România și cele din P100-1: 2006 (care preia sistemul de notații din Eurocoduri) sunt următoarele:

- indicele pentru beton este b , respectiv indicele c folosit în P100-1: 2006 și EN 1998 (de exemplu aria secțiunii de beton se schimbă din A_b în A_c).
- indicele pentru armături este a , respectiv s (de exemplu aria secțiunii de armătură se schimbă din A_a în A_s).
- armătura transversală (etrieri) se notează cu indice e , respectiv w .
- valorile de calcul (proiectare) se notează cu indice c , respectiv d .
- rezistența (capacitatea) secțiunilor se notează cu indice cap , respectiv Rd (de exemplu, momentul capabil M_{cap} devine M_{Rd}).
- coeficientul (geometric) de armare $A_a/(bh_0)$ se notează cu μ , respectiv ρ .
- coeficientul mecanic de armare $A_a R_a/(bh_0 R_c)$ se notează cu α , respectiv ω .
- forța tăietoare se notează cu Q , respectiv V .
- înălțimea utilă a secțiunii h_0 , respectiv d .
- rezistențele materialelor se notează cu R respectiv f (de exemplu, R_c devine f_{cd} , iar R_a devine f_{yd}).

Nota 2. Verificarea capacității secțiunilor se va face utilizând valorile de calcul ale rezistențelor betonului și armăturii (f_{cd} și respectiv f_{yd}). Acestea pot fi asimilate cu valorile R_c și respectiv R_a din STAS 10107/0-90.

Aceasta se justifică prin următoarele:

(i) Deși situația de proiectare seismică poate fi asimilată cu o situație de proiectare accidentală, trebuie ținut seama de degradarea rezistenței la solicitări ciclice și, în lipsa unor date mai precise, aceasta se poate face utilizând coeficienții parțiali γ_c și γ_s pentru situația permanentă (vezi și recomandarea din §5.2.4 din EN 1998-1).

(ii) Coeficientul parțial pentru oțel este același în EN 1992-1-1 și în STAS 10107/0-90, adică $\gamma_s = \gamma_a = 1.15$.

(iii) Coeficientul parțial pentru beton este $\gamma_c = 1.5$ în EN 1992-1-1 și $\gamma_{bc} = 1.35$ în STAS 10107/0-90. Pentru elemente încovoiate (grinzi, plăci), această diferență nu conduce la diferențe semnificative în valoarea momentelor capabile, iar în cazul elementelor comprimate excentric turnate pe verticală (stâlpi, pereți), în normele românești se introduce coeficientul suplimentar a condițiilor de lucru m_{bc} . La stâlpi turnați monolit, cu latura mai mare de 300 mm, raportul $\gamma_{bc}/m_{bc} = 1,35/0,85 = 1,475$ foarte apropiat de valoarea γ_c , iar la pereți cu $b < 300$ mm, $\gamma_{bc}/m_{bc} = 1,35/0,75 = 1,8$. Astfel, utilizarea valorilor rezistențelor de calcul conform STAS 10107/0-90 duce în cazurile obișnuite la rezultate similare, iar în cazul pereților cu grosime mică, la rezultate acoperitoare.

În cele de mai sus s-a presupus, în mod implicit, că rezistențele caracteristice ale betonului sunt aceleași, conform definiției acestora din EN 1992-1-1 și respectiv, STAS 10107/0-90. Tabelul de mai jos sintetizează exemplificativ echivalența claselor de rezistență și a rezistențelor, pentru betoanele uzuale.

Norma de proiectare	EN	STAS	EN	STAS
Clasă de rezistență	C20/25	Bc25	C25/30	Bc30
Rezistența caracteristică R_{ck} (f_{ck}) [MPa]				
	20	20.5	25	24.3
Rezistența de proiectare R_c (f_{cd}) [MPa]				
- grinzi	13.33	15	16.67	18
- stâlpi		13		15.5
- pereți cu grosimea ≤ 300 mm		11.5		13.5

Examinarea comparativă a valorilor rezistențelor din tabel confirmă aprecierea exprimată în Nota 2.

EXEMPLUL B.1.

1. Alcătuirea generală a clădirii

Funcțiunile clădirii, exigențele de performanță ale structurii de rezistență și exigențele de realizare a instalațiilor de diferite naturi au dus la adoptarea următoarelor dimensiuni și înălțimi de nivel:

- 3 deschideri de 5,50 m
- 3 travee de 4,50 m
- înălțimile nivelurilor supraterane, inclusiv parterul: 3,15 m
- înălțimea subsolului

Pentru îndeplinirea în cât mai mare măsură a exigențelor de performanță funcționale și a celor structurale, în condiții de siguranță în exploatare și de economicitate, s-a ales o structură tip cadru spațial de beton armat, cu parametrii geometrici indicați mai sus.

Pe criterii de ușurință a execuției, dar și pentru realizarea unei structuri cu performanțe adecvate la acțiunea seismică, dimensiunile stâlpilor și grinzilor se păstrează neschimbate pe înălțimea clădirii, obținându-se o structură perfect monotonă pe verticală.

Sunt realizate astfel, la nivel maxim, condițiile generale de alcătuire a structurilor în zone seismice: compactitate, simetrie, regularitate pe orizontală și pe verticală, din punct de vedere al distribuției maselor, rigidității și rezistenței la acțiunea laterală.

Printr-o proiectare corectă structura propusă poate fi înzestrată și cu proprietățile de redundanță necesare și va putea mobiliza un mecanism de disipare de energie favorabil la acțiunea seismică.

Planșeele sunt realizate cu placi de beton monolit armate pe două direcții, care descarcă la grinzile de cadru dispuse în direcțiile principale. În această alcătuire planșeele pot juca rolul de diafragme orizontale rigide și rezistente, pentru încărcări în planul lor, în măsură să asigure acțiunea solidară a elementelor structurii verticale la acțiuni laterale.

Se adoptă fundarea directă printr-un radier general, pe baza recomandărilor studiului geotehnic.

Infrastructura realizată din radier, pereții exteriori ai subsolului și planșeul peste subsol, prezintă o rigiditate laterală substanțial mai mare decât a structurii supraterane, ceea ce permite stabilirea eforturilor în elementele suprastructurii pe un model în care aceasta este încastrată la nivelul planșeului peste subsol.

Într-o prezentare succintă procesul de proiectare cuprinde, după stabilirea tipului de structură și a gabaritelor acesteia, următoarele faze principale: identificarea, evaluarea și gruparea acțiunilor, alegerea inițială a dimensiunilor pe criterii de rigiditate, ductilitate și rezistență, calculul structural care evaluează eforturile de proiectare și deformațiile structurii, dimensionarea armăturilor și, eventual, dacă este necesar, corectarea secțiunilor inițiale de beton, pe baza verificărilor la stările limită prevăzute în codul de proiectare seismică. Pornind de la rezultatele dimensionării se întocmesc planurile de execuție ale construcției, respectiv planuri generale și planuri cu detalii de execuție.

Fazele principale ale proiectării sunt prezentate în schema generală următoare:

SCHEMA GENERALĂ A OPERAȚIILOR DE PROIECTARE

I. Alcătuirea inițială a structurii

- alegerea deschiderilor și traveilor
- alegerea forme stâlpilor
- alegerea tipului de planșeu
- alcătuirea infrastructurii/fundațiilor

- II. Evaluarea încărcărilor gravitaționale cu situația de proiectare la cutremur**
- III. Predimensionarea elementelor structurale**
 - Predimensionarea plăcii
 - Predimensionarea grinzilor
 - Predimensionarea stâlpilor
- IV. Evaluarea încărcărilor seismice**
- V. Întocmirea modelului de calcul la forțe verticale și laterale. Calculul structural în domeniul elastic (metode)**
- VI. Proiectarea rigidității la forțe laterale a structurii**
 - verificarea la starea limită de serviciu (SLS)
 - verificarea la starea limită ultimă (ULS)
- VII. Definitivarea modelului de calcul în urma verificărilor de la cap. 6**
Calculul eforturilor în elementele suprastructurii
- VIII. Dimensionarea elementelor structurale**
 - Dimensionarea armăturii longitudinale a grinzilor. Calculul momentelor capabile ale grinzilor după dimensionare
 - Dimensionarea armăturilor transversale ale grinzilor
 - Dimensionarea armăturii longitudinale a stâlpilor
 - Dimensionarea armăturii transversale a stâlpilor
 - Verificarea nodurilor de cadru
- IX. Proiectarea fundațiilor**
 - calculul eforturilor
 - dimensionare
- X. Evaluarea structurii proiectate prin calcul static neliniar**
 - Etapele de calcul
 - Determinarea cerințelor de deplasare
 - Curba forță – deplasare
 - verificarea structurii în termeni de rezistență
 - identificarea mecanismului de disipare de energie
 - verificarea deplasărilor relative de nivel
 - verificarea rotirilor plastice la atingerea cerinței de deplasare

Tema lucrării prevede proiectarea unei construcții etajate S+P+8E cu structura tip cadru spațial din beton armat, ocupând în plan o suprafață dreptunghiulară cu dimensiunile 16,50 x 18,40m. Clădirea are funcțiunea de birouri și este amplasată în localitatea București. Principalele caracteristici ale clădirii sunt:

Funcțiunile clădirii:

- Etaje curente: birouri, o sala de conferințe, grupuri sanitare;
- Parter: birouri, recepție, grupuri sanitare; încărcarea utilă pe planșee 2 km/m^2 ;

- Subsol: tehnic;
- Terasa: circulabilă.

Datele generale de alcătuire a clădirii:

- Structura din beton armat monolit
- Închideri și compartimentări:
 - pereți exteriori din blocuri bca de dimensiuni 350x600x250 mm și termoizolație din polistiren extrudat cu grosimea de 50 mm, aplicat la exterior;
 - pereți interiori: din blocuri de bca de dimensiuni: 100x500x238;
- Circulația pe verticală asigurată de:
 - scară într-o rampă pe nivel.
 - două lifturi cu capacitatea de 250 kg.
- Tehnologia de execuție: din beton armat monolit (inclusiv planșee), turnat în cofraje. Se utilizează beton de clasa C 25/30 și oțeluri PC și OB 37.

Condițiile de proiectare a clădirii:

- Localitatea: București;
- Clasa de importanță și de expunere III, $\gamma_I=1.0$
- Condiții seismice (conform P100-1: 2006, cap. 3):
 - a_g - accelerația terenului – $0.24g$
 - $T_B = 0.16$ s
 - $T_C = 1.6$ s
- Clasa de ductilitate H, determinată de condițiile seismice și natura structurii (vezi cap. 5 din P100-1: 2006)
- Zona de încărcare cu zăpadă C: rezultă $s_{0,k} = 2.0$ kN/m²;

Condiții privind terenul de fundare

Studiul geotehnic a stabilit următoarele valori de calcul

- $p_{conv} = 350$ kPa.
- $k_s = 50000$ kN/m³.

Studiul geotehnic a evidențiat prezenta unor lentile de pământ moale, unele putând fi interceptate de zona activă de sub fundațiile izolate. Pentru evitarea riscului producerii de tasări diferențiate semnificative, s-a ales ca soluție de fundare, fundația de tip radier general.

Valori de proiectare ale rezistențelor materialelor:

- pentru beton C 25/30 (vezi STAS 10107/0-90 și NE 012/99)
 - în plăci și grinzi
 - $f_{cd} = R_c \cdot \gamma_c = 15$ N/mm²
 - $f_{ctd} = R_t \cdot \gamma_t = 1.1$ N/mm²
 - în stâlpi
 - $f_{cd} = m_{bc} R_c \cdot \gamma_c = 0.85 \cdot 15 = 13$ N/mm²
 - $f_{ctd} = m_{bt} R_t \cdot \gamma_t = 0.85 \cdot 1.1 = 0.95$ N/mm²

- $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
- pentru oțeluri
 - PC 52 (în armături longitudinale)
 - $f_{yd} = R_a = 300 \text{ N/mm}^2$
 - OB 37 (în etieri)
 - $f_{yd} = R_a = 210 \text{ N/mm}^2$

Principalele reglementări sub incidența cărora se află proiectul construcției:

- [1] P100-1:2006 Cod de proiectare seismică pentru clădiri
- [2] STAS 101017/0-90 Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton armat și beton precomprimat
- [3] CR0 –2005 Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții
- [4] CR 2-1-1.1 Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat
- [5] NE 012/99 Cod de practică pentru executarea lucrărilor de beton armat

2. Evaluarea încărcărilor gravitaționale în situația de proiectare la cutremur

- greutate proprie placa: $h_{sl}\gamma_{rc} = 0,15 \cdot 25 = 3,75\text{kN/m}^2$;
- încărcarea din pardoseala: $h_p\gamma_f = 0,05 \cdot 22 = 1,10\text{kN/m}^2$;
- încărcarea din atic: $h_a b_a \gamma_{bca} = 1,00 \cdot 0,25 \cdot 10 = 2,5\text{kN/m}$;
- încărcarea din tencuiala: $0,03 \cdot (3,15 - 0,15) \cdot 19 \cdot 0,5 = 0,855\text{kN/m}$;
- încărcarea din pereții de închidere: $0,25 \cdot (3,15 - 0,15) \cdot 10 \cdot 0,5 = 3,75\text{kN/m}$;

Se notează:

h_{sl} = înălțimea plăcii γ_{rc} = greutatea specifică a betonului armat;

h_p = grosimea pardoselii γ_p = greutatea specifică a pardoselii;

h_a = înălțimea atic b_a = lățimea aticului; γ_{bca} = greutatea specifică bca pentru pereți

Evaluarea încărcărilor de proiectare conform CRO-2005 pentru planșeul curent și pe cel de terasa este sistematizată în tabelele 1a și 1b pentru încărcările distribuite sau pentru cele care pot fi echivalente cu încărcări distribuite uniform și în tabelul 1c și 1d pentru încărcările distribuite uniform pe perimetrul clădirii.

Calculul greutatea unor elemente nestructurale nu se detaliază.

Ψ este factorul încărcării în combinația de proiectare la cutremur

Tabelul 1 - Tabele cu încărcări gravitaționale

1 a- terasa

TIP DE INCARCARE		NOTATIE	VALOAREA NOMINALA (KN/m ²)	Ψ	VALOAREA DE PROIECTARE (KN/m ²)
PERMANENTE	GREUTATE PROPRIE PLACA	g_{sl}	3,750	1	3,750
	BETON DE PANTA	g_p	1,500	1	1,500
	INCARCAREA DIN ANSAMBLUL IZOLATIEI LA NIVELUL TERASEI	g_t	0,500	1	0,500
TEMPORARE	INCARCAREA DIN ZAPADA	q_s	2,000	0,4	0,800
			7,25 q^n		6,55 q_{Ed}

1 b- nivel curent

TIP DE INCARCARE		NOTATIE	VALOAREA NORMATA (KN/m ²)	Ψ	VALOAREA DE CALCUL (KN/m ²)
PERMANENTE	GREUTATE PROPIE PLACA	g_{pl}	3,750	1	3,750
	GREUTATE PROPRIE PARDOSEALA	g_p	1,100	1	1,100
	INCARCAREA ECHIVALENTA DIN PERETI INTERIORI	g_i	1,500	1	1,500
TEMPORAL	INCARCAREA UTILA LA NIVELUL PLANSEULUI CURENT	q_u	2,000	0,4	0,800
			8,35 q^n		7,15 q_{Ed}

1c- terasa

TIP DE INCARCARE		NOTATIE	VALUAREA NORMATA (KN/ml)	Ψ	VALUAREA DE CALCUL (KN/ml)
P	INCARCAREA DIN ATIC	g_a	2,5	1	2,5

1d - nivel curent

P	INCARCAREA INCHIDERI	g_{inc}	3,75	1	3,750
	INCARCAREA DIN TENCUIALA	g_{tenc}	0,855	1	0,855
			4,605		4,605

3. Predimensionarea elementelor structurale

Etapă de predimensionare a elementelor structurale are o importanță deosebită, deoarece greutatea lor reprezintă o fracțiune importantă din încărcările gravitaționale și din masa clădirii. Pe de altă parte, predimensionarea permite stabilirea inițială a rigidității elementelor necesară în calculul structural. Criteriile de predimensionare sunt condiții de rigiditate (săgeți admisibile), de ductilitate, sau pot fi cerințe arhitecturale sau tehnologice.

3.1. Predimensionarea plăcii

Predimensionarea s-a făcut pe baza criteriilor de rigiditate și izolare fonică.

Deschiderile de calcul în cele două direcții, L_o și t_o , sunt:

$$L_o = 5,2\text{m} \quad t_o = 4,2\text{m}$$

Perimetrul plăcii este:

$$P = 2 (L_o + t_o) = 2 (5,2 + 4,2) = 18,80 \text{ m}$$

Criteriile sunt:

$$h_{sl} = \frac{P}{180} + 20\text{mm} = \frac{18800}{180} + 20 = 104 + 20 = 124\text{mm}, \text{ și}$$

$$h_{sl} = \frac{\min(L_0, l_0)}{40} = \frac{4200}{40} = 105\text{ mm}$$

Din considerente de izolare fonica se alege $h_{sl} = 150\text{ mm}$.

3.2. Predimensionarea grinzilor

În cazul grinzilor, dimensiunile acestora au fost stabilite preliminar considerând criterii de rigiditate și arhitecturale.

Grinda longitudinală

$$h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)L = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)5,5 = 0,46 \div 0,69\text{m} \quad \text{se propune } h_w = 0,60\text{m};$$

$$b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right)h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right)0,60 = 0,20 \div 0,30\text{m} \quad \text{se propune } b_w = 0,30\text{m}.$$

Grinda transversală

$$h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)t = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)4,5 = 0,37 \div 0,56\text{m} \quad \text{se propune } h_w = 0,60\text{m}$$

$$b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right)h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right)0,50 = 0,17 \div 0,25\text{m} \quad \text{se propune } b_w = 0,30\text{m}.$$

S-au ales înălțimi ale grinzilor egale pe cele două direcții, soluție preferabilă din considerente tehnologice.

3.3. Predimensionarea stâlpilor

În cazul stâlpilor, unul din criteriile de dimensionare este cel referitor la asigurarea ductilității locale a stâlpilor prin limitarea efortului mediu de compresiune. Codul P100-1 :2006 (paragraful 5.3.4.2.2) recomandă preluarea condițiilor prevăzute de STAS 101017/90, prin care se limitează valoarea efortului mediu axial (adimensionalizat) la 0,55, în cazul dispunerii unei armături de confinare suplimentare și la 0,4, în cazurile obișnuite, condiții care au caracter acoperitor. În prezentul exemplu s-au adoptat valori relativ mari ale efortului unitar mediu de compresiune și pentru a evidenția mai pregnant efectele condiției de limitare a deplasărilor laterale, definită în P100-1 : 2006 față de cea din P100/92. Se adoptă o secțiune constantă a stâlpilor pe înălțimea clădirilor, pentru a evita variația (slăbirea) accentuată a rigidității și rezistenței etajelor, al cărei efect defavorabil a fost pus în evidență prin calcule dinamice și prin degradările suferite de clădiri astfel alcătuite la cutremure.

Stâlp marginal (S_m)

Încărcările aferente acestui stâlp sunt următoarele:

La nivelul terasei:

- zăpada $0,4 \cdot 2,0 \cdot (5,5 \cdot 4,5)/2 = 9,9\text{kN}$
- hidroizolație $0,5 \cdot 12,375 = 6,187\text{kN}$
- gr. placa $0,15 \cdot 12,375 \cdot 25 = 46,4\text{kN}$
- beton de panta $1,5 \cdot 12,375 = 18,56\text{kN}$
- atic $1 \cdot 0,25 \cdot 5,5 \cdot 10 = 13,75\text{kN}$
- gr. grinzi $(5,5 \cdot 0,30 \cdot (0,60 - 0,15) + 4,5/2 \cdot 0,30 \cdot 0,45) \cdot 25 = 26,16\text{kN}$
- tencuiala placa $0,015 \cdot 12,375 \cdot 19 = 3,52\text{kN}$

$$N_{m \text{ terasa}} = 124,34\text{kN}$$

La nivelul etajului curent :

- utila $0,4 \cdot 2 \cdot 12,375 = 9,9\text{kN}$
- pardoseala $1 \cdot 12,375 = 12,375\text{kN}$
- pereți despărțitori $1,5 \cdot 12,375 + 0,03 \cdot 12,375 \cdot 19 = 25,616\text{kN}$
- gr. placa $46,4\text{kN}$
- tencuiala $3,52\text{kN}$
- gr. grinzi $26,16\text{kN}$
- gr. pereți BCA $5,5 \cdot 0,25 \cdot (3,15 - 0,6) \cdot 10 = 35,75\text{kN}$
- tencuiala pereți BCA $5,5 \cdot 0,03 \cdot 2,55 \cdot 19 = 8,151\text{kN}$

$$N_{m \text{ etaj}} = 167,87\text{kN}$$

Forța axială la baza stâlpului rezulta:

$$N_m = N_{m \text{ terasa}} + 8 \cdot N_{m \text{ etaj}} + b_{cm} \cdot h_{cm} \cdot (9 \cdot h_s) \cdot 25 = 124,34 + 8 \cdot 167,87 + 0,6 \cdot 0,6 \cdot 28,35 \cdot 25 = 1722,45\text{kN}$$

Pentru a ține seama de efectul indirect produs de către acțiunea seismică, valoarea admisibilă a forței axiale adimensionalizate v_d se alege 0,4, mai mică decât la stâlpii centrali.

$$v_d = \frac{N_m}{b_c h_e f_{cd}} = 0,4$$

$$h_{cm} = b_{cm} = \sqrt{\frac{N_m}{v_d f_{cd}}} = \sqrt{\frac{1722,45 \times 10^3}{0,4 \times 13}} = 575,53 \text{ mm}$$

Se aleg dimensiunile $h_{cm} b_{cm} = 0,60\text{m} \cdot 0,60\text{m}$

Stâlp central (S_c)

Încărcări din terasă :

Calculul încărcării din :

- zăpada $0,4 \cdot 2,0 \cdot 5,5 \cdot 4,5 = 19,8 \text{ kN}$
- hidroizolație $0,5 \cdot 24,75 = 12,375 \text{ kN}$
- gr. placa $0,15 \cdot 24,75 \cdot 25 = 92,81 \text{ kN}$
- beton de panta $1,5 \cdot 24,75 = 37,125 \text{ kN}$
- gr. grinda $(5,5 \cdot 0,30 \cdot (0,60 - 0,15) + 4,5 \cdot 0,30 \cdot 0,45) \cdot 25 = 33,75 \text{ kN}$
- tencuiala placa $0,015 \cdot 24,75 \cdot 19 = 7,05 \text{ kN}$

$$N_{c \text{ terasa}} = 202,91 \text{ kN}$$

Etaj curent

Calculul încărcării din :

- utila $0,4 \cdot 2 \cdot 24,75 = 49,5 \text{ kN}$
- pardoseala $1 \cdot 24,75 = 24,75 \text{ kN}$
- pereti despartitori $1,5 \cdot 24,75 + 0,03 \cdot 24,75 \cdot 19 = 51,23 \text{ kN}$
- gr. placa $92,81 \text{ kN}$
- tencuiala $7,05 \text{ kN}$
- gr. grinda $33,75 \text{ kN}$

$$N_{c \text{ etaj}} = 259,09 \text{ kN}$$

$$N_c = N_{c \text{ terasa}} + 8 \cdot N_{c \text{ etaj}} + b_{cc} \cdot h_{cc} \cdot (9 \cdot h_s) \cdot 25 = 202,91 + 8 \cdot 259,09 + 0,6 \cdot 0,6 \cdot 28,35 \cdot 25 = 2530,78 \text{ kN}$$

$$\nu_d = \frac{N_c}{b_c h_c f_{cd}} = 0,5$$

$$h_{cc} = b_{cc} = \sqrt{\frac{N_c}{\nu_d f_{cd}}} = \sqrt{\frac{2530,78 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 13}} = 623,98 \text{ mm}$$

Se aleg dimensiunile $h_{cc} = b_{cc} = 600 \text{ mm}$ **4. Evaluarea încărcărilor seismice**

Având în vedere regularitatea structurii acțiunea seismică a fost modelată în cel mai simplu mod, folosind metoda forțelor 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 în răspunsul seismic total, efectul modurilor proprii superioare de vibrație putând fi neglijat.

Forța tăietoare de baza corespunzătoare modului propriu fundamental pentru fiecare direcție principală, se determina cu relația 4.4 paragraful 4.4.5.2.2. – din codul P100-1:2006:

$$F_b = \gamma_1 S_d(T_1) m \lambda$$

unde :

γ_1 este factorul de importanță – expunere la cutremur a construcției; pentru clădiri obișnuite $\gamma_1 = 1$
 $S_d(T_1)$ este ordonata spectrului de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale de vibrație T_1 ; pentru orașul București și perioada $T_1 < T_c = 1.6$ sec.

$$S_d(T) = 0,24g \cdot \frac{2,75}{q}$$

q este factorul de comportare al structurii; pentru structuri redundante în cadre de beton armat, regulate în plan și în elevație, pentru clasa H de ductilitate (paragraful 5.2.2.2 din P100-1: 2006), se poate lua

$$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,35 = 6,75$$

$m = \sum_{i=1}^n m_i$ este masa totală a clădirii calculate ca sumă a maselor de nivel $m_i = \frac{G_i}{g}$ (greutatea nivelului i)

λ este factorul de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental în răspunsul seismic (echivalent cu ε din P100/92); pentru construcții cu mai multe deschideri și mai multe niveluri $\lambda = 0,85$

Forțele seismice de nivel F_i afișate în tabelul 2 sunt calculate folosind relația 4.5 de la paragraful 4.5.3.2.3 din codul P100-1: 2006. și sunt componentele formei fundamentale de vibrație pe direcția gradului de libertate dinamică la translație „i”.

Tabelul 2. Forte seismice de nivel

Nivel	$\xi_{i,x}$	$\xi_{i,y}$	G (kN)	$F_{i,x}$ (kN)	$F_{i,y}$ (kN)
9	1.00	1.00	2713.81	361.35	365.85
8	0.96	0.95	2946.12	375.56	378.41
7	0.89	0.88	2946.12	349.71	350.26
6	0.80	0.79	2946.12	313.22	312.73
5	0.69	0.67	2946.12	269.12	267.39
4	0.55	0.54	2946.12	217.43	214.22
3	0.41	0.40	2946.12	159.65	157.93
2	0.25	0.25	2946.12	98.83	98.51
1	0.10	0.10	2946.12	39.53	39.09
S=			26282.76	2184.40	2184.39

Valoarea forței tăietoare de baza rezultă:

$$F_b = \gamma_1 \cdot 0,24g \frac{2,75}{q} \lambda \frac{G}{g} = 1 \times 0,24 \frac{2,75}{6,75} G = 0,0831G = 0,0831 \times 26282 = 2184 \text{ kN}$$

5. Modelul de calcul la forțele laterale și verticale. Ipoteze de baza

Calculul structurii la acțiunea forțelor laterale și verticale a fost efectuat folosind programul ETABS. Modelul de calcul al suprastructurii este un model de cadru considerat încastrat la baza primului nivel (al planșeului peste subsol), diferența de rigiditate între infrastructura (cu pereți de beton armat pe contur) și suprastructura permițând adoptarea acestei ipoteze simplificatoare.

Planșeul de beton armat are rigiditate și rezistența substanțială pentru a prelua eforturile produse de forțele laterale în planul sau și poate fi considerat indeformabil în acest plan.

Elementele structurale ale suprastructurii, stâlpi și grinzi, au fost modelate folosind elemente finite de tip bară. În cazul grinzilor, zona de placa activă ce conlucrează cu grinda la preluarea momentelor încovoietoare s-a luat $3 h_{sl}$ (h_{sl} – grosimea plăcii) de o parte și de alta a grinzii.

Ipotezele privind rigiditatea elementelor structurale în stadiul de exploatare (în care elementele de beton au zonele întinse fisurate) diferă funcție de verificările efectuate și vor fi descrise separat în cadrul paragrafelor respective.

6. Proiectarea rigidității la forte laterale

În conformitate cu prevederile Anexei E din P100-1: 2006, verificarea deplasărilor relative de nivel se face la doua stări limita, respectiv starea limita de serviciu (SLS) și starea limita ultima (ULS). Elementele structurii care se supun verificării au dimensiunile stabilite în faza anterioară de predimensionare.

• Verificarea la starea ultima de serviciu (SLS)

Verificarea la starea limita de serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure, ce pot interveni de mai multe ori în viața construcției, prin controlul degradărilor elementelor nestructurale și a 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 limita ultime (perioada medie de revenire 30 ani).

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei (relația E.1 – anexa E, Codul P100-2005):

$$d_r^{SLS} = vq d_r < d_{ra}^{SLS}$$

d_r^{SLS} - deplasarea relativa de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS

ν - factor de reducere care ține seama de perioada de revenire mai mică a cutremurului considerat în verificările la SLS, în raport cu perioada cutremurului considerat în verificările la SLU.

Valoarea factorului ν este 0.5 pentru clădirile încadrate în clasele III și IV de importanță.

q - factorul de comportare specific tipului de structură ($q = 6,75$, vezi (4)).

d_r - deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare

d_{ra}^{SLS} - valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel

Valorile deplasărilor d_r se calculează folosind valori de calcul ale 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, este de presupus ca se păstrează contactul între elementele de închidere și compartimentare și stâlpi și grinzi, practic pe toată lungimea acestora, iar degradările elementelor nestructurale să fie nesemnificative ca urmare a condițiilor de limitare a deplasărilor laterale impuse la proiectare. În aceste condiții, este justificată considerarea aportului elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii. Întrucât nu se pot construi modele riguroase ale conlucrării structură – elemente de compartimentare, dar suficient de simple pentru practica proiectării, se permite, în mod simplificat, evaluarea globală a rigidității construcției prin considerarea proprietăților de deformare a secțiunilor nefisurate (stadiul I de comportare) a elementelor structurale și neglijarea în compensație, a aportului elementelor nestructurale. În cazul în care elementele nestructurale se deformează independent în raport cu structura, sau structura este constituită din cadre pure (parcaje etajate deschise, tribune, etc.), rigiditatea structurii se evaluează considerând proprietățile de deformare ale elementelor structurale în stadiul fisurat.

În consecință, în cazul considerat în prezentul proiect valorile d_r se determină în ipoteza rigidității de încovoiere a elementelor structurale în stadiul nefisurat:

$$(EI)_{conv} = E_c I_c$$

unde:

E_c - modulul de elasticitate al betonului

I_c - momentul de inerție al secțiunii brute de beton

Perioadele corespunzătoare modurilor fundamentale pe cele două direcții principale sunt:

- $T_x = 0.784 \text{ s}$
- $T_y = 0.740 \text{ s}$

Valorile admisibile ale deplasării relative de nivel pentru cazul în care elementele nestructurale (cu cedare fragilă) sunt atașate structurii $d_{ra}^{SLS} = 0,005h_s$ (h_s – înălțimea etajului).

După cum se poate constata din tabelul 3, structura cu dimensiunile elementelor obținute din predimensionare respecta verificarea la deplasare laterală corespunzătoare SLS.

Tabelul 3. Verificarea deplasării relative de nivel la SLS

etaj	d_{rx}/h	d_{ry}/h	SLS	
			nqd_{rx}/h	nqd_{ry}/h
9	0.000291	0.000279	0.000982	0.000942
8	0.000442	0.000424	0.001492	0.001431
7	0.000594	0.000567	0.002005	0.001914
6	0.000729	0.000693	0.002460	0.002339
5	0.000842	0.000797	0.002842	0.002690
4	0.000926	0.000874	0.003125	0.002950
3	0.000976	0.000919	0.003294	0.003102
2	0.000955	0.000904	0.003223	0.003051
1	0.000626	0.000605	0.002113	0.002042
$\frac{d_{ra}}{h_s} =$			0.005	

• **Verificarea la starea limita ultima (ULS)**

Verificarea de deplasare la starea limita ultimă are drept scop principal prevenirea prăbușirii închiderilor și compartimentărilor, precum și limitarea degradărilor structurale și a efectelor de ordinul II. Cutremurul asociat acestei stări limita este cutremurul considerat pentru calculul rezistenței la forțe laterale a structurii – cutremurul de cod (IMR = 100 ani).

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei E.2, Anexa E, Cod P100-1: 2006:

$$d_r^{ULS} = cq d_r < d_{ra}^{ULS}$$

d_r^{ULS} - deplasarea relativa de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS

q - factorul de comportare specific tipului de structură

d_r - deplasarea relativă a aceluiași nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare

c - coeficient de amplificare al deplasărilor, care ține seama că pentru $T < T_c$ deplasările seismice calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic.

d_{ra}^{ULS} - valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $2,5\%h_s$.

În cazul acțiunii unui cutremur puternic, rar, ce va produce degradări semnificative ale elementelor de compartimentare și închidere este de presupus ca integritatea acestora și a legăturilor lor cu elementele structurale vor fi puternic afectate. Prin urmare, aportul elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii, poate fi neglijat, iar valorile d_r se determina considerând rigiditățile corespunzătoare stadiului fisurat al elementelor structurale. Se admite în mod aproximativ a se evalua aceste valori considerându-le egale cu jumătate din valorile modulelor de deformare ale elementelor structurale în stadiul nefisurat. Aceasta abordare are avantajul simplității și evită un calcul structural suplimentar permițând calculul valorilor deplasărilor pe baza relațiilor de echivalență următoare:

- d_r (în ipoteza $0.5 E_c I_c$) = $2 d_r$ (în ipoteza $E_c I_c$)
- T (în ipoteza $0.5 E_c I_c$) = $\sqrt{2} T$ (în ipoteza $E_c I_c$)

În aceste condiții perioadele corespunzătoare modurilor fundamentale pe cele două direcții principale sunt:

- $T_x = 1.11 \text{ s}$ ($c = 1.335$)
- $T_y = 1.04 \text{ s}$ ($c = 1.469$)

În paranteze se indica valorile factorului de amplificare corespunzătoare valorilor perioadelor de vibrație.

Verificarea explicită este prezentată în Tabelul. 4.

Tabelul 4. Verificarea deplasării relative ULS

etaj	d_{rx}/h	d_{ry}/h	ULS	
			$cq d_{rx}/h$	$cq d_{ry}/h$
9	0.000582	0.000558	0.005245	0.005534
8	0.000884	0.000848	0.007966	0.008410
7	0.001188	0.001134	0.010706	0.011247
6	0.001458	0.001386	0.013139	0.013746
5	0.001684	0.001594	0.015176	0.015809
4	0.001852	0.001748	0.016690	0.017336
3	0.001952	0.001838	0.017591	0.018229
2	0.00191	0.001808	0.017213	0.017931
1	0.001252	0.00121	0.011283	0.012000
			$\frac{d_{ra}}{h_s} =$	0.025000

Pentru comparație rigiditatea structurii a fost dimensionată suplimentar și pe baza prevederilor normativului P100/92, păstrând aceleași ipoteze de modelare, dar considerând forța seismică și condiția de verificare la deplasare din acest normativ. Calculele nu se detaliază aici. După cum era de așteptat, verificarea deformațiilor conform P100/92 este mai restrictivă, dimensiunile grinzilor trebuind

mărite la 300x650 și ale stâlpilor la 700x700 pentru ca structura sa se încadreze în limitele de deplasare prevăzute în normativ.

7. Calculul eforturilor în elementele suprastructurii

Calculul eforturilor prezentat în acest capitol se referă la gruparea de acțiuni ce conține încărcarea seismică. Calculul la celelalte combinații de încărcări nu este influențat de modificările aduse de P100-1: 2006, și pentru structura analizată nu dimensionează elementele structurale.

















Pentru modelul de calcul utilizat pentru calculul de rezistență s-a considerat o variație mai nuanțată a rigidităților în domeniul fisurat, diferențiind valorile stâlpilor și grinzilor:

- Stâlpi : $0.8 E_c I_c$ (nu există stâlpi întinși)
- Grinzi : $0.5 E_c I_c$.

Aceste valori iau în considerare afectarea diferită datorată fisurării a rigidităților celor două categorii de elemente.

Încărcările laterale calculate conform paragrafului 4 au fost introduse în programul ETABS luând în considerare și o excentricitate accidentală (pozitivă sau negativă) a centrului maselor egală cu 5% din lungimea construcției pe direcția perpendiculară pe direcția atacului seismic.

Tabelul 5. Combinații de acțiuni

Denumire combinație de încărcări	Translație		Sens rotație datorat excentricității accidentale
	Direcție	Sens	
GSX1 = GV & SX	longitudinal		
GSX2 = GV & SX	longitudinal		
GSX3 = GV & SX	longitudinal		
GSX4 = GV & SX	longitudinal		
GSY1 = GV & SY	transversal		
GSY2 = GV & SY	transversal		
GSY3 = GV & SY	transversal		
GSY4 = GV & SY	transversal		

S-a notat:

- GV - setul de acțiuni gravitaționale (permanente, cvasipermanente și variabile) asociate acțiunii seismice;
 SX - seism pe direcția longitudinală;
 SX - seism pe direcția transversală.

8. Dimensionarea elementelor structurale

În acest capitol se detaliază relațiile de calcul pentru dimensionarea armaturilor longitudinale și transversale în grinzi, stâlpi și noduri. Se folosesc relațiile de calcul simplificate, aplicabile în calculul manual din STAS 10107/0-90. Dacă se dispune de programe de calcul automat de dimensionare, se pot aplica, evident, aceste programe.

8.1. Dimensionarea armaturii longitudinale a grinzilor

Momentele încovoietoare de proiectare pentru grinzi se obțin direct din înfășurătoarea combinațiilor de încărcări precizate în capitolul anterior.

Algoritm de calcul

Schema operațiilor care intervin la dimensionarea structurilor grinzilor se prezintă la A1, pentru secțiunile solicitate la moment pozitiv și la A2 pentru secțiunile supuse la momente negative.

Notațiile utilizate sunt:

M_{Ed} = momentul de proiectare din diagramele înfășurătoare.

$h = 0.6 \text{ m}$ = înălțimea grinzii;

$b_w = 0.3 \text{ m}$ = lățimea grinzii

$b_{eff} = b_c + 4h_{sl} = 0.60 + 4 \cdot 0.15 = 1.2 \text{ m}$ – lățimea zonei aferente de placă pentru grinzile stâlpilor marginali, paralele cu marginea clădirii

$b_{eff} = b_c + 6h_{sl} = 0.60 + 6 \cdot 0.15 = 1.5 \text{ m}$ pentru grinzile ce se intersectează cu stâlpii interiori

b_c - lățimea stâlpului

h_{sl} – grosimea plăcii

A_{s2} = armatura de la partea superioară, întinsă de momentele negative.

A_{s1} = armatura de la partea inferioară, întinsă de momentele pozitive.

a_2 = acoperirea cu beton a armaturilor longitudinale la partea superioară

a_1 = acoperirea cu beton a armaturilor longitudinale la partea inferioară

d_s = distanța între axele armaturilor A_{s1} și A_{s2}

$f_{cd} = 15 \text{ N/mm}^2$ – valoarea de proiectare a rezistenței la compresiune a betonului

$f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$ - valoarea de proiectare a rezistenței de curgere a oțelului

A.1. Armare la moment pozitiv : secțiune T dublu armată

Deoarece

$$|M_{Ed}^{(-)}| > |M_{Ed}^{(+)}|, \text{ rezulta } A_{s2} > A_{s1} \text{ și } x_u < 2a_2 \text{ iar } A_{s1}^{nec} = \frac{M_{Ed}^{+}}{f_{yd} d_s};$$

Se alege armatura efectivă $A_{s1} \geq A_{s1}^{nec}$

Momentul capabil pentru momente pozitive este obținut cu relația;

$$M_{Rb} = A_{s1} f_{yd} d_s$$

A.2. Armare la moment negative- secțiune dreptunghiulara dubla armată de dimensiuni $b_w h$

$$\text{Se presupune } x_u < 2a_1 \rightarrow A_{s2}^{nec} = \frac{M_{Ed}^{(-)}}{f_{yd} d_s};$$

Se calculează:

$$x_u = \frac{(A_{s2} - A_{s1}) f_{yd}}{b_w f_{cd}};$$

Dacă $x_u < 2a_1$, atunci A_{s2}^{nec} este calculată corect, și se alege $A_{s2} \geq A_{s2}^{nec}$ iar valoarea momentului capabil este:

$$M_{Rb} = A_{s2} f_{yd} d_s$$

Dacă $x_u > 2a_1$; armatura A_{s2} se calculează cu

$$A_{s2}^{nec} = A_{s1} + \frac{b_w x_u f_{cd}}{f_{ya}}, \text{ în care } x_u = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(M_{Ed}^{(-)} - A_{s1} f_{yd} d_s)}{b_w d^2 f_{cd}}} \right)$$

$$\text{iar } M_{Rb} = b_w x_u f_{cd} \left(d - \frac{x_u}{2} \right) + A_{s1} d_s f_{yd}$$

Calculul armaturii longitudinale a grinzilor pentru cele două direcții de acțiune ale cutremurului (respectiv pentru cadrele longitudinale și transversale) se prezintă sintetic în tabelele 5 și 6.

La alegerea armaturii longitudinale trebuie respectate condițiile constructive prevăzute la paragraful 5.3.4.1.2. Suplimentar fata de condițiile STAS 10107/90, se recomanda dispunerea unei armaturi continue la partea superioara (cel puțin 25% din armatura totala), iar aria armaturii inferioare sa fie cel puțin 50% din armatura superioara.

Procentul minim de armare longitudinale care trebuie respectat pe toata lungimea grinzii este:

$$\rho \geq 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{2,6}{345} = 0,0038,$$

în care f_{ctm} este rezistența medie la întindere a betonului, iar f_{yk} este rezistența la curgere caracteristică a oțelului.

8.2. Dimensionarea armăturii transversale a grinzilor

Valoarea forței tăietoare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitațională 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, după caz.

La fiecare secțiune de capăt, se calculează două 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:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rb} M_{Rb,i} \min(1, \sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}) \text{ (relația 5.3 cod P100-1: 2006)}$$

în care:

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

γ_{Rb} - 1,2, factorul de suprarezistență datorat în principal efectului de consolidare al oțelului;

$\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intra în nod. Valoarea $\sum M_{Rc}$ trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice. Pentru structuri obișnuite (grinzi slabe – stâlpi tari) raportul $\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb} > 1$.

Algoritmul de calcul pentru dimensionarea armaturilor transversale ale grinzilor, conform STAS 10107/0-90 este cel indicat mai jos.

Notății:

1: $A_{s2,sig}$ = aria de armare efectivă a armaturii longitudinale din reazemul stâng al grinzii, întinsă de moment negativ;

2: $A_{s1,dr}$ = aria de armare efectivă a armaturii longitudinale din reazemul dreapta al grinzii, întinsă de moment pozitiv;

q_{Ed} – încărcarea echivalentă uniform distribuită pe grindă, corespunzătoare încărcărilor gravitaționale din combinația seismică de încărcări

s – distanța dintre etrieri.

s_i – proiecția pe orizontală a fisurii înclinată de rupere

$p = 100\rho = 100 \frac{A_s}{b_w d}$ – procentul de armare al armaturilor longitudinale întinse

$p_e = 100 \frac{n_t A_{st}}{b_w s}$ – procentul armaturii transversale

n_t = numărul de ramuri ale etrierilor

A_{st} = aria secțiunii unei ramuri de etrier

f_{ywd} = rezistența de proiectare la curgere a armaturilor transversale

L_o = lumina grinzii

Operațiile calculului sunt:

$$1. V_{Ed,max} = \gamma_{Rb} \frac{M_{Rb,1} + M_{Rb,2}}{L_o} + \frac{q_{Ed} L_o}{2}$$

$$2. V_{Ed,min} = -\gamma_{Rb} \frac{M_{Rb,1} + M_{Rb,2}}{L_o} + \frac{q_{Ed} L_o}{2}$$

$$3. v'_{max} = \frac{V_{Ed,max}}{b_w d f_{ctd}} \leq 2$$

$$4: m_s = \frac{3 - v'}{2} \text{ în zonele critice (vezi relația (30) din STAS 10107/0-90)}$$

$$5: f'_{ctd} = m_s f_{ctd}$$

$$6: p = \frac{A_s}{b_w d} 100 ;$$

$$7: p_e = 100 \frac{v'^2}{3.2 \sqrt{p}} \cdot \frac{f'_{ctd}}{f_{yd}} = 100 \frac{n_t A_{st}}{b_w s}$$

aleg n_t și A_{st} și rezultă s

$$8: s \leq \frac{100 n_t A_{st}}{p_e b_w}$$

Calculul armaturilor transversale ale grinzilor se prezintă sistematizat în tabelele 8 & 9.

Zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea $l_{cr} = 1,5h_w$, măsurate de la fața stâlpilor, se consideră zone critice (disipative). În aceste zone distanța maximă între etrieri trebuie să satisfacă condiția (cod P100-2006):

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 150 \text{ mm}; 7d_{bl} \right\}$$

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

În afara zonelor disipative se aplică prevederile STAS 10107/90 privind distanța minimă între etrieri:

$$s \leq \min \left\{ 3 \frac{h_w}{4}; 200 \text{ mm}; 15 d_{bL} \right\}$$

Diametrul minim al etrierilor este 6 mm.

8.3. Dimensionarea armăturii longitudinale în stâlpi

Valorile momentelor încovoietoare și ale 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 proiectare 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 după atacul unui cutremur puternic, se urmărește a se evita, prin proiectare, apariția articulațiilor plastice în stâlpi (cu excepția bazei și eventual a ultimului nivel). Aceasta condiție se realizează practic prin amplificarea adecuată a momentelor rezultate din calculul sub acțiunea forțelor laterale și verticale în toate secțiunile stâlpilor cu excepția bazei acestora. În normativul P100/92 realizarea conceptului „grinzi slabe – stâlpi tari” se obține prin amplificarea momentelor din stâlpii de la același nivel cu un coeficient ce ținea seama de suprarezistența însumată a grinzilor de la nivelul respectiv față de eforturile determinate din calculul structural. Se realiza astfel evitarea apariției mecanismului de nivel caracterizat prin articularea generală a stâlpilor de pe același nivel. În P100-1: 2006, similar procedurii din EN 1998-1, se aplică o verificare locală, astfel încât capacitatea la moment încovoietor a stâlpilor să fie mai mare decât a grinzilor la fiecare nod al structurii. Alternativ, se permite și folosirea verificării globale pe nivel prevăzută în P100/92. În cadrul acestui exemplu de calcul s-a optat pentru verificarea individuală a fiecărui nod.

Forța axială de proiectare din stâlpi în normativul P100/92 se determină din considerarea echilibrului la formarea mecanismul plastic, cu articulații plastice în grinzi. Pentru simplificarea calculului, normativul P100-1: 2006 permite determinarea forțelor axiale direct din calculul structural, corespunzătoare acțiunii simultane a forțelor laterale și verticale de proiectare din combinația seismică de acțiune.

Algoritm de calcul

Relațiile de calcul pentru dimensionarea armăturilor longitudinale la stâlpii armați simetric sunt prezentate mai jos.

Notațiile sunt următoarele:

M_{dc} – momentul de proiectare în stâlp în secțiunea considerată

M_{Edc} – momentul în stâlp în secțiunea considerată, rezultat din calculul static

$\sum M_{Rb}$ – suma momentelor capabile asociate sensului acțiunii seismice considerate în grinzile din nodul în care se face verificarea

$\sum M_{Edb}$ – suma momentelor rezultate din calculul static sub acțiunea forțelor laterale și verticale de proiectare în grinzile din nodul în care se face verificarea

γ_{Rd} – factor care introduce efectul consolidării oțelului din grinzi.

$$M_{dc} = \gamma_{Rd} M_{Edc} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edb}};$$

$$x_u = \frac{N}{b_c f_{cd}}$$

$$A_s^{nec} = \frac{M_{dc} - \frac{N \cdot d_s}{2}}{f_{yd} d_s} \quad \text{pentru } x < 2a;$$

$$A_s^{nec} = \frac{M_{dc} + \frac{N \cdot h_{yw}}{2} - b_c x_u f_{cd} (d - 0.5x_u)}{f_{yd} d_s} \quad \text{pentru } x > 2a;$$

Cantitatea de armatură $A_s > A_s^{nec}$ trebuie să respecte condițiile:

$$0.01 < \rho = \frac{A_s}{b_c d} < 0.04$$

Distanța între barele consecutive pe fiecare latură trebuie să fie mai mică de 150 mm.

Dimensionarea armăturilor longitudinale din stâlpii structurii este prezentat sintetic în tabelul 10.

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.

Momentul de la extremități se determină cu: (relatia 5.5 din cod P100-1: 2006):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min(1, \sum M_{Rb} / \sum M_{Rc})$$

în care:

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

$\gamma_{Rd} = 1,3$ pentru nivelul de la baza construcției și

$\gamma_{Rd} = 1,2$ pentru restul nivelurilor.

$M_{Rc,i}$ valoarea momentului capabil la extremitatea i a stâlpului, corespunzătoare sensului considerat.

$\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nod. Valorile momentelor capabile în stâlpi corespund valorilor forțelor axiale din ipotezele asociate sensului considerat al acțiunii seismice.

Algoritm de calcul

Relațiile de calcul pentru dimensionarea armăturii transversale sunt identice cu cele utilizate pentru armatura transversală a grinzilor, cu excepția modului de stabilire a valorii rezistenței de proiectare la întindere a betonului f'_{ctd} .

Valoarea de proiectare a forței tăietoare este:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1d} + M_{2d}}{l_{cl}}$$

Notății:

l_{cl} = înălțimea liberă a stâlpului

N_{Ed} = forța axială din ipoteza de calcul a momentelor M_{Rc}

Sucesiunea operațiilor este următoarea:

$$f'_{ctd} = f_{ctd} (1 + 0,5v_d); \text{ (vezi (39) din STAS 10107/0-92)}$$

$$\text{unde } v_d = \frac{N}{b_c d f_{ctd}}$$

$$v' = \frac{V_{Ed, max}}{b_c d f'_{ctd}}$$

$$p = 100 \cdot \frac{A_s}{b_c d}$$

$$p_c = 100 \cdot \frac{v'^2}{3.2 \sqrt{p}} \cdot \frac{f'_{ctd}}{f_{yd}} = p_c = 100 \cdot \frac{n_t A_{st}}{b_c s}$$

Se aleg n_t și A_{st} și rezulta:

$$s \leq \frac{100 n_t A_{st}}{p_c b_c}$$

Rezultatele calculului sunt prezentate în tabelul 11.

Zonele de la extremitățile stâlpilor se consideră zone critice pe o distanță l_{cr} :

$$l_{cr} = \max \{1,5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600\text{mm}\}$$

în care $\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$, v_d este forța axială normalizată în stâlpul de deasupra nodului, rezistența caracteristică la compresiune f_{ck} este exprimată în MPa, iar $b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5h_c)\}$ este lățimea de calcul a nodului.

- la nodurile exterioare:

$$V_{jhd} \leq 0,8 \eta (1 - v_d/\eta)^{1/2} b_j h_c f_{cd}$$

În cazul în care inegalitățile nu sunt satisfăcute, trebuie crescute corespunzător dimensiunile nodului (prin creșterea dimensiunilor stâlpului) și/sau calitatea betonului.

2. În nod se va prevedea suficientă armătură transversală pentru a asigura integritatea acestuia, după fisurarea înclinată. În acest scop armatura transversală, A_{sh} , se va dimensiona pe baza relațiilor:

- la noduri interioare:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq 0,8 (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8v_d)$$

- la noduri exterioare:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq 0,8 A_{s1} f_{yd} (1 - 0,8v_d)$$

în care v_d este forța axială adimensională din stâlpul inferior,

Armatura longitudinală verticală A_{sv} care trece prin nod, incluzând armatura longitudinală a stâlpului, va fi cel puțin :

$$A_{sv} > 2/3 A_{sh} (h_{jk}/h_{jw})$$

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

Armatura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armatura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului.

Rezultatele calculului de dimensionare a armăturilor transversale în noduri sunt prezentate în tabelul 12 pentru stâlpii centrali. Se observă că în cazul stâlpilor interiori (S3), verificările privind rezistența la compresiune a diagonalei comprimate din nodurile primului nivel nu sunt satisfăcute datorită forței axiale relative mari. Soluția cea mai simplă este cea de a crește dimensiunile stâlpilor centrali la primul nivel. O altă soluție ar putea fi creșterea adecvată a calității betonului.

În ceea ce privește armatura longitudinală din nod, armatura intermediară a stâlpilor satisface condițiile prevăzute de cod, nefiind necesară o armatură suplimentară.

Tabel. 6 ARMARE GRINDA - CADRU LONGITUDINAL B

GL AX B 1-2													
GSX1							GSX2						
etaj	$M_{Ed}^{T_{jsi}}$	$M_{Ed}^{T_{nsi}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$A_{S1}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$M_{Rb}^{T_{nsT}}$	$M_{Rb}^{T_{nsT}}$
9	37,85	-74,7	37,33	-108,97	219,8205	656,7113	444,4973	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
8	44,18	-110,13	48,52	-156,3	281,9336	959,4521	663,9935	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
7	53,22	-152,68	59,29	-195,21	344,6941	1217,597	935,8762	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
6	67,39	-192,63	96,26	-233,8	560,632	1482,828	1200,202	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
5	105,22	-229,09	127,89	-266,65	746,0001	1716,626	1449,93	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
4	137,43	-260,36	153,25	-293,06	895,0401	1910,491	1671,251	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
3	162,59	-284,65	170,23	-310,75	995,0402	2043,539	1848,155	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
2	173,45	-295,86	173,31	-314,14	1014,023	2069,344	1931,374	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
1	146,51	-267,66	134,37	-274,29	855,3929	1772,145	1723,94	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
GL AX B 2-3													
GSX1							GSX2						
etaj	$M_{Ed}^{T_{jsi}}$	$M_{Ed}^{T_{nsi}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$A_{S1}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$M_{Rb}^{T_{nsT}}$	$M_{Rb}^{T_{nsT}}$
9	41,05	-109,94	35,03	-103,85	238,4419	624,6484	662,8002	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
8	50,05	-150,91	42,59	-143,98	290,8455	879,5094	924,375	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
7	69,49	-188,75	49,05	-182,08	404,1936	1129,493	1174,119	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
6	92,25	-225,4	85,65	-218,79	537,1723	1378,509	1424,262	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
5	123,82	-257,15	117,42	-250,75	722,1155	1602,492	1648,208	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
4	149,28	-282,8	143,14	-276,66	871,6839	1789,459	1834,52	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
3	166,33	-300,13	160,63	-294,43	972,0571	1920,701	1963,347	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
2	169,78	-303,8	164,65	-298,67	992,3879	1952,397	1990,95	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
1	130,56	-265,12	127,17	-261,73	761,6741	1681,109	1705,562	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
GL AX B 3-4													
GSX1							GSX2						
etaj	$M_{Ed}^{T_{jsi}}$	$M_{Ed}^{T_{nsi}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$M_{Ed}^{T_{nsT}}$	$A_{S1}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$A_{S2}^{T_{nsT}}$	$M_{Rb}^{T_{nsT}}$	$M_{Rb}^{T_{nsT}}$
9	39,81	-110,09	26,66	-76,06	231,2254	452,8139	663,7422	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
8	49,22	-155,66	25,49	-111,92	286,0108	675,2437	955,2787	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
7	69,96	-195,39	26,19	-154	406,9366	944,4645	1218,812	763	763	1271	1271	130,7858	203,0931
6	95,29	-234,23	66,95	-193,6	554,9563	1206,737	1485,839	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
5	127,46	-267,64	104,23	-229,52	743,4762	1452,927	1723,795	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65
4	153,49	-294,7	135,79	-260,11	896,4524	1669,454	1922,715	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
3	171,32	-313,25	160,09	-283,56	1001,465	1840,118	2062,56	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
2	175,29	-317,4	170,2	-293,88	1024,873	1916,6	2094,255	1271	1271	2121	2121	216,9397	320,8861
1	136,99	-278,54	142,25	-265,04	830,3476	1704,984	1803,224	1017	1017	1900	1900	173,9549	291,65

TABEL 7 - ARMARE GRINDA - CADRU TRANSVERSAL 1

GT A - B													
etaj	GSY1				GSY2								
	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	A_{S1}^{100}	$A_{S2}^{100, S1}$	$A_{S2}^{100, S1}$	$A_{S1}^{100, S1}$	$M_{Rb}^{\tau_{ps}}$
9	17,13	-29,03	22,52	-39,4	130,7987	231,5129	169,9645	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
8	21,91	-56,52	44,17	-102,5	257,0153	616,2158	334,124	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
7	41,22	-90,79	74,74	-134,62	436,0308	819,321	543,4392	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
6	74,22	-122,55	104,25	-165,63	609,7359	1020,552	742,3846	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65
5	104,41	-151,4	129,37	-192	758,3047	1195,961	927,5572	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65
4	130,18	-176,2	149,56	-213,19	878,1916	1339,973	1090,372	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
3	150,82	-196,01	163,61	-227,95	961,8724	1441,991	1222,999	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
2	161,72	-207,09	167,96	-232,43	987,8231	1473,243	1298,225	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
1	145,44	-189,77	141,01	-205,24	853,6926	1285,611	1180,967	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65

GT B-C													
etaj	GSY1				GSY2								
	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	A_{S1}^{100}	$A_{S2}^{100, S1}$	$A_{S2}^{100, S1}$	$A_{S1}^{100, S1}$	$M_{Rb}^{\tau_{ps}}$
9	15,57	-60,64	26,14	-40,39	151,8705	237,4124	359,0079	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
8	29,37	-92,67	45,97	-100,57	267,53	604,1755	555,079	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
7	68,77	-123,28	76,23	-130,73	444,7801	794,4429	747,0164	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
6	97,84	-152,5	105,08	-159,74	614,6344	981,9231	934,7058	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65
5	122,78	-177,63	129,6	-184,45	759,6681	1145,319	1099,867	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65
4	142,7	-197,78	149,02	-204,1	874,9796	1277,849	1234,964	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
3	156,16	-211,55	161,81	-217,2	951,1401	1367,547	1328,725	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
2	159,98	-215,67	164,81	-220,49	969,0292	1390,249	1357,014	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
1	132,22	-188,48	135,41	-191,67	794,1251	1193,74	1172,308	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65

GT C-D													
etaj	GSY1				GSY2								
	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	$M_{Ed}^{\tau_{ps}}$	A_{S1}^{100}	$A_{S2}^{100, S1}$	$A_{S2}^{100, S1}$	$A_{S1}^{100, S1}$	$M_{Rb}^{\tau_{ps}}$
9	14,14	-63,25	10,6	-12,3	82,06863	71,60155	374,8106	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
8	29,02	-99,74	7,19	-58,95	168,6441	348,7916	599,0032	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
7	72,46	-131,94	43,91	-93,07	422,6468	557,5577	802,1728	763	1140	1140	1140	130,1621	183,654
6	101,87	-162,88	76,98	-124,93	595,6935	757,4956	1002,492	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65
5	126,92	-189,2	107,21	-153,84	743,7858	943,423	1177,14	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65
4	147,03	-210,32	133,05	-178,73	863,1452	1107,18	1320,301	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
3	160,99	-225,04	153,73	-198,62	946,2521	1240,65	1421,763	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
2	165,28	-229,5	164,66	-209,77	971,8327	1316,537	1452,788	1471	2121	2121	2121	248,3379	320,8861
1	138,91	-202,94	147,74	-191,87	867,367	1195,086	1269,959	1271	1900	1900	1900	215,2089	291,65

Tabel. 8 ARMARE TRANSVERSALA GRINDA - CADRU LONGITUDINAL B

ARMARE TRANSVERSALA IN REAZEM									
	$1.2^*M_{Rb}^{(T)}$	$1.2^*M_{Rb}^{(I,Js)}$	$1.2^*M_{Rb}^{(I,KR)}$	$V_{ed\ max}$	$V'_{\ max}$	p	p_e	$p_e > p_e^{(III)}$	a_e
ET9	156,943	243,711708	243,711708	151,0033	0,744042	0,450147	0,135064	0,2	167,3333
ET8	156,943	243,711708	243,711708	151,0033	0,744042	0,450147	0,135064	0,2	167,3333
ET7	156,943	243,711708	243,711708	151,0033	0,744042	0,450147	0,135064	0,2	167,3333
ET6	208,7459	349,98	349,98	183,2627	0,902994	0,6	0,172313	0,2	167,3333
ET5	208,7459	349,98	349,98	183,2627	0,902994	0,6	0,172313	0,2	167,3333
ET4	260,3277	385,063308	385,063308	200,9494	0,990143	0,749853	0,185324	0,2	167,3333
ET3	260,3277	385,063308	385,063308	200,9494	0,990143	0,749853	0,185324	0,2	167,3333
ET2	260,3277	385,063308	385,063308	200,9494	0,990143	0,749853	0,185324	0,2	167,3333
ET1	208,7459	349,98	349,98	183,2627	0,902994	0,6	0,172313	0,2	167,3333

aleg etrieri F 8 $A_{ae}=50.2\ mm^2$
aleg $a_e=125\ mm$ in zonele potential plastice

ARMARE TRANSVERSALA IN CAMP									
	$1.2^*M_{Rb}^{(T)}$	$1.2^*M_{Rb}^{(I,Js)}$	$1.2^*M_{Rb}^{(I,KR)}$	$V_{ed\ max}$	$V'_{\ max}$	p	p_e	$p_e > p_e^{(III)}$	a_e
ET9	156,943	243,711708	243,711708	116,3848	0,624214	0,450147	0,095063	0,1	334,6667
ET8	156,943	243,711708	243,711708	116,3848	0,624214	0,450147	0,095063	0,1	334,6667
ET7	156,943	243,711708	243,711708	116,3848	0,624214	0,450147	0,095063	0,1	334,6667
ET6	208,7459	349,98	349,98	148,6442	0,797234	0,6	0,134313	0,134313	249,1687
ET5	208,7459	349,98	349,98	148,6442	0,797234	0,6	0,134313	0,134313	249,1687
ET4	260,3277	385,063308	385,063308	166,3309	0,892094	0,749853	0,150438	0,150438	222,4619
ET3	260,3277	385,063308	385,063308	166,3309	0,892094	0,749853	0,150438	0,150438	222,4619
ET2	260,3277	385,063308	385,063308	166,3309	0,892094	0,749853	0,150438	0,150438	222,4619
ET1	208,7459	349,98	349,98	148,6442	0,797234	0,6	0,134313	0,134313	249,1687

aleg etrieri F 8 $A_{ae}=50.2\ mm^2$
aleg $a_e=200\ mm$ in zonele de camp

Tabel. 9 ARMARE TRANSVERSALA GRINDA - CADRU TRANSVERSAL 1

ARMARE TRANSVERSALA IN REAZEM

	$1,2 \cdot M_{ed} \cdot l^2$	$1,2 \cdot M_{ed} \cdot l^2$	$1,2 \cdot M_{ed} \cdot l^2$	$V_{ed, max}$	V'_{max}	ρ	D_e	$D_e > D_{e, III}$	a_e
ET9	156,943	220,3848	220,3848	145,957	0,782821	0,450147	0,14951	0,2	167,3333
ET8	156,943	220,3848	220,3848	145,957	0,782821	0,450147	0,14951	0,2	167,3333
ET7	156,943	220,3848	220,3848	145,957	0,782821	0,450147	0,14951	0,2	167,3333
ET6	260,3277	349,98	349,98	205,6954	1,10322	0,749853	0,23007	0,23007	145,4629
ET5	260,3277	349,98	349,98	205,6954	1,10322	0,749853	0,23007	0,23007	145,4629
ET4	300,7876	385,0633	385,0633	225,0655	1,207109	0,867847	0,256032	0,256032	130,7126
ET3	300,7876	385,0633	385,0633	225,0655	1,207109	0,867847	0,256032	0,256032	130,7126
ET2	300,7876	385,0633	385,0633	225,0655	1,207109	0,867847	0,256032	0,256032	130,7126
ET1	260,3277	349,98	349,98	205,6954	1,10322	0,749853	0,23007	0,23007	145,4629

aleg etrieri F 8 $A_{ae}=50.2 \text{ mm}^2$

aleg $a_e=125 \text{ mm}$ in zonele potential plastice

ARMARE TRANSVERSALA IN CAMP

	$1,2 \cdot M_{ed} \cdot l^2$	$1,2 \cdot M_{ed} \cdot l^2$	$1,2 \cdot M_{ed} \cdot l^2$	$V_{ed, max}$	V'_{max}	ρ	D_e	$D_e > D_{e, III}$	a_e
ET9	156,943	220,3848	220,3848	112,2999	0,602306	0,450147	0,088507	0,1	334,6667
ET8	156,943	220,3848	220,3848	112,2999	0,602306	0,450147	0,088507	0,1	334,6667
ET7	156,943	220,3848	220,3848	112,2999	0,602306	0,450147	0,088507	0,1	334,6667
ET6	260,3277	349,98	349,98	172,0383	0,922705	0,749853	0,160939	0,160939	207,9463
ET5	260,3277	349,98	349,98	172,0383	0,922705	0,749853	0,160939	0,160939	207,9463
ET4	300,7876	385,0633	385,0633	191,4084	1,026594	0,867847	0,185182	0,185182	180,723
ET3	300,7876	385,0633	385,0633	191,4084	1,026594	0,867847	0,185182	0,185182	180,723
ET2	300,7876	385,0633	385,0633	191,4084	1,026594	0,867847	0,185182	0,185182	180,723
ET1	260,3277	349,98	349,98	172,0383	0,922705	0,749853	0,160939	0,160939	207,9463

aleg etrieri F 8 $A_{ae}=50.2 \text{ mm}^2$

aleg $a_e=200 \text{ mm}$ in zonele de camp

TABEL 10 - ARMARE LONGITUDINALA STALPI

STALP 1																
	GSX1				GSX2				GSY1				GSY2			
etaj	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$
9sus	18.13	-98.41	85.38	-124.26	-598.7	-124.97	-14	-97.7	1	1	1	1	310.3545	154.5652	1256	1256
9ios	-47.47	-121.38	-36.12	-147.21	27.59	-147.92	32.04	-120.65	4.86098	1.901621	2.393726	6.75	1196.222	1109.644	1256	1256
8sus	-37.1	-219.19	96.7	-297.38	-69.59	-302.14	26.6	-214.43	4.86098	1.901621	2.393726	6.75	727.6672	730.7985	1256	1256
8ios	-15.38	-242.14	-48.62	-320.33	39.14	-325.09	6.72	-237.38	2.898436	1.467762	1.809536	3.85358	-101.383	-112.573	1256	1256
7sus	-49.68	-322.29	119.51	-484.07	-86.61	-496.27	36.97	-310.09	2.898438	1.467762	1.809536	3.85358	335.5428	346.6188	1256	1256
7ios	4.56	-345.24	-71.97	-507.02	57.17	-519.22	-9.29	-519.22	2.380305	1.722603	2.327757	3.634341	-70.6148	-32.7684	1256	1256
6sus	-67.8	-409.44	133.31	-684.53	-97.67	-718.61	51.23	-386.84	2.380305	1.722603	2.327757	3.634341	329.2031	483.6745	1256	1256
6ios	27.81	-432.39	-92.2	-707.48	72.73	-730.09	-27.27	-409.79	1.685172	1.489355	2.003938	2.609566	-259.639	-237.042	1256	1256
5sus	-80.37	-481.56	144.67	-896.25	-106.72	-931.81	61.59	-446	1.685172	1.489355	2.003938	2.609566	35.36149	240.4497	1256	1256
5ios	48.87	-504.51	-111.12	-919.2	86.95	-954.76	-43.46	-468.95	1.681522	1.477376	1.983415	2.426451	-320.37	-128.087	1256	1256
4sus	-89.68	-540.5	151.39	-1116.58	-112.43	-1167.23	69.65	-489.84	1.681522	1.477376	1.983415	2.426451	44.7018	226.8562	1256	1256
4ios	68.28	-563.45	-128.07	-1139.53	99.1	-1190.18	-58.01	-512.79	1.457903	1.384829	1.853679	2.100041	-297.808	-91.8645	1256	1256
3sus	-92.87	-588.68	151.53	-1341.94	-113.96	-1409.57	74.02	-521.05	1.457903	1.384829	1.853679	2.100041	-115.116	100.2026	1256	1256
3ios	90.84	-611.63	-145.42	-1364.89	110.83	-1432.52	-73.94	-544	1.380633	1.36686	1.817655	1.960642	-206.618	4.485489	1256	1256
2sus	-78.67	-631.22	134.83	-1566.71	-104.92	-1653.06	67.67	-544.88	1.380633	1.36686	1.817655	1.960642	-334.61	-71.2466	1256	1256
2ios	121.02	-654.17	-178.17	-1589.66	130.08	-1676.01	-93.06	-567.83	0.996465	1.100441	1.437124	1.456673	-292.284	-85.59	1256	1256
1sus	0.81	-682.33	49.58	-1774.12	-49.11	-1879.51	16.72	-576.94	0.996465	1.100441	1.437124	1.456673	-1054.83	-772.056	1256	1256
1ios	270.01	-705.28	-295.01	-1797.07	211.97	-1902.46	-196.57	-599.89	0.996465	1.100441	1.437124	1.456673	541.5598	784.4831	1256	1256

$$\Omega = \gamma_{rd} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edb}}$$

STALP 2																
	Sx+		Sx-		Sy+		Sy-									
etaj	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$	Ω_{x+}	Ω_{x-}	Ω_{y+}	Ω_{y-}	A_{Sx}^{sec}	A_{Sy}^{sec}	A_{Sx}^{ef}	A_{Sy}^{ef}
9sus	-43.31	-175.77	93.26	-186.58	-74.11	-195.07	-21.61	-167.28	1	1	1	1	254.2455	124.0348	1256	1256
9ios	7.31	-198.72	-49.09	-209.53	38.41	-218.02	41.07	-190.23	3.118122	2.16108	1.982277	6.75	293.7374	1363.086	1256	1256
8sus	-89.7	-389.57	121.05	-410.54	-82.67	-444.76	26.98	-355.35	3.118122	2.16108	1.982277	6.75	1045.841	511.4773	1256	1256
8ios	46.23	-412.52	-78.31	-433.49	48.39	-467.71	11.14	-378.3	2.088048	1.607777	1.512034	4.078234	47.9018	-321.956	1256	1256
7sus	-127.43	-604.85	160.89	-631.97	-102.66	-713.23	38.38	-523.59	2.088048	1.607777	1.512034	4.078234	655.0091	103.1462	1256	1256
7ios	86.73	-627.8	-118.63	-654.92	69.17	-736.18	-6.86	-736.18	2.156577	1.747138	1.964991	3.558184	232.0113	-304.209	1256	1256
6sus	-160.12	-821.28	190.86	-851.27	-115.14	-1010.79	54.87	-673.23	2.156577	1.747138	1.964991	3.558184	861.6019	153.2867	1256	1256
6ios	125.1	-844.23	-154.13	-874.22	86.78	-1022.26	-27.41	-698.18	1.718978	1.469748	1.702798	2.460183	80.34706	-557.097	1256	1256
5sus	-187.54	-1038.74	215.55	-1068.06	-125.49	-1300.61	68.8	-806.18	1.718978	1.469748	1.702798	2.460183	484.3667	-209.187	1256	1256
5ios	159.71	-1061.69	-185.53	-1091.01	102.9	-1323.56	-45.86	-829.13	1.697188	1.505007	1.692643	2.275352	171.0447	-608.022	1256	1256
4sus	-208.24	-1257.02	232.68	-1282.12	-131.98	-1614.19	76.16	-924.95	1.697188	1.505007	1.692643	2.275352	470.3324	-299.105	1256	1256
4ios	190.1	-1279.97	-211.79	-1305.07	116.66	-1637.14	-62.45	-947.9	1.53304	1.400035	1.586913	1.952035	85.89345	-635.566	1256	1256
3sus	-21884	-1475.98	238.98	-1493.09	-133.65	-1936.48	81.36	-1032.59	1.53304	1.400035	1.586913	1.952035	196.0303	-500.67	1256	1256
3ios	216.27	-1498.93	-233.23	-1516.04	129.75	-1959.43	-80.69	-1055.54	1.479169	1.383306	1.558689	1.814125	91.80834	-599.148	1256	1256
2sus	-206.01	-1695.05	221.49	-1701.01	-123.31	-2261.64	74.32	-1134.43	1.479169	1.383306	1.558689	1.814125	-111.745	-745.501	1256	1256
2ios	251.7	-1718	-262.72	-1723.96	151.96	-2284.59	-102.15	-1157.38	1.149926	1.098569	1.232671	1.347284	-222.809	-749.828	1256	1256
1sus	-100.95	-1913.91	110.9	-1905.56	-59.03	-2571.94	17.01	-1247.53	1.149926	1.098569	1.232671	1.347284	-1315.58	-1524.71	1256	1256
1ios	329.41	-1938.86	-330.81	-1928.51	242.57	-2594.89	-220.67	-1270.48	1.149926	1.098569	1.232671	1.347284	231.8068	118.9723	1256	1256

STALP 3																
etaj	Sx+		Sx-		Sy+		Sy-		Ω_{x+}	Ω_{x-}	Ω_{y+}	Ω_{y-}	Λ_{Sx}^{neg}	Λ_{Sy}^{neg}	Λ_{Sx}^{af}	Λ_{Sy}^{af}
	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^x$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$	$M_{E_{dc}}^y$	$N_{E_{dc}}$								
9sus	-83,5	-222,27	53,08	-211,45	-37,68	-230,57	18,97	-203,15	1	1	1	1	135,6106	-155,92	1256	1256
9ios	41,21	-245,22	-15,2	-234,4	3,59	-253,52	10,56	-226,1	2,465031	3,020477	2,112647	6,75	206,9601	55,16687	1256	1256
8sus	-115,37	-484,08	95,39	-483,12	-65,13	-519,76	56,3	-427,44	2,465031	3,020477	2,112647	6,75	987,4913	1596,999	1256	1256
8ios	72,63	-507,03	-51,9	-466,07	24,96	-542,71	-15,29	-450,39	1,719389	2,043515	1,531726	2,641727	-65,1534	-495,823	1256	1256
7sus	-154,33	-745,07	133,99	-717,94	-83,69	-832,04	72,75	-630,96	1,719389	2,043515	1,531726	2,641727	554,3804	172,2277	1256	1256
7ios	112,94	-768,02	-92,41	-740,89	46,83	-854,99	-36,69	-854,99	1,808769	2,075386	1,934315	2,672431	70,8337	-676,279	1256	1256
6sus	-184,81	-1005,17	166,16	-975,18	-99,34	-1177,09	89,68	-814,74	1,808769	2,075386	1,934315	2,672431	686,377	228,7244	1256	1256
6ios	149,09	-1028,12	-130,14	-998,13	67,67	-1188,56	-58,57	-837,69	1,509631	1,671923	1,640468	1,980628	-94,5885	-547,389	1256	1256
5sus	-209,84	-1264,81	193,25	-1235,49	-111,56	-1518,64	102,52	-981,68	1,509631	1,671923	1,640468	1,980628	304,8523	-179,825	1256	1256
5ios	181,13	-1287,76	-164,11	-1258,44	86,57	-1541,59	-78,38	-1004,61	1,538403	1,682522	1,604122	1,879416	-8,32764	-541,883	1256	1256
4sus	-227,5	-1524,28	213,42	-1499,18	-120,04	-1688,45	112,03	-1135	1,538403	1,682522	1,604122	1,879416	297,785	-287,094	1256	1256
4ios	208,19	-1547,23	-193,7	-1522,13	103,02	-1911,4	-95,98	-1157,95	1,424817	1,509833	1,481995	1,651562	-85,585	-823,735	1256	1256
3sus	-234,38	-1783,91	223,42	-1766,8	-123,44	-2271,85	116,6	-1278,86	1,424817	1,509833	1,481995	1,651562	44,77795	-522,71	1256	1256
3ios	230,67	-1806,86	-218,83	-1789,75	119,86	-2294,8	-114,32	-1301,81	1,402611	1,462614	1,437761	1,560973	-55,9958	-627,014	1256	1256
2sus	-217,38	-2044,3	210,12	-2038,34	-113,24	-2682,87	107,71	-1419,76	1,402611	1,462614	1,437761	1,560973	-229,347	-779,29	1256	1256
2ios	261,27	-2067,25	-253,15	-2061,29	143,85	-2685,82	-139,59	-1442,71	1,112557	1,137786	1,117133	1,186435	-336,688	-810,755	1256	1256
1sus	-106,24	-2306,62	105,61	-2314,98	-44,79	-3043,43	40,33	-1578,18	1,112557	1,137786	1,117133	1,186435	-1398,78	-1611,81	1256	1256
1ios	332,5	-2329,57	-327,72	-2337,93	259,05	-3066,38	-258,21	-1601,13	1,112557	1,137786	1,117133	1,186435	132,5796	-58,5155	1256	1256

TABEL11 - Armare transversala stalp S1(S16,S4,S13)

$b_c =$		600	$f_{cd} =$	13	$l_d =$	2,5	$f_{ydw} =$	210									
$d =$		575	$f_{ctd} =$	0,95	$f_{ydl} =$	300	$\rho_L \cdot 100 =$	0,364	%								
										Q* \leq 0,5							
										Conditii constructive							
Sectiune	$\Sigma M_{Ed}/S_{Mrc}$	N_{Ed}	M_{rc}	$M_{l,d}$	V_{Ed}	u_d	$f_{ctd} \cdot m_s$	$\frac{V_{Ed}}{b_c \cdot d \cdot f_{ctd}}$	$\rho_w^{nec} \cdot 100$	d_{bw}	$\frac{\pi \cdot d_{bw}^2}{4}$	D			S	$\rho_w^{cf} \cdot 100$	$\rho_w^{min} \cdot 100$
												4	4	4	125	0,268	0,15
9sus	0,72569	-158,12	253,07	220,385	125,755	0,03526	0,967	0,377	0,034	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
9jos	0,32211	-181,07	259,46	100,289	125,755	0,04037	0,969	0,376	0,034	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
8sus	0,32211	-374,9	310,7	120,096	87,1362	0,08359	0,990	0,255	0,016	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
8jos	0,26887	-397,85	316,45	102,102	87,1362	0,08871	0,992	0,255	0,016	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
7sus	0,26887	-610,96	366,6	118,283	106,26	0,13622	1,015	0,304	0,023	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
7jos	0,39241	-429,38	324,24	152,680	106,26	0,09574	0,995	0,309	0,024	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
6sus	0,39241	-866,15	418,99	197,300	142,741	0,19312	1,042	0,397	0,041	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
6jos	0,32816	-889,1	423,3	166,690	142,741	0,19824	1,044	0,396	0,040	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
5sus	0,32816	-1136,9	465,45	183,290	144,667	0,25348	1,070	0,392	0,041	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
5jos	0,32983	-1159,8	468,96	185,612	144,667	0,25860	1,073	0,391	0,040	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
4sus	0,32983	-1419,5	503,92	199,451	151,819	0,31649	1,100	0,400	0,043	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
4jos	0,30874	-1442,4	506,6	187,688	151,819	0,32161	1,103	0,399	0,043	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
3sus	0,30874	-1709,3	532,74	197,375	151,775	0,38112	1,131	0,389	0,042	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
3jos	0,29565	-1732,3	534,56	189,650	151,775	0,38624	1,133	0,388	0,042	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
2sus	0,29565	-1999,5	550,81	195,413	144,877	0,44582	1,162	0,361	0,037	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
2jos	0,26282	-2022,5	551,78	174,023	144,877	0,45094	1,164	0,361	0,037	ϕ 8	50,2	4	4	150	0,223	0,15	
1sus	0,26282	-2267,9	557,91	175,957	353,517	0,50567	1,190	0,861	0,218	ϕ 12	113	4	4	200	0,377	0,15	
1jos	1,00000	-2290,9	558,09	725,511	353,517	0,51079	1,193	0,859	0,217	ϕ 12	113	4	4	125	0,603	0,56	

Conditii constructive

Zona plastica potentiala

 $S \leq 7d_{bl} = 7 \cdot 20 = 140\text{mm}$ $S \leq b_o/3 = 530/3 = 176,67\text{mm}; S \leq 125\text{mm}$ $S \geq 100\text{mm}$ $\phi_w \geq 0,035$ **Stabilirea lungimii zonei plastice potentiale** $l_{cr} \geq l_d/6 = 416\text{mm}$ $l_{cr} \geq b_o = 900\text{mm} \rightarrow l_p = 900\text{mm}$ $l_{cr} \geq 600\text{mm}$

Tabel 12 ARMAREA NODURILOR STALPULUI 3(4;14;15)

$$\begin{aligned}
 f_{yd} &= 300 \\
 h_{gr} &= 600 & f_{ywd} &= 210 & V_{jhd} &= 1.20(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c \\
 h_{st} &= 600 & f_{ck} &= 20 & A_{sh} \cdot f_{ywd} &\geq 0,8 \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8 v_d) \\
 & & f_{cd} &= 13
 \end{aligned}$$

	$A_{a,inf}$	$A_{a,sup}$	V_c	n	V_{ihd}	V_{max}	A_{sh}	
et9	763	1271	125,0284	0,047146	607,2116	2583,36	2236,896	F12/125
et8	763	1271	125,0284	0,10326	607,2116	2470,576	2132,544	F12/125
et7	763	1271	87,56622	0,160076	644,6738	2329,233	2026,885	F12/125
et6	1017	1900	111,0821	0,217431	939,0379	2176,789	2753,831	F12/100
et5	1017	1900	138,5715	0,275472	911,5485	2011,212	2599,039	F12/100
et4	1271	2121	145,0498	0,334265	1076,07	1828,459	2839,929	F12/100
et3	1271	2121	152,1954	0,393935	1068,925	1622,479	2654,877	F12/100
et2	1271	2121	152,2357	0,454479	1068,884	1382,397	2467,114	F12/100
et1	1017	1900	145,2128	0,516161	904,9072	1085,834	1957,129	F12/125

se aleg etrieri F12 /100/125 mm

numarul de brate ale etrierilor $n_e=24/20$

aria unui brat de etrier $A_{ae1}=113\text{mm}^2$

$$V_{cap} = \eta \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}}$$

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$$

9. Proiectarea fundației

În vederea obținerii eforturilor de dimensionare a radierului, s-a modelat infrastructura clădirii, constituită din elementele subsolului, cu ajutorul programului ETABS. Modelul adoptat a fost unul simplificat, constând în schematizarea pereților din subsol sub forma unor grinzi dispuse în planul radierului (fig. 1). Grinzile de contur sunt constituite din pereții perimetrali ai subsolului împreună cu zonele aferente de placă, la nivelul planșeului peste subsol și, respectiv al radierului, la partea inferioară. S-a considerat o zonă activă egală cu $3h_s$ (de trei ori grosimea plăcii planșeului) la partea superioară și respectiv de $3b_m$ (de trei ori grosimea radierului) la partea inferioară de fiecare parte în cazul pereților interiori și pentru o singură parte pentru pereții marginali. Grinzile interioare sunt constituite de grinzile de cadru de la nivelul planșeului peste subsol și de fâșiile „centrale” ale planșeului dală al radierului. Au rezultat secțiunile de calcul din fig. 2. Modelul implică comprimarea tuturor elementelor subsolului într-un singur plan, radierul fiind sprijinit pe mediu elastic. Acest model nu ia în considerare “efectul de menghină” datorat cutiei rigide a subsolului, dar oferă avantajul unui model simplificat plan rezemat pe mediu elastic. Este de remarcat faptul că în cazul structurilor în cadre efectul de descărcare al momentului de răsturnare prin cuplu de forțe dezvoltate în planșeu și radier este mai puțin important, deoarece momentul seismic este preluat prin efect indirect (forțe axiale) în stâlpi și nu prin moment la fața radierului.

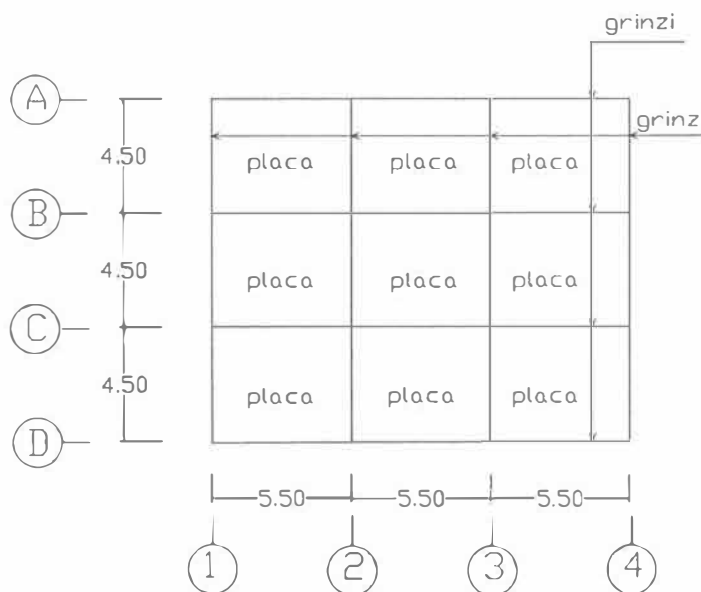


Fig. 1. Model pentru calculul elementelor infrastructurii



Fig. 2. Secțiune perete subsol de contur și interior

Valorile eforturilor secționale în radier sunt prezentate exemplificativ, pentru una din ipotezele de încărcare în fig. 3 și în tabelul 13, iar cele ale eforturilor secționale în grinzile infrastructurii în figura 4 & 5. Diagramele sunt prezentate exemplificativ pentru acțiunea cutremurului în direcție longitudinală, în sens de la stânga la dreapta în raport cu fig. 1.

S-au considerat două cazuri de încărcare:

- O grupare de încărcări cu forțele axiale de la baza stâlpilor la nivelul parterului, provenite din gruparea neseismică de încărcări. S-au neglijat momentele încovoietoare în stâlpi, care nu produc efecte importante pentru tipul de structură analizat.
- Grupările de încărcări cu forțele axiale și cu momentele încovoietoare capabile de la baza stâlpilor, determinate în condițiile plastificării la capete ale tuturor grinzilor suprastructurii, la acțiunea cutremurului pe fiecare direcție.

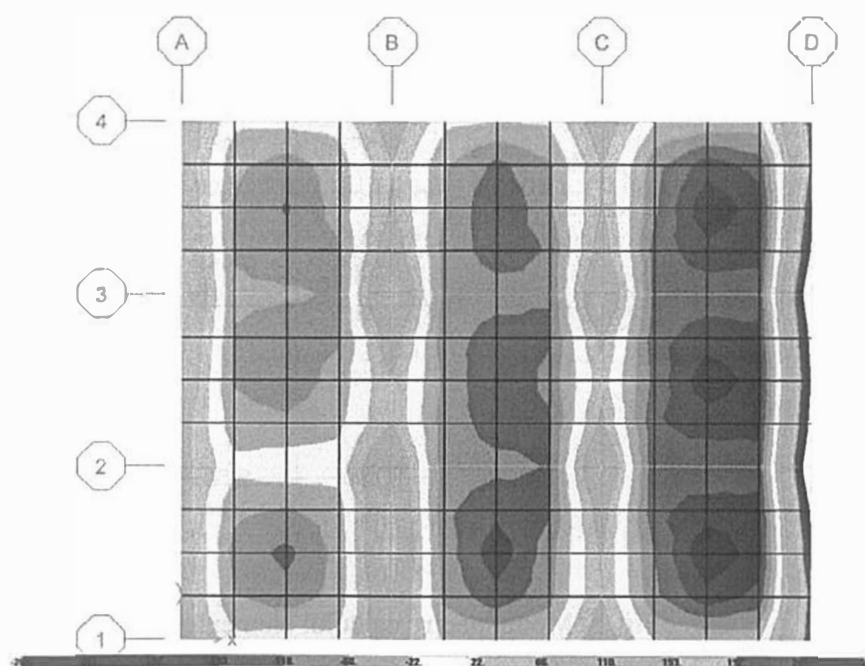


Fig.3 Momente M_{11} (kNm) în radier

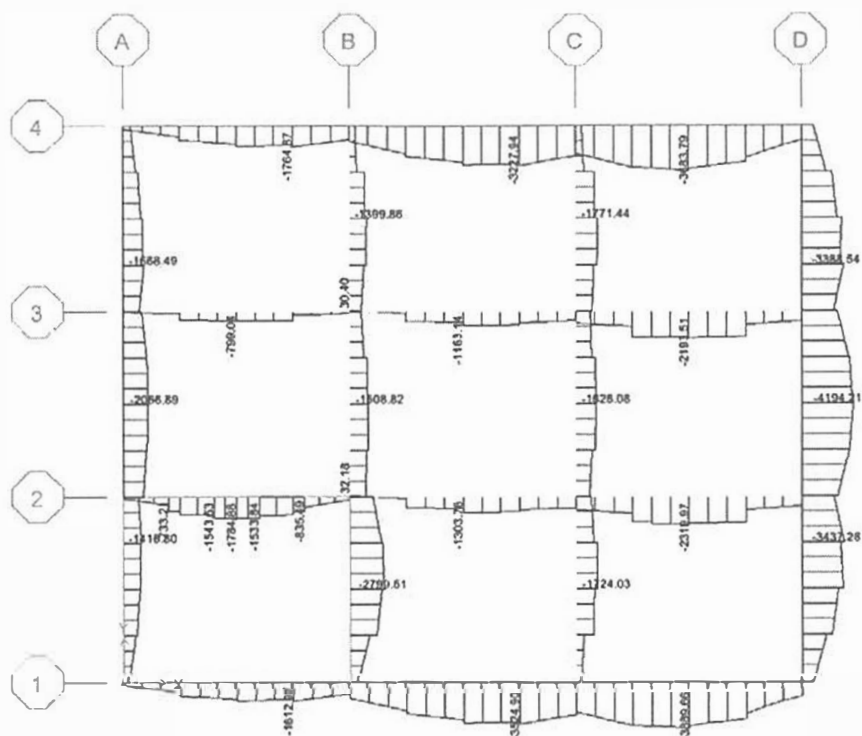


Fig. 4 Momente în grinzi (kNm)

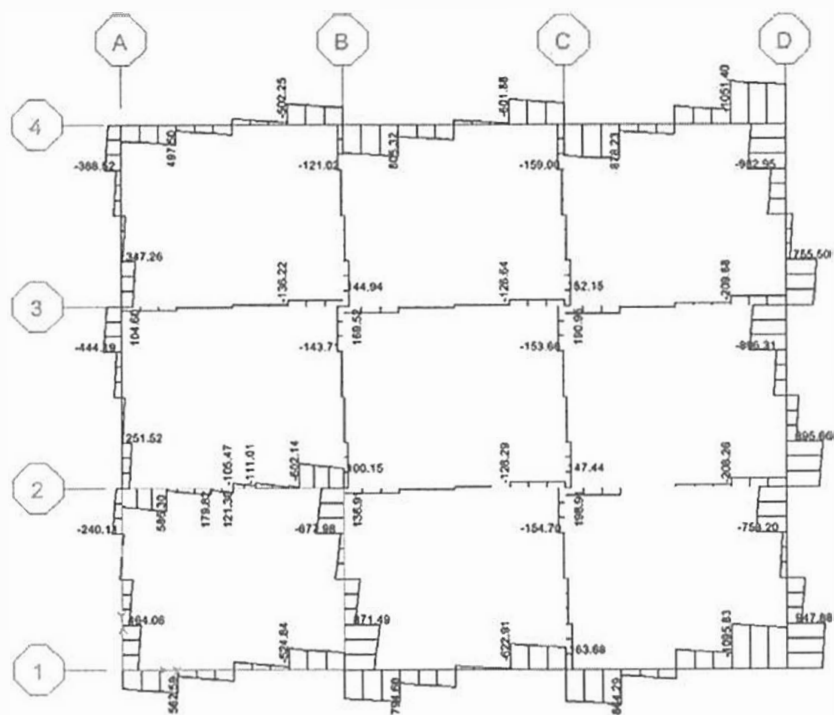


Fig. 5 Forțe tăietoare în grinzi (kN)

Calculul oferă ca rezultate, presiunile maxime pe terenul de fundare, momentele și forțele tăietoare în placa radierului, precum și momentele și forțele tăietoare în grinzile echivalente pereților de subsol.

Dimensionarea armăturii de la partea inferioară și superioară a radierului este prezentată în tabelul 13. Rezistențele materialelor sunt :

- $f_{cd} = 13 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$ (PC 52)

S-a optat pentru armarea cu bare independente

Verificarea radierului la străpungere s-a făcut în zonele de rezemare a stâlpilor centrali pe radier. Relația de verificare este următoarea (vezi relația (40) din STAS 10107/0-90):

$$V \leq 0,75 U_{cr} d f_{ct}$$

Unde: V – forța de străpungere de calcul (forța axială din stâlp la nivelul radierului din care se scade presiunea pe terenul de fundare)

d – înălțimea utilă a radierului ($d = 655 \text{ mm}$)

U_{cr} – perimetrul secțiunii active la străpungere determinat pentru un unghi de 45°

$$(U_{cr} = 4(b_c + h_r) = 4(700 + 700) = 5600 \text{ mm})$$

f_{ctd} - rezistența de proiectare la întindere a betonului

$$0,75 U_{cr} d f_{ctd} = 0,75 \cdot 5600 \cdot 655 \cdot 1,1 = 3026,1 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 2895 \text{ kN} < 3026,1 \text{ kN}$$

Tabel 13. Dimensionarea armăturii radierului

SEC-TIUNI	Di-rectia	$M_{ed}[\text{kNm/m}]$	$h[\text{cm}]$	$b[\text{cm}]$	$a[\text{cm}]$	$h_0[\text{cm}]$	$X[\text{cm}]$	A_{nec}	ρ_{min}	A_{min}	$B_{are/ml}$	A_{ef}	ρ_{ef}
a	1	230.14	70	100	4.5	65.5	2.7609	11.96	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37
b	1	176.8	70	100	4.5	65.5	2.1103	9.145	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37
c	1(c)	231.23	70	100	4.5	65.5	2.7743	12.02	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37
d	2	142.04	70	100	4.5	65.5	1.6899	7.323	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37
e	2	195.03	70	100	4.5	65.5	2.3319	10.11	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37
f	2	185.5	70	100	4.5	65.5	2.216	9.603	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37
g	2(c)	261.84	70	100	4.5	65.5	3.1508	13.65	0.2	13.1	5 Φ 20	15.7	0.37

Calculul armăturii pereților de subsol respectă prevederile normativului CR 2-1-1.1/2005. Concluziile acestui calcul sunt următoarele:

a) Diagramele momentelor încovoietoare în pereții de subsol se caracterizează prin valori maxime în câmpuri. Momentul capabil al unui perete de subsol depinde de armăturile paralele orizontale, situate în inima și în zona de conlucrare a peretelui cu radierul și cu placa peste subsol.

La partea superioară a peretelui se prevede o armare de centură alcătuită din 4 bare orizontale $\Phi 20$ prinse în colțurile unor etrieri $\Phi 8$ dispuși la 200mm. Armătura orizontală de pe inima pereților se compune din bare $\Phi 10$ dispuse la 200mm. Această armare respectă procentul minim de armare de 0.3%. Această armătură orizontală înzestrează peretele cu o rezistență la încovoiere suficientă.

b) Armătura verticală de pe inima pereților se determină dintr-un calcul la forță tăietoare. Au rezultat bare $\Phi 10/150 \text{ mm}$ ($V_{Ed, \max} = 1113 \text{ kN} < V_{Rd} = 1204 \text{ kN}$). Calculele de dimensionare ale armăturii verticale și orizontale din perete sunt de tip obișnuit și nu se mai detaliază aici.

10. CALCUL STATIC NELINIAR

10.1 Etapele calculului static neliniar

Calculul static neliniar (biografic) permite verificarea comportării unei structuri la acțiunea laterală a cutremurului în mod explicit. Structura a fost proiectată prin metode curențe de proiectare (metoda A, conform clasificării din P100-1: 2006). Procedeele de calcul static neliniar sunt folosite în metodologiile de proiectare bazate pe deplasare, în care deplasările laterale sunt considerate principalul parametru de caracterizare al răspunsului seismic al structurilor, pentru ca valorile deplasărilor laterale reprezintă criteriul de referință pentru estimarea degradărilor structurale și nestructurale la atacul seismic.

Cerințele seismice se stabilesc pe baza spectrelor seismice de deplasare, funcție de caracteristicile cutremurelor și proprietățile de rigiditate și de rezistență ale structurii. Pornind de la deplasările laterale impuse structurii se determină rotirile în articulațiile plastice formate în mecanismul structural, care se compară cu capacitatea de rotire a elementelor structurale, determinată funcție de alcătuirea și armarea elementelor și de valoarea forțelor axiale și tăietoare.

Calculul static neliniar a fost realizat cu ajutorul programului ETABS care oferă facilități importante pentru simplificarea calculului. Modelul structural adoptat este tridimensional dar procedura descrisă este aplicabilă sistemelor plane.

Etapele parcurse în vederea realizării modelului de calcul sunt următoarele:

- Definirea modelului suprastructurii, considerând încărcările gravitaționale de lungă durată și cazurile de încărcare seismică pe fiecare direcție principală a clădirii.
- Calculul momentelor capabile considerând rezistențele medii ale oțelului și betonului. Prin modul acoperitor de determinare a armăturii transversale în proiectarea elementelor cadrului, cedarea la acțiunea forței tăietoare este exclusă.
- Efectuarea unei echivalări a sistemului „real” cu multe grade de libertate printr-un sistem cu un grad de libertate dinamică.
- Evaluarea cerinței de deplasare pentru sistemul cu un grad de libertate echivalent din spectrele răspunsului seismic, funcție de caracteristicile de rigiditate și rezistență ale acestuia.
- Evaluarea cerinței de deplasare a sistemului „real” pe baza cerinței de deplasare a sistemului cu un grad de libertate.
- “Împingerea” structurii până când se atinge valoarea cerinței de deplasare stabilite anterior.
- Verificarea mecanismului de plastificare, pus în evidență prin impunerea cerinței de deplasare a structurii. Se determină deplasările relative de nivel, rotirile în articulațiile plastice și se verifică înscrierea acestora în limitele admise. Se determină, de asemenea, raportul α_u/α_1 și se verifică dacă factorul de comportare a fost corect ales la proiectarea structurii.

10.2 Determinarea cerințelor de deplasare

Determinarea cerințelor de deplasare s-a făcut conform prevederilor anexei D din normativul P100-1: 2006.

Notații și ipoteze de calcul:

$M = \sum_1^n m_i$, masa sistemului MDOF (a sistemului real cu mai multe grade de libertate dinamică).

$$M = 26282.76 \text{ kN}$$

F – forța tăietoare de bază a sistemului MDOF

$\{\phi\}$ - vectorul deplasărilor de etaj (normalizat la vârf) sub forțele laterale seismice.

S-au considerat două ipoteze extreme ale distribuției pe înălțime a forțelor laterale:

(I) Forțele laterale sunt distribuite conform modului 1 de vibrație – Această distribuție furnizează valoarea maximă a momentului de răsturnare.

(II) Forțele laterale sunt distribuite la fel ca masele de nivel. Această ipoteză urmărește obținerea valorilor maxime ale forțelor tăietoare în elementele verticale.

$M^* = \{\phi\}^T \cdot M \cdot \{\phi\} = \sum m_i \phi_i^2$ - masa generalizată a sistemului echivalent SDOF (sistem echivalent cu un grad de libertate dinamică).

$L^* = \{\phi\}^T \cdot M \cdot \{1\} = \sum m_i \phi_i$ - coeficient de transformare

Valorile mărimilor M^* și L^* obținute pentru cele două ipoteze, pe direcțiile principale ale structurii sunt prezentate în tabelele 14-15, respectiv 16.

Tabel 14 Ipoteza I - (Direcția X)

	ϕ_1	m	$m \cdot \phi_1$	$M \cdot \phi_1^2$
9	1	27663.73	27663.73	27663.73
8	0.958092	30031.79	28773.21	27567.37
7	0.891761	30031.79	26781.17	23882.39
6	0.800518	30031.79	24041	19245.26
5	0.686965	30031.79	20630.78	14172.62
4	0.554718	30031.79	16659.18	9241.154
3	0.40819	30031.79	12258.68	5003.874
2	0.253106	30031.79	7601.235	1923.92
1	0.10088	30031.79	3029.599	305.6252
$L^* =$			167438.6	129005.9
$M =$			267918.1	$=M^*$
$\frac{L^*}{M^*} = \frac{\sum m_i \phi_i^2}{\sum m_i \phi_i} = 1,298$				

Tabel 15 Ipoteza I – (Direcția Y)

	ϕ_2	m	$m \cdot \phi_2$	$M \cdot \phi_2^2$
9	1	27663.73	27663.73	27663.73
8	0.951443	30031.79	28573.54	27186.09
7	0.880277	30031.79	26436.3	23271.27
6	0.786013	30031.79	23605.37	18554.12
5	0.671485	30031.79	20165.91	13541.11
4	0.540405	30031.79	16229.34	8770.42
3	0.397166	30031.79	11927.62	4737.248
2	0.247149	30031.79	7422.337	1834.426
1	0.100083	30031.79	3005.665	300.8153
$L^* =$			165029.8	125859.2
$M =$			267918.1	$=M^*$
$\frac{L^*}{M^*} = 1,311$				

Tabel 16 Ipoteza II-X(Y) (valorile sunt identice pe ambele direcții)

	ϕ	m	$m \cdot \phi_2$	$m \cdot \phi_2^2$	
9	1	27663.73	27663.73	27663.73	
8	1	30031.79	30031.79	30031.79	
7	1	30031.79	30031.79	30031.79	
6	1	30031.79	30031.79	30031.79	
5	1	30031.79	30031.79	30031.79	
4	1	30031.79	30031.79	30031.79	
3	1	30031.79	30031.79	30031.79	
2	1	30031.79	30031.79	30031.79	
1	1	30031.79	30031.79	30031.79	
$L^* =$			267918.1	267918.1	$= M^*$
$M =$			267918.1		

$$\frac{L^*}{M^*} = 1$$

Valoarea deplasării laterale la vârf impusă structurii de către cutremurul de proiectare se determină cu relația:

$$d = \frac{L^*}{M^*} d^* = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} d^*$$

d – este cerința de deplasare la vârf a structurii,

d^* – cerința de deplasare a sistemului cu un singur grad de libertate echivalent (adică deplasarea spectrală inelastică):

$$d^* = SD_i(T) = c SD_e(T)$$

Perioada sistemului cu un singur grad de libertate echivalent este egală cu perioada structurii în cazul în care vectorul $\{\phi\}$ reprezintă vectorul propriu al modului fundamental de vibrație. Pentru simplificare, s-a considerat în mod acoperitor acoperitor că perioada sistemului echivalent este egală cu cea a structurii cu mai multe grade de libertate dinamică și pentru ipoteza II.

S-a notat :

$SD_i(T)$ = spectrul de deplasare al răspunsului inelastic;

$SD_e(T)$ = spectrul de deplasare al răspunsului elastic;

$$SD_e(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2,$$

în care:

$S_e(T) = a_g \beta(T)$ este spectrul de răspuns elastic pentru componenta orizontală a accelerației terenului în amplasament.

c = coeficient de amplificare al deplasărilor, care ține seama că în domeniul $T < T_c$ (T_c = perioada de colț) deplasările seismice în răspunsul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic liniar:

$$2 \leq c = 3 - \frac{2,5}{T_c} \leq 1$$

Cerințele seismice de deplasare la vârful construcției sunt date în ultima coloană a tabelului 17, unde se detaliază calculul acestor valori.

Tabel 17. Deplasări impuse structurii

		T	SDe(T)(m)	c	Sdi(T)	d (m)
ip. I	dir.X	1.115	0.2041	1.331473	0.271754	0.352979
	dir.Y	1.046	0.179621	1.470089	0.264059	0.345776
ip. II	dir.X	1.115	0.2041	1.331473	0.271754	0.271754
	dir.Y	1.046	0.179621	1.470089	0.264059	0.264059

10.3 Curba forță – deplasare. Verificarea structurii în termeni de rezistență

Curba forță-deplasare reprezintă variația forței tăietoare de bază în ipotezele stabilite ale distribuției pe verticală, cu deplasarea înregistrată la vârful construcției. Această curbă exprimă sintetic comportarea structurii sub acțiunea forțelor laterale monoton crescătoare. Curbele rezultate pentru structura analizată sunt prezentate comparativ în fig. 6 & 7 pentru ipoteza dimensionării după normativul P100-1: 2006 și pentru ipoteza dimensionării după normativul P100/92.

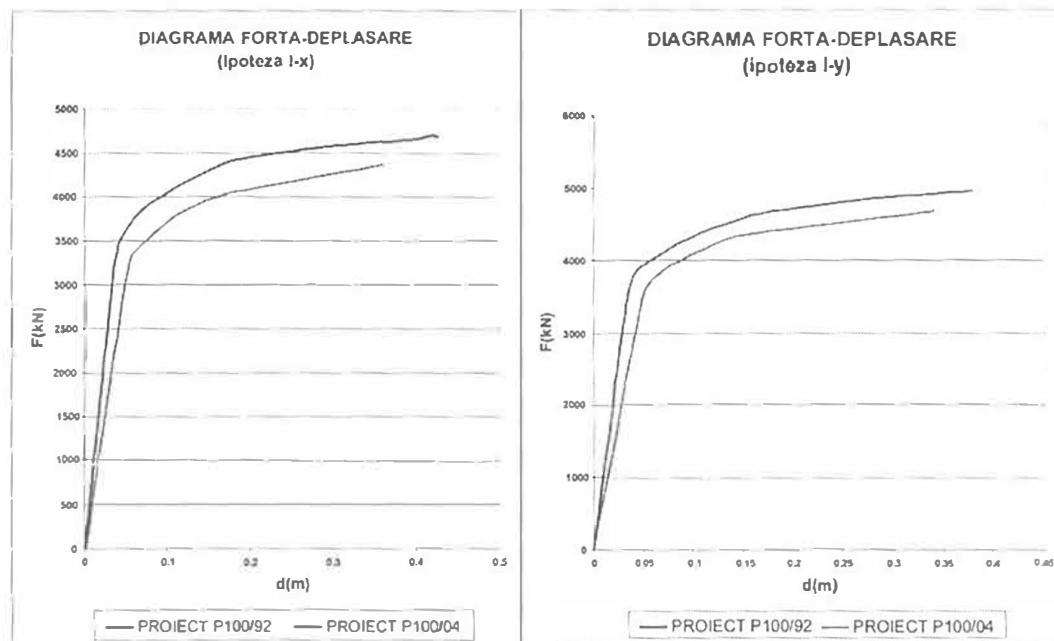


Figura 6. Curba forță – deplasare pentru ipoteza I

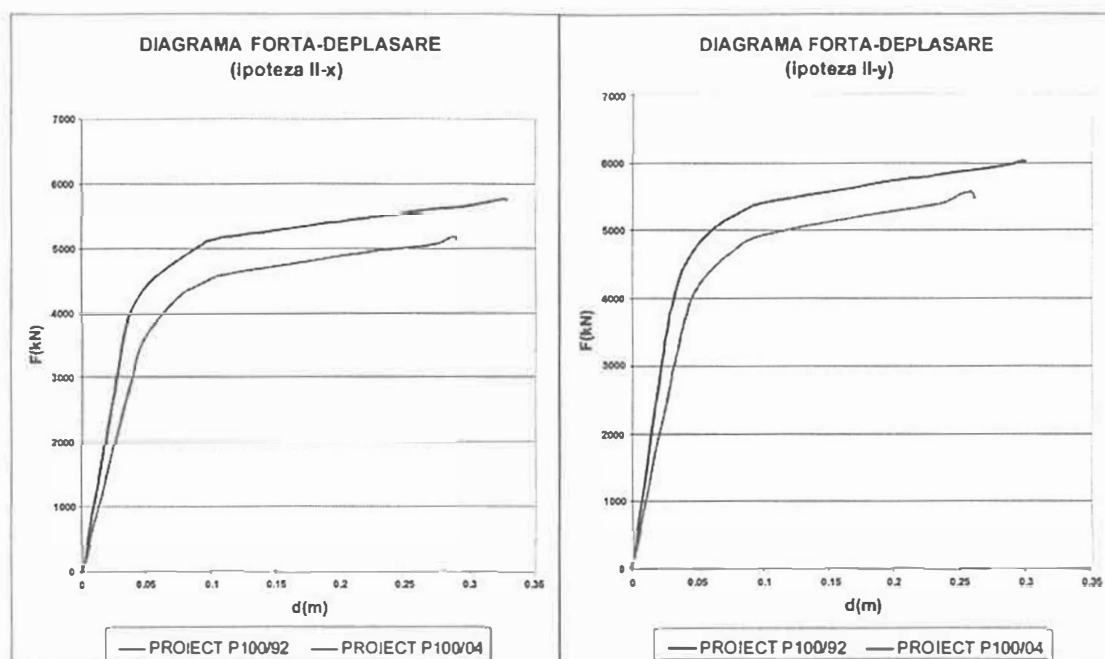


Figura 7. Curba forță – deplasare pentru ipoteza II

Curbele sunt construite până la obținerea mecanismului complet de plastificare.

Această curbă permite în primul rând verificarea ipotezelor adoptate la proiectare cu privire la ductilitatea și suprarezistența structurii, dar în același timp și o evaluare a comportării de ansamblu și locale la forță laterală.

Astfel se pot aprecia cantitativ mărimea suprarezistenței construcției și ponderea surselor din care provine aceasta. Din analiza curbelor rezultă că prima articulație plastică (corespunzătoare primei reduceri de rigiditate a curbei) apare în jurul unei forțe tăietoare de bază ~ 3500 kN. Forța seismică de proiectare este 2184 kN, deci coeficientul de suprarezistență datorat considerării rezistențelor de proiectare ale materialelor, precum și respectării condițiilor de alcătuire, inclusiv a procentelor minime de armare este ~ 1.6 . De asemenea, prin evaluarea raportului între forța laterală corespunzătoare plastificării complete a structurii și cea corespunzătoare formării primei articulații plastice se poate verifica justetea alegerii raportului α_u/α_1 presupus 1.35 la evaluarea forței tăietoare de bază. Conform curbelor reprezentate coeficientul α_u/α_1 ($=1,3$) este ceva mai mic decât cel considerat la evaluarea forței seismice de proiectare.

Factorul de suprarezistență complementar raportului α_u/α_1 de proiectare este în aceste condiții $4400/(2184 \cdot 1.35) \sim 1.5$. Acesta poate fi considerat ca un factor de siguranță, cu o valoare potrivită pentru situația de solicitare la cutremurul de proiectare.

În cazul structurii proiectate după normativul P100/92 se obține o suprarezistență mai mare datorită dimensiunilor mai mari ale secțiunilor de beton adoptate ca urmare a condițiilor mai severe de rigiditate din acest normativ.

10.4 Verificarea formării mecanismului optim de disipare a energiei

Stadiul de solicitare a structurii corespunzător cerinței seismice de deplasare reprezintă, pentru construcții corect proiectate, un stadiu anterior formării mecanismului de plastificare în structură (fig. 8-11). Figurile 8-11 prezintă configurația articulațiilor plastice formate în cadrele interioare curente, în momentul atingerii cerinței de deplasare, corespunzător celor două ipoteze de încărcare descrise la capitolul 9.1. Tabloul formării articulațiilor plastice în acest stadiu permite verificarea realizării

ării capacităților de rezistență a elementelor structurale potrivit
lorit.

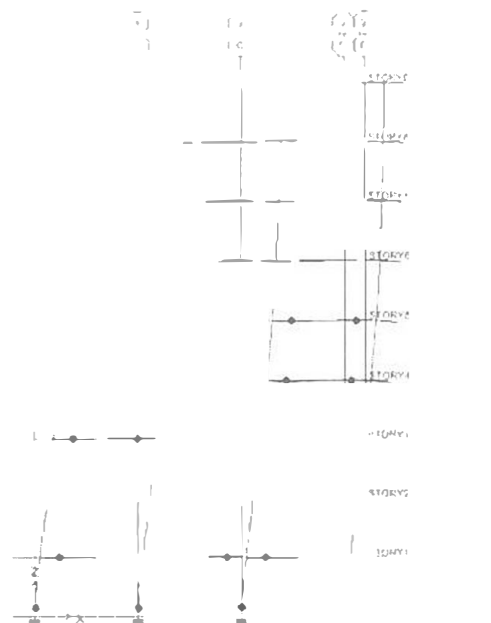


Fig.8 Tabloul articulațiilor plastice corespunzător cerinței de deplasare pentru Ipoteza I-x

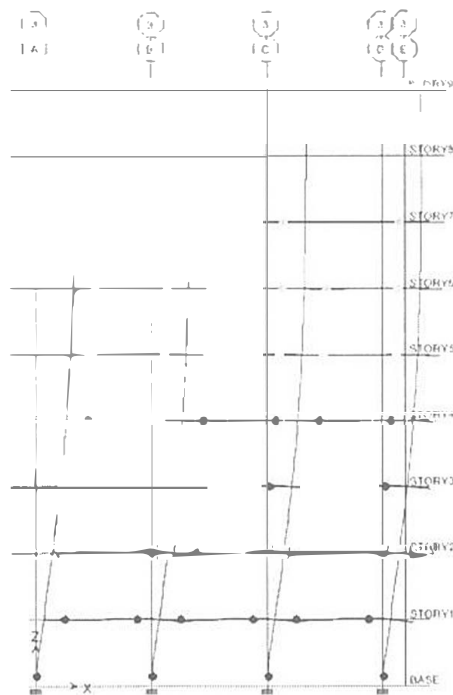


Fig. 9 Tabloul articulațiilor plastice corespunzător cerinței de deplasare pentru Ipoteza II-x

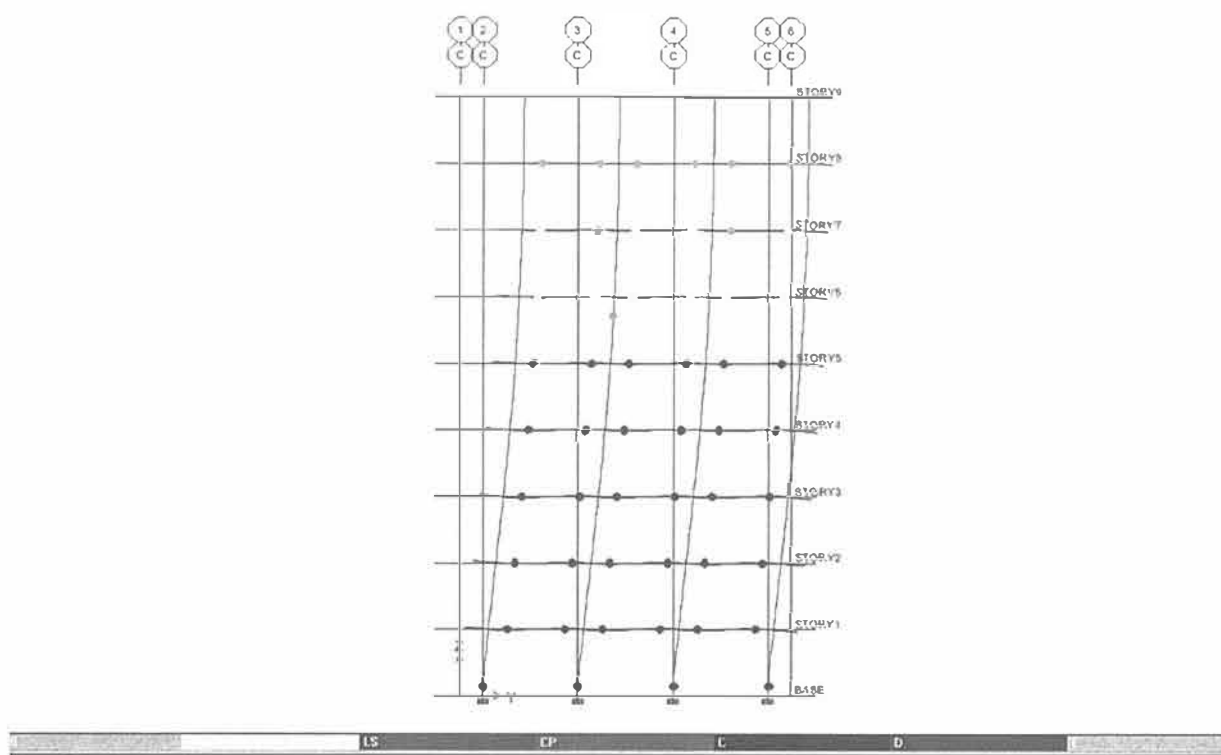


Fig.10 Tabloul articulațiilor plastice corespunzător cerinței de deplasare pentru Ipoteza I-y

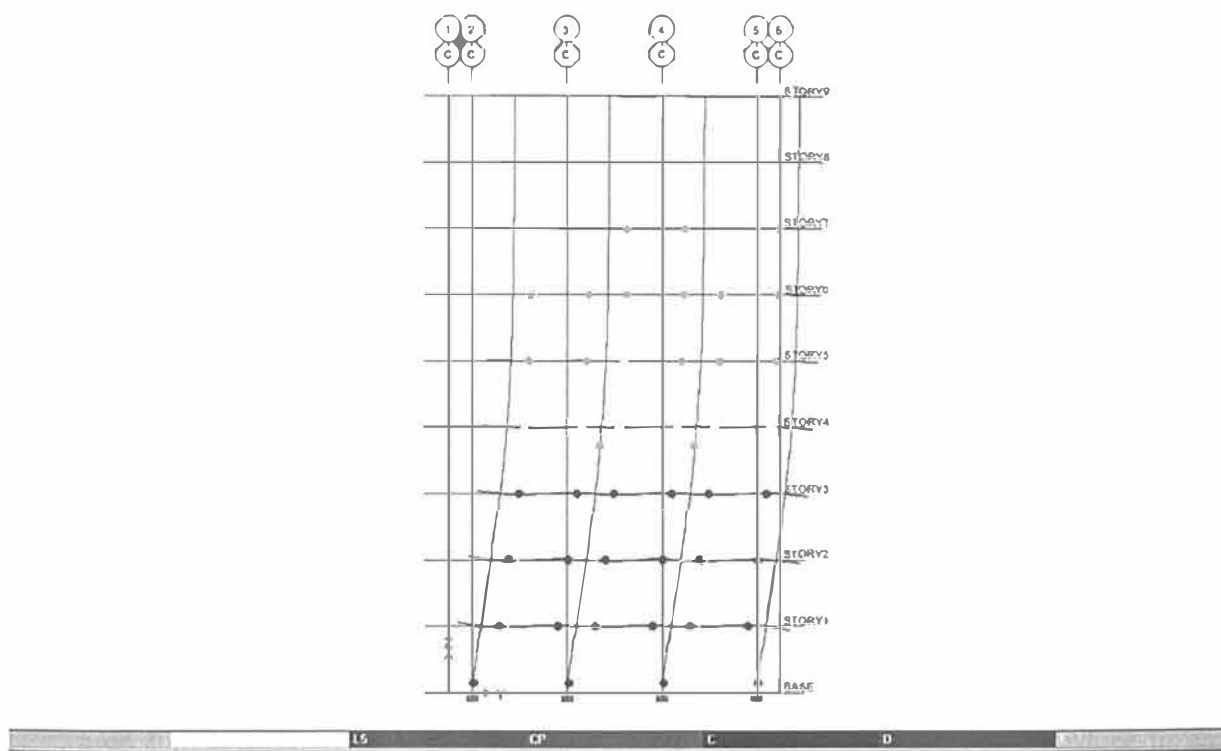


Fig.11 Tabloul articulațiilor plastice corespunzător cerinței de deplasare pentru Ipoteza II-y

10.5 Verificarea deplasărilor relative de nivel

Tabel 18. Rotiri de nivel

caz	I-x	I-y	II-x	II-y
etaj	d_{rx}/h_s	d_{ry}/h_s	d_{rx}/h_s	d_{ry}/h_s
9	0.001564	0.001301	0.000827	0.000592
8	0.003910	0.003491	0.001432	0.000942
7	0.007603	0.006549	0.002676	0.001631
6	0.011578	0.009753	0.005356	0.003649
5	0.015489	0.013341	0.009379	0.007475
4	0.018404	0.016275	0.013690	0.011992
3	0.019936	0.018252	0.017507	0.016189
2	0.019186	0.017912	0.019270	0.018906
1	0.016459	0.015471	0.016479	0.015785
$d_{rx}/h_s =$				0.025

În tabelul 18 se prezintă valorile rotirilor de nivel (deplasările relative de nivel raportate la înălțimea de nivel h_s) calculate pentru ambele ipoteze referitoare la distribuția forțelor laterale pe înălțimea clădirii pentru direcțiile principale. Se constată că în toate situațiile, valorile rotirilor de etaj sunt inferioare valorii admise în cod pentru starea limită ultimă (ULS).

10.6 Verificarea rotirilor plastice înregistrate în articulațiile plastice la atingerea cerinței de deplasare

Calculul nelinier complet implică pe lângă verificarea deformației de ansamblu a structurii exprimate prin deplasările relative de nivel și verificarea rotirilor plastice în elementele ductile, precum și a rezistenței în elementele cu cedări fragile. Prin aplicarea metodei de ierarhizare a capacităților de rezistență, care impune, printre altele, asigurarea mai mare față de ruperea la forță tăietoare, cedările fragile pot fi eliminate cu mare probabilitate. Rămâne să se verifice dacă elementele structurale suportă deformațiile de încovoiere impuse de cutremur fără a se rupe.

În literatura de specialitate există multe propuneri privind determinarea rotirilor capabile ale elementelor de beton armat. În general aceste propuneri se împart în două categorii:

- Relații de evaluare a rotirilor capabile obținute prin prelucrări pe baze probabilistice a rezultatelor experimentelor de laborator.
- Relații care se bazează pe evaluarea analitică a capacității de rotire specifică (ϕ_u), considerând legile constitutive ale betonului și armăturii și pe formule empirice de determinare a lungimii plastice convenționale a articulației plastice.

În Eurocod 8 - Partea 3 (referitoare la evaluarea și consolidarea clădirilor existente la acțiunea seismică) se prevede câte o expresie din fiecare din cele două categorii de determinare a rotirilor plastice capabile. Cele două relații (care se numesc în continuare expresiile A și B) sunt prezentate pe scurt în cele ce urmează. Aceste expresii sunt preluate cu ușoare modificări și în P100-3 în curs de elaborare.

(A) Expresie empirică pentru determinarea capacității de rotire plastică

(1) Rotirea plastică maximă (diferența între rotirea ultimă și cea de la inițierea curgerii în armătură) pe care se poate conta în verificările la SLU în elementele solicitate la încovoiere, cu sau fără forță axială (grinzi, stâlpi și pereți), în regim de încărcare ciclică se poate determina cu expresia:

$$\theta_{um} = \frac{\beta}{4^v} \cdot \left(\frac{\omega'}{\omega} \right)^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}} \quad (A.1)$$

în care:

β este coeficient cu valoarea 0,01 pentru stâlpi și grinzi și 0,007 pentru pereți

h este înălțimea secțiunii transversale

$L_v = M/V$ brațul de forfecare în secțiunea de capăt

$v = \frac{N}{bh f_c}$ b lățimea zonei comprimate a elementului, N forța axială considerată pozitivă în cazul

compresiunii

ω', ω coeficienții de armare a zonei comprimate, respectiv întinse, incluzând armătura din inimă. În cazul în care valorile ω și ω' sunt sub 0,01, în expresia A.1 se introduce valoarea 0,01.

f_c și f_{yw} rezistențele betonului la compresie și ale oțelului din etrieri (MPa), stabilite prin împărțirea valorilor medii la factorii de încredere corespunzători nivelului de cunoaștere atins în investigații. În cazul unor construcții noi, la care execuția corectă este asigurată printr-un control eficient care validează calitatea betonului și a oțelului pus în operă, factorul de încredere poate fi luat egal cu 1.

α factorul de eficiență al confinării, determinat cu relația

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (A.2)$$

s_h – distanța între etrieri

b_o, h_o – dimensiunile sâmburelui de beton confinat, măsurate din axul etrierului

b_i – distanța între barele longitudinale consecutive aflate la colț de etrier sau agrață

$\rho_{s_x} = A_{s_x} / b_w s_h$, coeficientul de armare transversală paralelă cu direcția x, pentru care se face calculul.

Expresia este valabilă în situația în care barele de armătură sunt profilate și în zona critică nu există înnădiri, iar la realizarea armării sunt respectate regulile de alcătuire pentru zone seismice.

În cazurile în care aceste condiții nu sunt îndeplinite la calculul valorii θ_{um} furnizate de relația (A.1) se aplică corecțiile indicate la (2), (3) și (4).

(2) În elementele la care nu sunt aplicate regulile de armare transversală ale zonelor critice, valorile obținute din aplicarea relației (A.1) se înmulțesc cu 0.8.

(3) Dacă în zona critică se realizează și înnădiri prin petrecere ale armăturilor longitudinale, în relația (A.1) coeficienții de armare ω' se multiplică cu 2. Dacă lungimea de petrecere efectivă l_o este mai mică decât lungimea minimă de suprapunere prevăzută de STAS 10107/0-90 pentru condiții severe de solicitare, $l_{o,min}$, valoarea capacității de rotire plastică dată de (A.1) se reduce în raportul $l_o / l_{o,min}$.

(4) În cazul utilizării barelor netede, fără înnădiri în zonele critice, valorile θ_{um} date de relația (A.1) se înmulțesc cu 0,5.

ădesc în zona critică și sunt prevăzute cu cârlige, la calculul rotirii
fac următoarele corecții:

M/V se reduce cu lungimea de înădare l_0

area dată de relația (A.1) cu 0,40.

capacității de rotire plastică

capabile poate fi utilizată alternativ expresia bazată pe
curburilor la rupere

$$\mu_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \quad (B.1)$$

curbura ultimă în secțiunea de capăt

este curbura de curgere în aceeași secțiune

coeficient de siguranță care ține seama de variabilitatea proprietăților fizico-mecanice;

$\gamma_{el} = 1,5$ pentru stâlpi și grinzi și 1,8 pentru pereți

L_{pl} lungimea zonei plastice

În calculul valorii ϕ_u se ține seama de sporul de rezistență și de capacitate de deformație ca efect al
confinării.

(2) Pentru evaluarea curburii ultime ϕ_u se poate folosi următorul model, specific solicitării ciclice:

(a) Deformația ultimă a armăturii longitudinale, ε_{su} , se ia egală cu 0,10.

(b) Rezistența betonului confinat se determină cu relația:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0,85} \right] \quad (B.2)$$

deformația specifică la care se atinge f_{cc} , în raport cu deformația specifică ε_{c2} a betonului
neconfinat se determină cu relația:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (B.3)$$

iar deformația specifică ultimă la fibra extremă a zonei comprimate se obține cu:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_{cc}} \quad (B.4)$$

unde:

α , f_{yw} și ρ_{sx} au definițiile date la A.1, iar ε_{c2} este deformația specifică valorii maxime a efortului unitar;
în cazul betoanelor obișnuite $\varepsilon_{c2} \cong 0,002$.

Dimensiunea zonei plastice, pentru elemente fără înădiri în această zonă se determină cu relația:

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0,2h + 0,15 \frac{d_{bl} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c (\text{MPa})}} \quad (B.5)$$

în care:

d_{bl} este diametrul (mediu) al armăturilor longitudinale
 h înălțimea secțiunii transversale

Tabel 19 Rotiri plastice maxime și capabile corespunzătoare cerinței de deplasare

Cazul de încărcare	ARTICULAȚII PLASTICE ÎN GRINZI						ARTICULAȚII PLASTICE ÎN STÂLPI		
	moment pozitiv			moment negativ					
	$\theta_{\max}^{\text{pl}}$	$\theta_{\text{cap}}^{\text{pl}}$		$\theta_{\max}^{\text{pl}}$	$\theta_{\text{cap}}^{\text{pl}}$		$\theta_{\max}^{\text{pl}}$	$\theta_{\text{cap}}^{\text{pl}}$	
		A	B		A	B		A	B
Ip. I-x	0.01962	0.03719	0.02563	0.01901	0.03153	0.02515	0.01134	0.02253	0.01995
Ip. II-x	0.01885	0.03596	0.02470	0.01839	0.02993	0.02512	0.01305	0.02099	0.018610
Ip. I-y	0.02184	0.03078	0.02575	0.02208	0.02878	0.02284	0.01176	0.01783	0.01710
Ip. II-y	0.02395	0.03247	0.02293	0.02434	0.0301	0.02274	0.01454	0.01987	0.02003

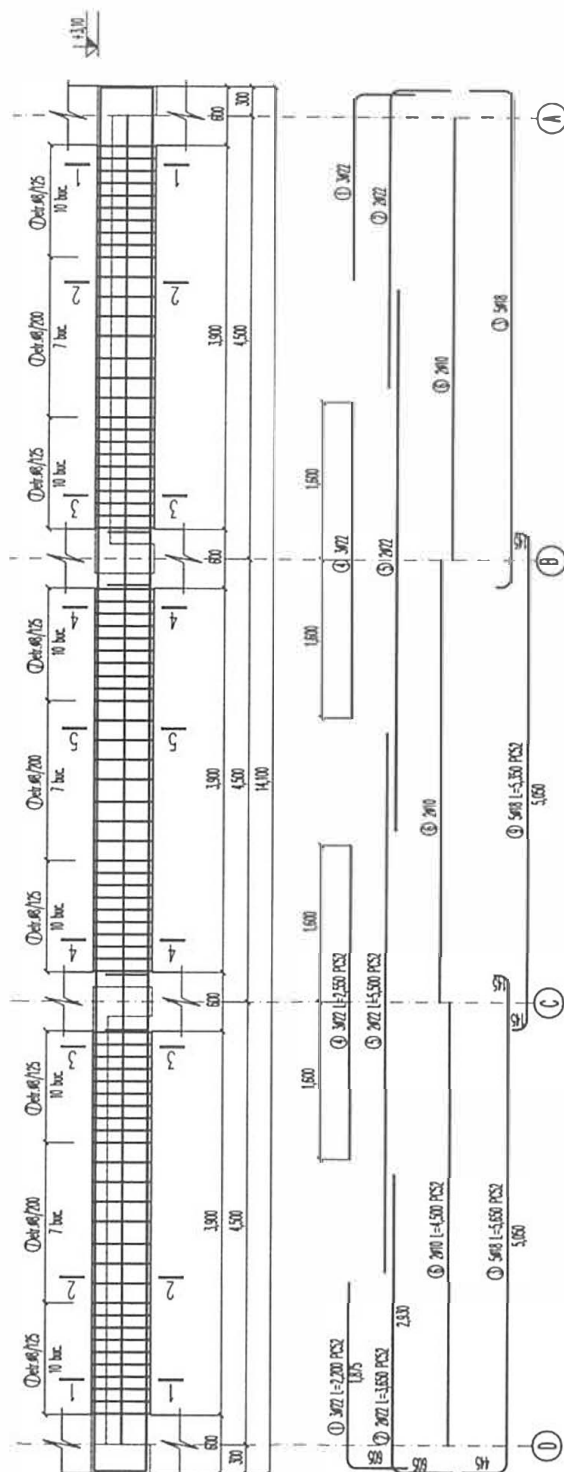
A- $\theta_{\text{cap}}^{\text{pl}}$ determinat pe baza expresiei empirice (A)

B- $\theta_{\text{cap}}^{\text{pl}}$ determinat pe baza modelului analitic (B)

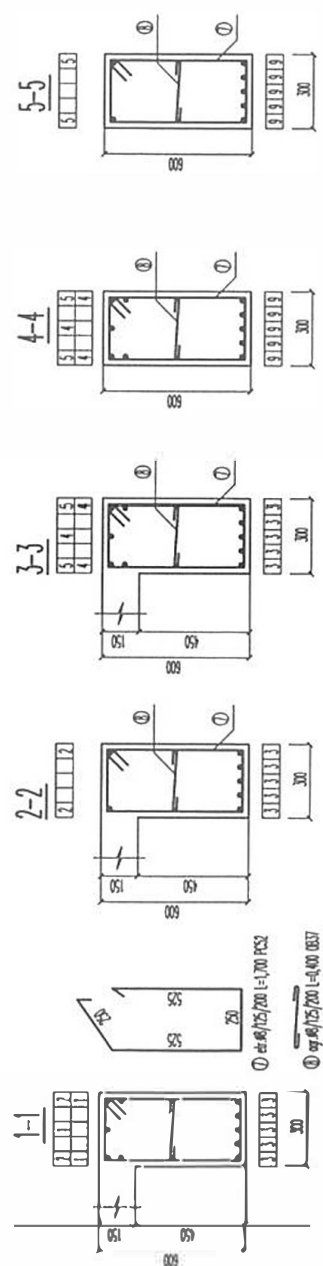
Tabelul 19 prezintă comparativ valorile rotirilor capabile ($\theta_{\text{cap}}^{\text{pl}}$) și rotirile plastice maxime rezultate din calculul static neliniar pentru grinzi și pentru stâlpul întins ($\theta_{\max}^{\text{pl}}$), corespunzătoare situației în care structurii i se impune cerința de deplasare seismică. După cum se observă, rotirile plastice capabile obținute prin cele două metode diferă destul de mult, dar în toate cazurile sunt superioare rotirilor maxime determinate din calculul static.

PLAN R2

PLAN COTRAJ SI ARMARE GRINDA GT1-1
1:50



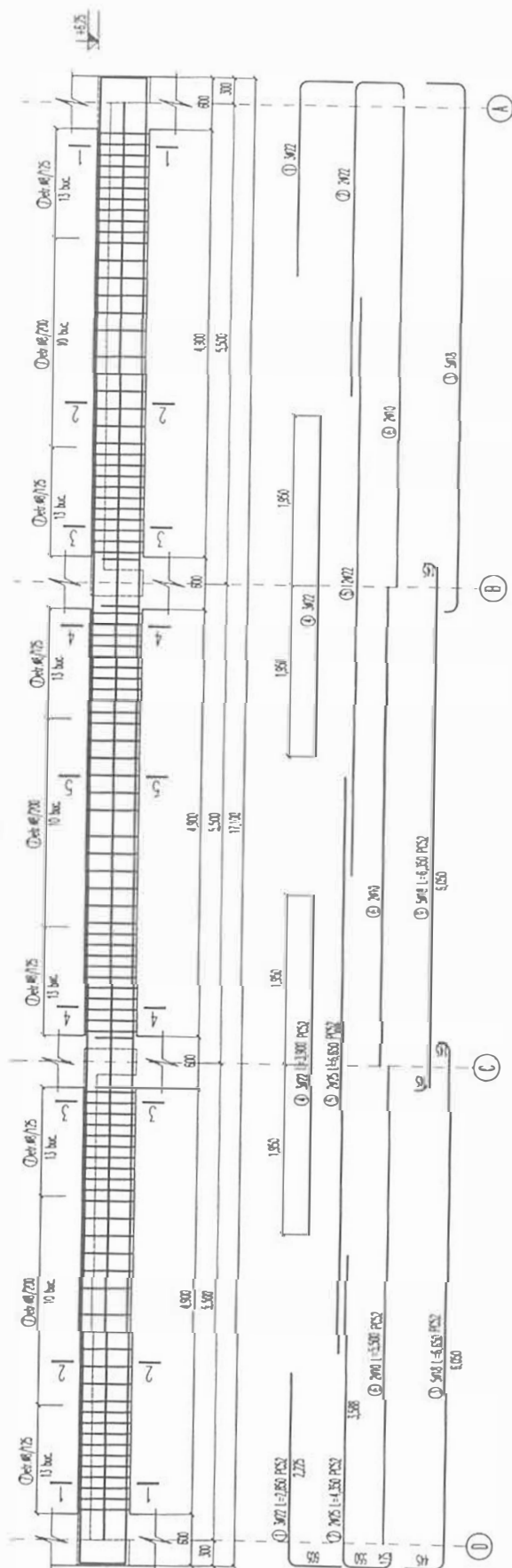
SECTIUNI TRANSVERSALE 1:20



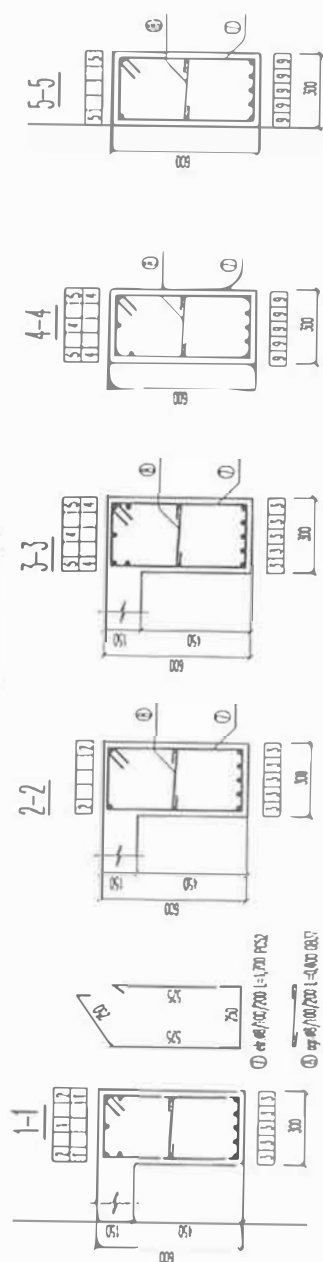
PLAN COFRAJ SI ARMARE GRINDA GLA-2

5.1

PLAN R3



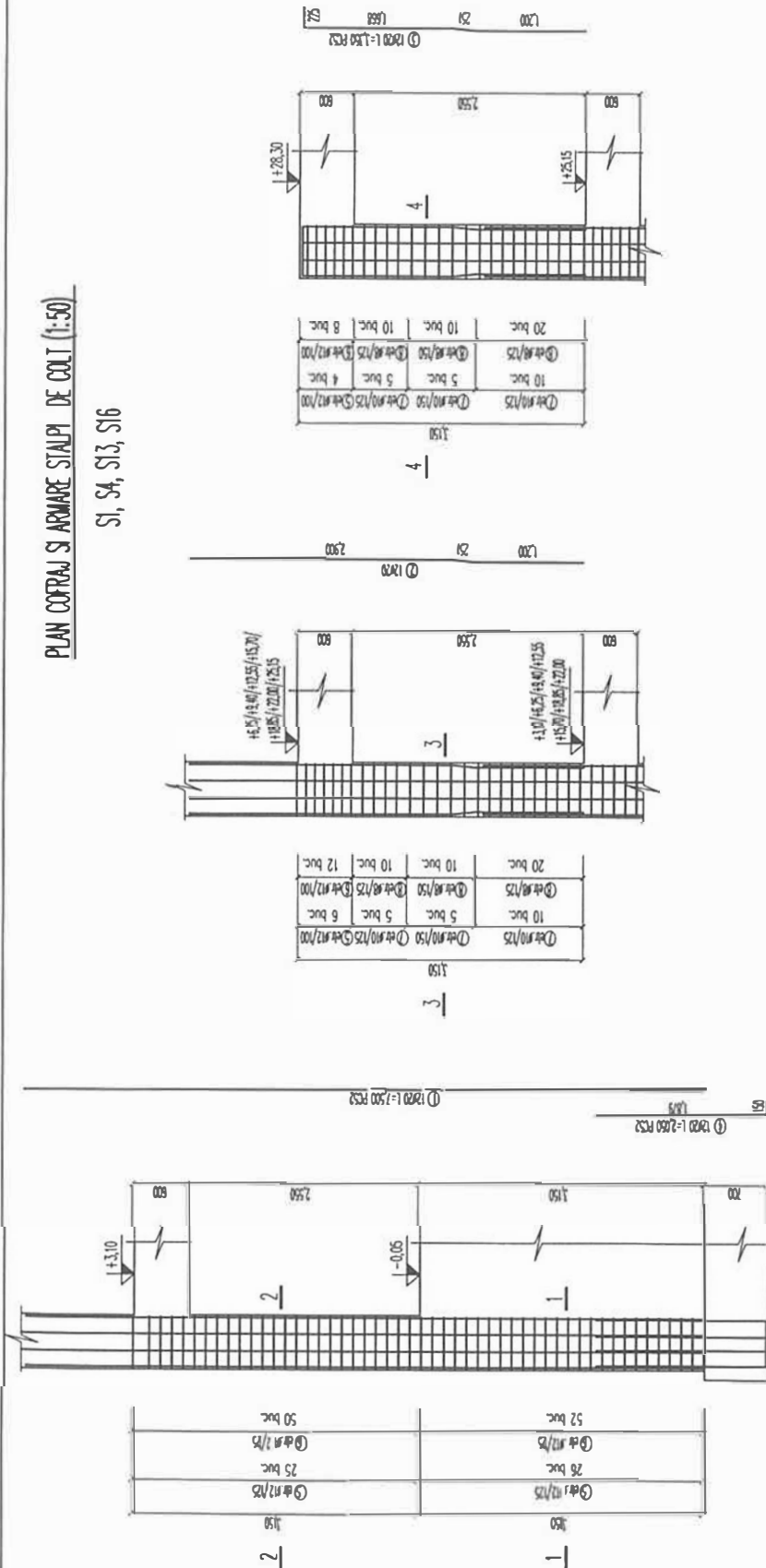
SECTIONI TRANSVERSALE 1:20



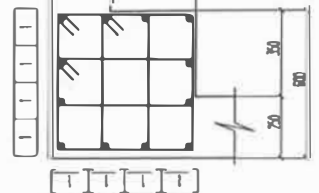
PLAN R4

PLAN COFRAJ SI ARMARE SIAUPI DE COLT (1:50)

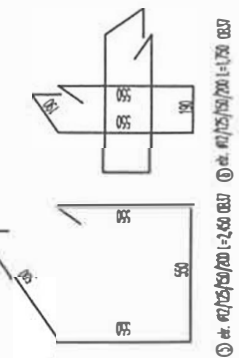
SI, SA, SI3, SI6



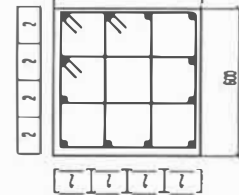
SECTIONE 1-1 (1:20)



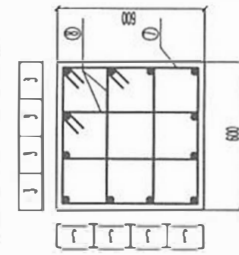
SECTIONE 2-2 (1:20)



SECTIONE 3-3 (1:20)



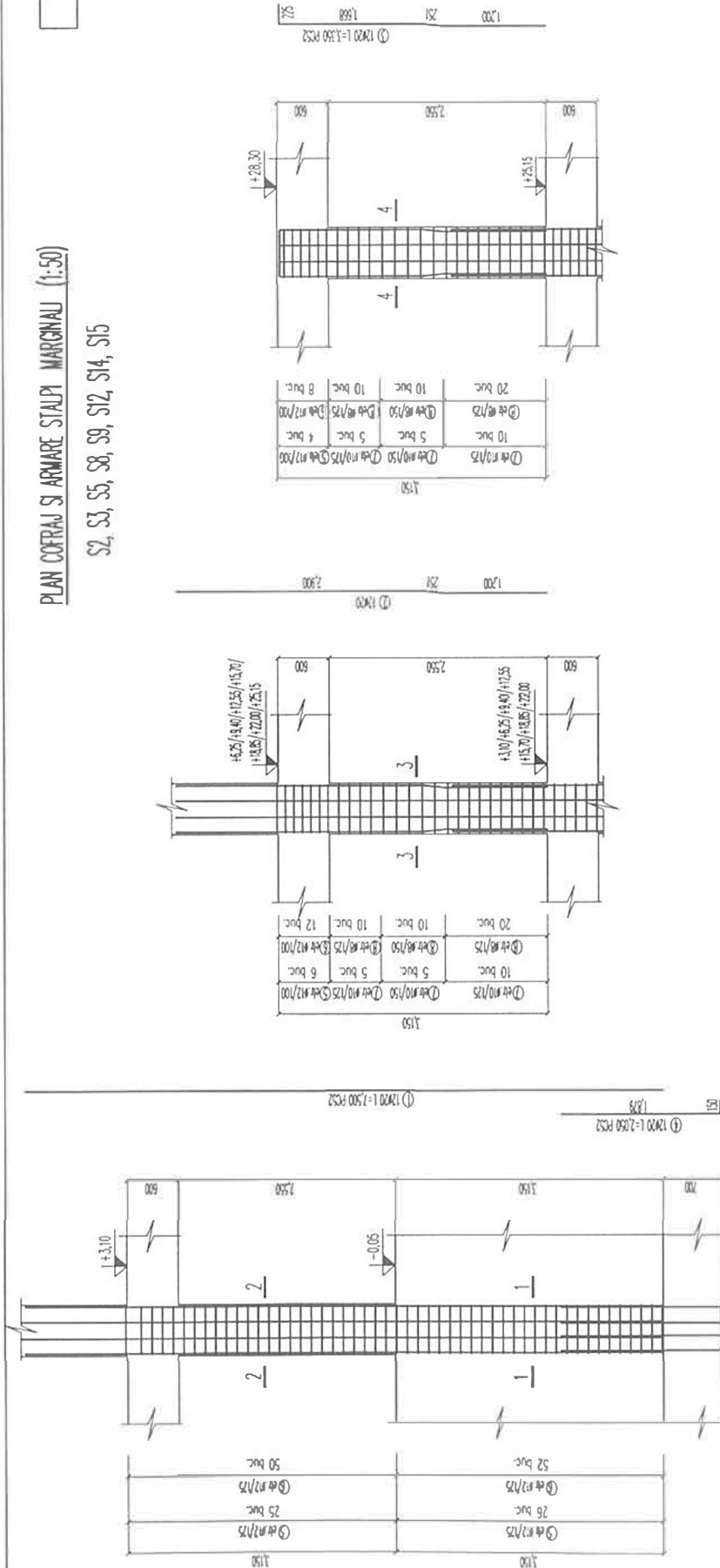
SECTIONE 4-4 (1:20)



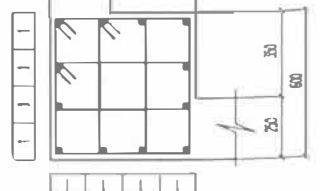
PLAN R5

PLAN COFRAJ SI ARMARE STALPI MARGINALI (1:50)

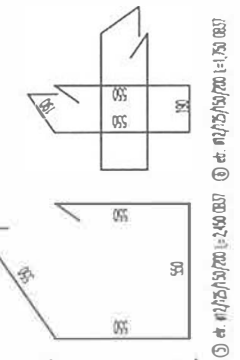
S2, S3, S5, S8, S9, S12, S14, S15



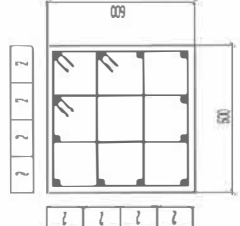
SECTIONE 1-1 (1:20)



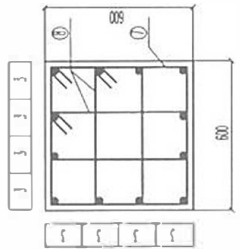
SECTIONE 2-2 (1:20)



SECTIONE 3-3 (1:20)



SECTIONE 4-4 (1:20)



③ et. 10/25/150/200 = 2.400 Q357 ④ et. 10/25/150/200 = 1.750 Q357

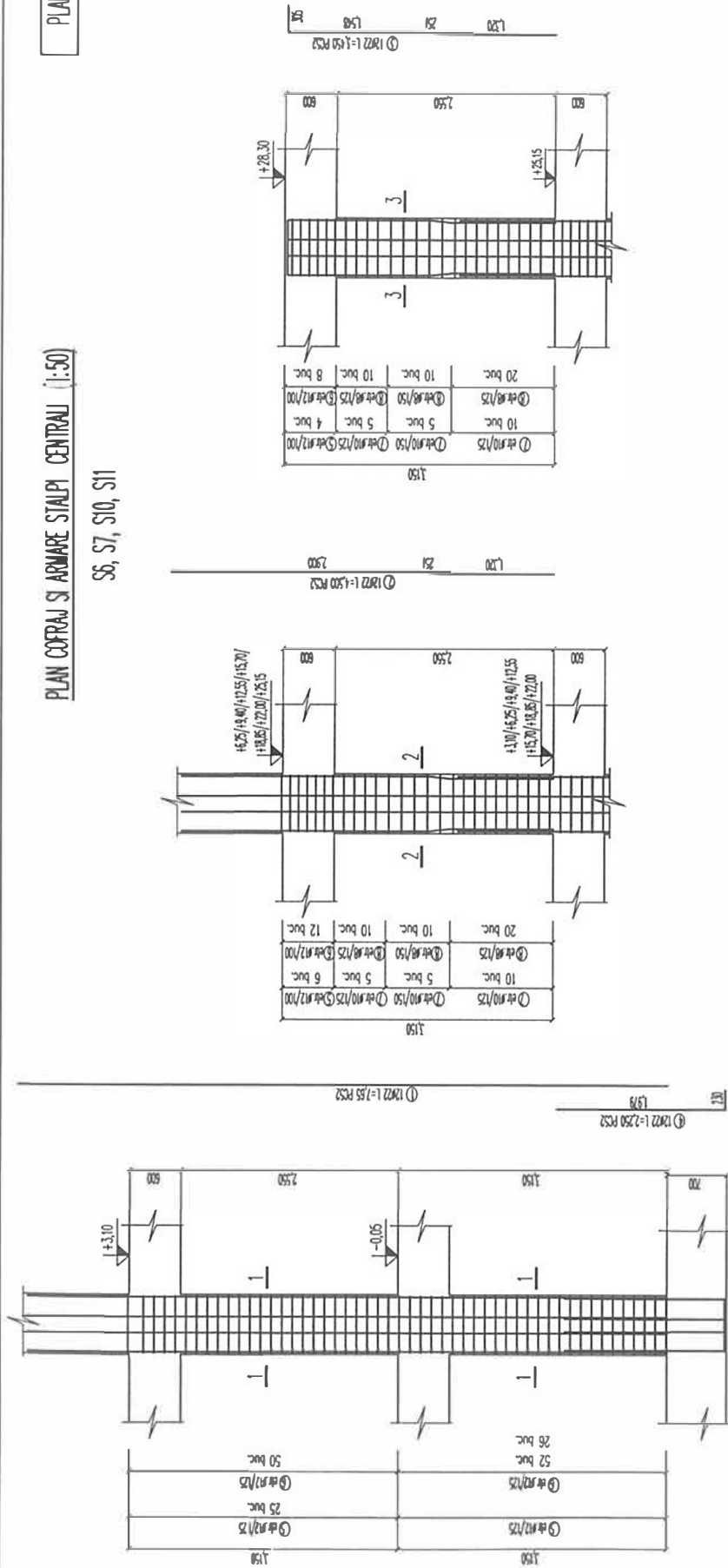
③ et. 10/25/150 = 2.400 Q357

③ et. 10/25/150 = 1.650 Q357

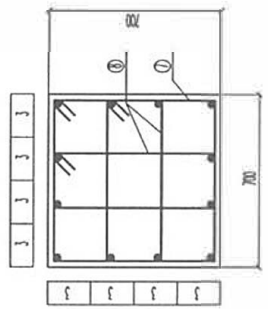
PLAN R6

PLAN COPRAJ SI ARMARE STALPI CENTRALI (1:50)

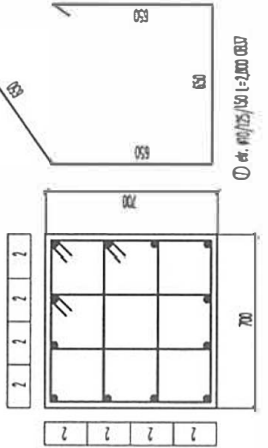
S6, S7, S10, S11



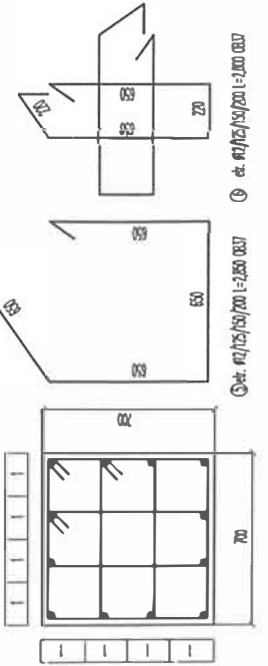
SECTIONE 3-3 (1:20)



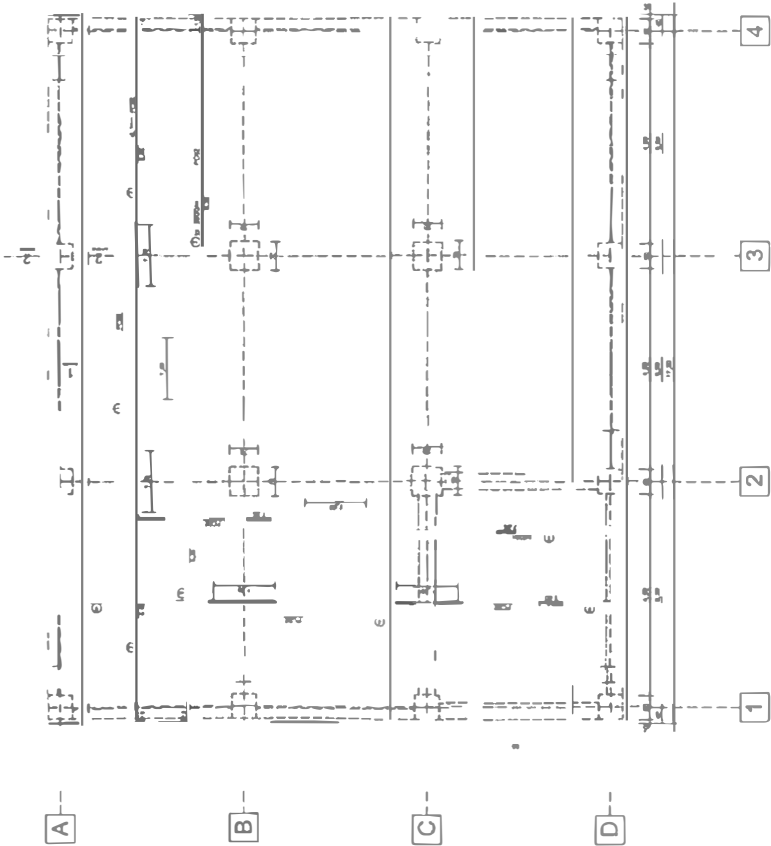
SECTIONE 2-2 (1:20)



SECTIONE 1-1 (1:20)



PLAN COFRAJ SI ARMARE RADIER
Scara 1:50



DETALIUL CAPREI DE MONTAJ
Sc 1:20



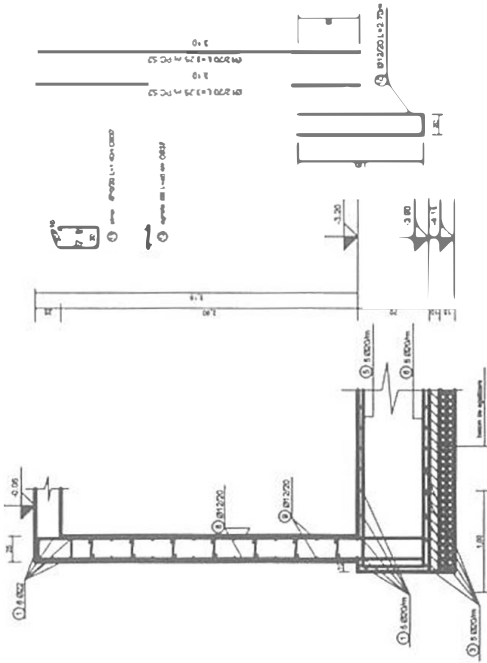
NOTA: CAPRE DE MONTAJ (Ø100) SONT 50 m. INTERRAL 1000

NOTA: ACOPERIREA CU
RETELA ARMAȚIUNILOR
ESTE DE 4-5 cm.

NOTA: GROSIMEA RADIERULUI ESTE DE 70cm. SUB
RADIER SE PREVED DOUA STRATURI UNUL DE PIETRIS
COMPACTAT (grosime 20+15 cm) PRESTE CARE SE
TOCARA UN STRAT DE BETON DE EGALIZARE (Bc 10,
grosime 10cm-10 cm).

NOTA: PENTRU DETALIUL DE MUSTATI
DIN RADIER (DETALIUL 2.2) VEZI
PLANSĂ Nr. 4 - COFRAJ SI ARMARE
STALPI P10002.

DETALIU 1-1
(Perete subsol)
SCARA 1:20



Beton Bc 25
Otel PC S2
OB S7

EXEMPLUL B.2.

Descrierea construcției:

- Clădire amplasată în București;
- 3 subsoluri ($h_s=3\text{m}$) + parter ($h_s=6\text{m}$) + 10 etaje ($h_s=3\text{m}$);
- 5 travee x 8 m; 5 deschideri $2\times 7 + 1\times 4 + 2\times 7$ m;

Date arhitecturale:

- Funcțiune de birouri (peste 400 de persoane în suprafața expusă) și anexe specifice;
- Parcaje la subsol;
- Închideri cu pereți cortină;
- Compartimentări cu pereți din gips-carton;
- Pardoseli curente;
- Terasă necirculabilă;

Caracteristici structurale și materiale folosite:

- Pereți structurali, stâlpi, grinzi, plăci de beton armat monolit;
- Beton C24/30 ($f_{cd}=18\text{N/mm}^2$, $f_{ctd}=1.25\text{N/mm}^2$); [3] tabel 3;
- Oțel Pc52 ($f_{yd}=300\text{N/mm}^2$) ([3] tabel 6);

Fundație și teren de fundare:

- Radier general;
- Teren de fundare $p_{conv}=500\text{kPa}$ (în urma corecțiilor de adâncime și lățime), $k_s=50000\text{ kN/m}^3$;
- Pânza freatică nu este interceptată până la cota săpăturii;
- Săpătura generală în taluz.

Caracterizarea amplasamentului și a construcției cf. [2] :

- Accelerația terenului pentru proiectare IMR 100 ani $a_g=0.24\text{g}$ (fig. 3.1);
- Perioada de control (colt) $T_c=1.6\text{ sec}$ (fig. 3.2);
- Clasa de ductilitate H (pct 5.2.1.);
- Clasa de importanță și de expunere II, $\gamma_I=1.2$ (tabel 4.3);

Principalele reglementări tehnice sub incidența cărora se află proiectarea construcției:

- [1] CR 2-1-1.1 „Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat”
- [2] P100-1: 2006 „Cod de proiectare seismică”;
- [3] STAS 10107/0-90 „Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat”;
- [4] CR0-2005 „Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții”;
- [5] NP112-04 Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă.

SCHEMA GENERALĂ A OPERAȚIILOR DE PROIECTARE

- I. **Alcătuirea inițială a structurii ([1] cap.2)**
 - dispunerea pereților structurali în planul structurii;
 - alegerea formei și dimensiunii pereților;
 - alcătuirea infrastructurii: dispunerea pereților, alegerea dimensiunilor, dispunerea golurilor în poziții avantajoase;
- II. **Identificarea acțiunilor și precizarea mărimii acestora**
 - acțiuni verticale conform temei de arhitectură și seriei STAS 10101 (încărcări în construcții)
 - acțiuni orizontale conform [2] cap. 3, 4, 5
- III. **Stabilirea pe scheme simplificate a valorilor forțelor axiale în pereți și a forței tăietoare de bază ([1] pct. 4.1.-4.2.)**
- IV. **Verificarea preliminară a secțiunii pereților ([1] pct. 4.2.3.) și a secțiunilor grinzilor de cuplare ([1] pct. 4.3.)**
- V. **Schematizarea pereților pentru calcul**
 - stabilirea geometriei axelor (deschideri și înălțimi de nivel), a zonelor deformabile și a celor de rigiditate mare;
 - stabilirea secțiunilor active ale pereților structurali ([1] pct. 5.2.1);
 - stabilirea secțiunilor active ale grinzilor de cuplare ([1] pct. 5.2.2);
 - stabilirea modulilor de rigiditate ai elementelor structurale ([1] pct. 5.2.4);
 - stabilirea nivelului de încastare a pereților în schema de calcul;
- VI. **Definitivarea evaluării acțiunilor și a grupărilor de acțiuni**
- VII. **Calculul structurii la acțiuni orizontale și acțiuni verticale**
- VIII. **Prelucrarea rezultatelor calculului structural și determinarea valorilor de proiectare ale eforturilor în secțiunile semnificative**
- IX. **Calculul armăturii longitudinale a grinzilor de cuplare pentru armăturile dispuse orizontal sau înclinat, după caz ([1] pct. 6.2.4.)**
- X. **Calculul secțiunilor de la baza pereților structurali la încovoiere cu forță axială, pe baza metodei generale din [3]**
 - verificarea secțiunii de bază utilizând criteriul ductilității minime necesare ([1] pct. 6.4.);
 - dimensionarea armăturilor longitudinale (forțele axiale din pereți corespund efectului indirect al forțelor orizontale, stabilit în ipoteza plastificării tuturor grinzilor de cuplare ([1] pct. 6.2.6.);
- XI. **Determinarea zonei plastice potențiale (zona A) de la baza pereților ([1] pct. 6.1.)**
- XII. **Determinarea eforturilor de dimensionare ale pereților la încovoiere cu forță axială ([1] pct. 6.2.1.-6.2.2.)**
 - determinarea coeficientului de suprarezistență Ω ;
 - determinarea momentelor încovoietoare de proiectare;

- XIII. Calculul la încovoiere cu forță axială a secțiunilor de pereți din afara zonei plastice potențiale ([1] pct. 6.2.2.)**
- verificarea secțiunilor de beton;
 - dimensionarea armăturilor longitudinale;
- XIV. Determinarea valorilor forțelor tăietoare de proiectare**
- XV. Calculul grinzilor de cuplare la forță tăietoare**
- determinarea forțelor tăietoare de proiectare ([1] pct. 6.2.5.);
 - verificarea gradului de solicitare la forță tăietoare ([1] pct. 6.6.2.);
 - dimensionarea armăturilor transversale sau înclinate, după caz ([1] pct. 6.6.3-6.6.4.);
- XVI. Calculul pereților la forță tăietoare în secțiuni înclinate (în funcție de raportul înălțimea peretelui/înălțimea secțiunii peretelui)**
- determinarea forțelor tăietoare de proiectare ([1] pct. 6.2.3.);
 - verificarea gradului de solicitare la forță tăietoare ([1] pct. 6.4.3.);
 - dimensionarea armăturilor orizontale ([1] pct. 6.5.2.a);
- XVII. Calculul armăturii de conectare în rosturi de turnare ([1] pct. 6.5.2.b)**
- XVIII. Calculul armăturilor orizontale în îmbinările verticale în cazul elementelor prefabricate ([1] pct. 6.5.3.)**
- determinarea valorilor forțelor de lunecare în rostul vertical;
 - calculul armăturii orizontale de conectare;
- XIX. Alcătuirea secțiunilor pereților structurali**
- verificarea dimensiunilor secțiunilor de beton ([1] pct. 7.1.-7.2.);
 - detalierea armăturilor de rezistență și a armăturilor constructive ([1] pct. 7.3.);
 - verificarea condițiilor de armare minimă a zonelor de la extremitățile secțiunilor ([1] pct. 7.5.);
 - verificarea condițiilor de armare minimă în inima pereților ([1] pct. 7.4.);
 - detalii de alcătuire (intersecții de pereți, ancoraje și înădări etc. [1] pct. 7.5.3.);
- XX. Prevederea armăturii transversale suplimentare (dacă este necesară [1] pct. 7.5.2.)**
- armătura de confinare când $\xi > \xi_{lim}$;
 - armătura pentru împiedicarea flambajului barelor comprimate în zonele în care procentul de armare longitudinală depășește valoarea $2,4/f_{yd}$;
- XXI. Armarea suplimentară în jurul golurilor ([1] pct. 7.5.4. și fig. 7.4.)**
- XXII. Alcătuirea secțiunii grinzilor de cuplare ([1] pct. 7.6.)**
- XXIII. Alcătuirea panourilor prefabricate în cazul structurilor cu pereți structurali prefabricați ([1] pct. 8.2.-8.3.)**
- XXIV. Calculul planșeelor ca diafragme la forțele seismice orizontale ([1] pct. 8.7.)**
- precizarea schemei statice;
 - calculul valorilor de proiectare ale momentelor încovoietoare și ale forțelor tăietoare;
 - dimensionarea armăturii longitudinale și transversale;
 - dimensionarea armăturii longitudinale din centuri pentru rolul de colectare a încărcării transmise din planșeu la pereți;
 - dimensionarea armăturii din planșeu pentru preluarea efectelor datorate tendinței de oscilație asincronă;

- XXV. Modelarea infrastructurii pentru calcul ([1] cap.9)**
- XXVI. Calculul eforturilor în elementele infrastructurii ([1] pct.6.2.2.)**
- XXVII. Calculul de dimensionare a elementelor infrastructurii și a fundațiilor**
- XXVIII. Alcătuirea (armarea) elementelor infrastructurii și a fundațiilor**

Notă:

- Prezentarea operațiilor de proiectare din prezentul exemplu urmărește succesiunea din schema-bloc. În mod firesc nu se tratează operațiile de la pct. XXIII, structura construcției fiind din beton armat monolit.
- O parte dintre operații sunt comasate. De exemplu calculul și verificarea armăturilor longitudinale și transversale pentru pereții structurali și grinzile de cuplare sunt prezentate simultan ca urmare a utilizării unor programe de calcul care furnizează împreună aceste rezultate.
- Programele de calcul utilizate la întocmirea exemplului de proiectare au fost:
 - ETABS pentru calculul de ansamblu al structurii;
 - o serie de programe întocmite de Catedra de Beton Armat din Universitatea Tehnică de Construcții București pentru dimensionarea elementelor structurale din beton armat.
- Pentru fiecare etapă de proiectare, în prezentarea exemplului de calcul, se indică codul și articolul care tratează operația respectivă.

Înainte de parcurgerea exemplului de calcul se recomandă consultarea P100-1: 2006 „PROIECTAREA SEISMICĂ A CLĂDIRILOR. VOLUMUL 2.” și a Comentariilor la CR2-1-1.1 „COD DE PROIECTARE A CONSTRUCȚIILOR CU PEREȚI DE BETON ARMAT”

1. Alcătuirea inițială a structurii

Funcțiunile clădirii au dus la adoptarea succesiunii de deschideri și înălțimi de nivel prezentate anterior la datele generale ale construcției. Regimul de înălțime și condițiile seismice fac ca structura cu caracteristici optime să fie una cu pereți structurali rigizi, completată cu stâlpi și grinzi legați între ei prin noduri rigide, distribuite cât mai echilibrat pe cele două direcții.

Prin alcătuirea inițială judicioasă a structurii se poate asigura un răspuns seismic favorabil și se pot evita complicații ulterioare de calcul și execuție. Această operație vizează amplasarea pereților structurali în pozițiile avantajoase din punct de vedere structural, astfel încât condițiile enunțate în [2] cap. 4.1 - 4.4 să fie respectate. Simultan se urmărește satisfacerea necesităților arhitecturale și functionale care rezultă din îndeplinirea cerințelor esențiale enunțate de Legea 10 și sunt detaliate prin reglementări tehnice specifice.

În exemplul propus pereții structurali sunt amplasați pe ambele direcții principale, atât la interiorul construcției (unde sunt lestați beneficiind de încărcări axiale consistente, cu efecte favorabile asupra consumurilor de oțel), cât și perimetral (unde asigură brațe de pârghie consistente la preluarea torsiunii generale a construcției). Configurația în plan a structurii, fără intersecții de pereți pe cele două direcții principale ale clădirii, permite o modelare simplă și fidelă a structurii și, ca urmare, un control sigur al răspunsului structurii, prin calcul.

Forma secțiunii pereților, cu inimi pline cu bulbi la capete (formă de halteră) este optimă din punct de vedere al performanțelor seismice.

Dimensiunile grinzilor de cuplare dintre pereții transversali de pe contur asigură o cuplare eficientă a acestora, cu efecte benefice asupra rigidității și rezistenței de ansamblu a structurii.

Forma și dimensiunile pereților sunt asemănătoare pe ambele direcții ceea ce asigură armări similare și detalii de execuție repetitive.

Înălțimea relativ mare a clădirii și încărcările relativ mari la nivelul suprafeței de fundare au determinat alegerea unei fundații directe, de tip radier general, în măsură să asigure deformații uniforme pe suprafața construcției.

În planurile R1, R2, R3 sunt prezentate planurile de cofraj ale unui planșeu de nivel curent, ale planșeului peste subsol și o secțiune prin clădire.

2. Identificarea acțiunilor și precizarea mărimii acestora. Predimensionarea plăcii, grinzilor și a stâlpilor

În prezentul exemplu se folosesc terminologia, definițiile și caracterizarea acțiunilor (și implicit a efectelor acestora) conform [4].

Se detaliază proiectarea pentru gruparea acțiunilor, respectiv gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, care conțin acțiunea seismică cf. [4] rel. 4.13:

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + \gamma_l A_{Ek} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{unde:}$$

- $G_{k,j}$ - este efectul acțiunii permanente j , luată cu valoarea caracteristică;
 $Q_{k,i}$ - este efectul pe structură al acțiunii variabile i , luată cu valoarea caracteristică;
 A_{Ek} - valoarea caracteristică a acțiunii seismice ce corespunde intervalului mediu de recurență IMR adoptat de [2] pentru Starea Limită Ultimă (ULS);
 $\psi_{2,i}$ - coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile i ;
 γ_l - coeficient de importanță și expunere a clădirii cf. [2] tabel 4.3.

Valorile caracteristice G_k și Q_k sunt valorile normate ale acțiunilor conform standardelor de încărcări. Pentru încărcările din zapadă și cele datorate exploataării $\psi_2 = 0.4$

2.1. Încărcări combinate (se manifestă simultan și sunt distribuite identic)

Denumire încărcare combinată	valoare caracteristică		valoare de proiectare
1 Terasă necirculabilă (kN/mp)	$g^n \sim g_k$		
beton panta 100 mm	2.40		2.40
strat difuziune	0.05		0.05
bariera vaporii	0.06		0.06
izolație termică polistiren extrudat	0.03		0.03
sapă 20 mm	0.44		0.44
hidroizolație	0.15		0.15
strat protecție pietriș 40 mm	0.72		0.72
	3.85	$g_{Ed} =$	3.85
placă 180 mm	4.50		4.50
	8.35	$g_{Ed} =$	8.35
2 Zăpadă (kN/mp)	$q^n \sim q_k$	ψ_2	$\psi_2 q_k$
zăpadă	2.00	0.4	0.80
	2	$q_{Ed} =$	0.80
3 Pardoseli+compartimentări+tavan (kN/mp)	$g^n \sim g_k$		
pardoseală rece	1.27		1.27
compartimentări	0.50		0.50
tavan fals	0.20		0.20
instalații	0.10		0.10
	2.07	$g_{Ed} =$	2.07
placă 180 mm	4.50		4.50
	6.57	$g_{Ed} =$	6.57
4 Perete cortină (kN/mp)	$g^n \sim g_k$		
perete cortină	0.70		0.70
structură susținere	0.30		0.30
	1.00	$g_{Ed} =$	1.00
5 Atic (kN/ml)	$g^n \sim g_k$		
zidărie întărită 125 mm $h=1.5$ m	3.75		3.75
tencuială 2x20 mm	1.32		1.32
	5.07	$g_{Ed} =$	5.07

6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	$g^n \sim g_k$		
	perete beton	10.00		10.00
	placaj gips carton	0.20		0.20
		10.20	$g_{Ed} =$	10.20
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	$g^n \sim g_k$		
	perete beton	12.50		12.50
	placaj gips carton	0.20		0.20
		12.70	$g_{Ed} =$	12.70
8	Stâlp 700x700 mm (kN/ml)	$g^n \sim g_k$		
	beton	12.25		12.25
	placaj gips carton	0.64		0.64
		12.89	$g_{Ed} =$	12.89
9	Stâlp 900x900 mm (kN/ml)	$g^n \sim g_k$		
	beton	20.25		20.25
	placaj gips carton	0.8		0.80
		21.05	$g_{Ed} =$	21.05
10	Grindă 300x700 mm (kN/ml)	$g^n \sim g_k$		
	beton	5.25		5.25
		5.25	$g_{Ed} =$	5.25
11	Grindă 300x600 mm (kN/ml)	$g^n \sim g_k$		
	beton	4.50		4.50
		4.50	$g_{Ed} =$	4.50
12	Grindă 300x500 mm (kN/ml)	$g^n \sim g_k$		
	beton	3.75		3.75
		3.75	$g_{Ed} =$	3.75
13	Utilă birouri (kN/mp)	$q^n \sim q_k$	Ψ_2	$\Psi_2 q_k$
	utilă	2.00	0.4	0.80
		2.00	$q_{Ed} =$	0.80
14	Utilă circulații (kN/mp)	$q^n \sim q_k$	Ψ_2	$\Psi_2 q_k$
	utilă	3.00	0.4	1.20
		3.00		1.20
15	Utilă terasă neirculabilă (kN/mp)	$q^n \sim q_k$	Ψ_2	$\Psi_2 q_k$
	utilă	0.75	0.4	0.30
			$q_{Ed} =$	0.30
16	Utilă interior pt predimensionare (kN/mp)	$q^n \sim q_k$	Ψ_2	$\Psi_2 q_k$
	utilă	2.50	0.4	1.00
		2.50	$q_{Ed} =$	1.00

Notă:

- Încărcarea combinată nr. 16 este folosită doar la faza de predimensionare a elementelor și reprezintă o valoare ponderată a încărcărilor nr. 13 și nr. 14;
- indicele ϵ este folosit pentru indicarea valorii de proiectare a încărcării care este utilizată în grupările de acțiuni care conțin seism.

2.2. Predimensionarea plăcii

La faza de predimensionare se consideră lumina aproximativ egală cu deschiderea interax.

Trama tipică este 8x7m, placa fiind armată pe două direcții. Încărcarea utilă nu este preponderentă.

Pentru limitarea săgeților verticale și obținerea unor procente de armare economice, pentru situația exemplului de proiectare prezentat, se pot utiliza următoarele condiții :

$$h_{sl} > \frac{P}{180} = 167 \text{ mm} ;$$

(pentru plăci curențe armate pe două direcții)

are fonică), unde :

$$h_{sl}=180 \text{ mm} ;$$

ă considerat ;

lui de placă considerat ;

aceeași grosime și pentru deschiderea centrală mai mică, unde

Dimensionare lumina grinzii se consideră egală cu deschiderea interax. Pentru grinzi de recomandă pe criterii de rigiditate, rezistență și simplitate a execuției următoarele rapoarte:

$$h_w = \frac{L}{12} \dots \frac{L}{10} ;$$

$$b_w = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2} \right) h_w , \text{ unde :}$$

h_w – înălțimea secțiunii grinzii ;

b_w – lățimea secțiunii grinzii ;

L – deschiderea grinzii

Aplicarea condițiilor de mai sus conduce la:

- pentru grinzi longitudinale cu deschiderea $L=8,0 \text{ m}$

$h_w=667 \dots 800 \text{ mm}$; se alege $h_w=700 \text{ mm}$

$b_w=233 \dots 350 \text{ mm}$; se alege $b_w=300 \text{ mm}$

- pentru grinzi transversale cu deschiderea $L=7,0 \text{ m}$

$h_w=583 \dots 700 \text{ mm}$; se alege $h_w=600 \text{ mm}$

$b_w=200 \dots 300 \text{ mm}$; se alege $b_w=300 \text{ mm}$

- pentru grinzi transversale cu deschiderea $L=4,0 \text{ m}$

$h_w=330 \dots 400 \text{ mm}$; se alege $h_w=500 \text{ mm}$

$b_w=167 \dots 250 \text{ mm}$; se alege $b_w=300 \text{ mm}$; alegerea unei lățimi sporite a secțiunii grinzii în acest caz simplifică armarea și permite uniformizarea cofrajelor de grinzi.

2.4. Predimensionarea stâlpilor

Stâlpii structurii se clasifică în clasa b, cf. [3] pct. 1.2.5.1. respectiv grupa B cf. [3] pct. 6.4.1.

Ca urmare a prevederii pereților structurali criteriile restrictive referitoare la ξ (înălțimea relativă a zonei comprimate) din [3] pct. 3.2.4. pot fi relaxate acceptându-se un grad mai mare de compresiune a stâlpilor decât în cazul stâlpilor din grupa A, stâlpi cu rol principal în preluarea acțiunilor seismice.

La acțiuni seismice severe există posibilitatea ca unele secțiuni de stâlpi să dezvolte, totuși, deformații plastice semnificative rezultate din deformarea laterală a structurii. Din aceasta cauză, și pentru limitarea efectelor curgerii lente, se propun valori v (v = valoarea normalizată a forței axiale de compresiune) moderate și diferențiate în funcție de poziția stâlpilor în structură pentru a asigura ductilități suficiente fără sporuri de armatură transversală.

Dimensiunile secțiunilor stâlpilor se determină din condiția de ductilitate minimă, respectiv condiția de limitare a zonei comprimate (a înălțimii relative ξ) sau din condiția echivalentă a limitării efortului axial normalizat.

Din considerente constructive toți stâlpii au secțiuni pătrate; stâlpii de colț au aceeași secțiune ca a stâlpilor de margine intermediari.

Simbolurile utilizate reprezintă :

g_{Ed} , q_{Ed} – valoarea de proiectare a încărcării combinate, permanente sau variabile, pentru calcul la acțiuni seismice;

A_{af} – aria aferentă;

L_{af} – lungimea de grindă aferentă stâlpului;

N_{Ed} – forța axială în cazul calculului la acțiuni seismice

$$N_{Ed} = q_{Ed} A_{af}; N_{Ed} = g_{Ed} A_{af}; N_{Ed} = q_{Ed} L_{af}; N_{Ed} = g_{Ed} L_{af}, \text{ după caz;}$$

v – forța axială normalizată în gruparea de acțiuni seismică,

$$v = N_{Ed} / (A_c f_{cd});$$

A_c – aria secțiunii de beton a stâlpului;

$$A_c = N_{Ed, tot} / f_{cd}$$

f_{cd} – valoarea de proiectare a rezistenței betonului la compresiune = 15,5 N/mm²;

b_c – dimensiunea secțiunii normale a stâlpului;

$$b_c = h_c = (A_{c, nec})^{1/2}$$

h_c – înălțimea secțiunii de beton a stâlpului ; $b_c = h_c$;

Abrevierile utilizate în continuare ca indici reprezintă:

rec – recomandat;

nec – necesar;

tot – total;

ef – efectiv;

Stâlp interior		$g_{Ed}(q_{Ed})$ kN/m sau kN/m ²	$A_{af}(L_{af})$ m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire încărcare combinată			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	56	467.6
2	Zăpadă (kN/mp)	0.80	56	33.6
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	560	3679.2
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	88	462.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	77	346.5
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	56	16.8
16	Utile interior pt predim. (kN/mp)	1.00	560	560.0
$v_{rec} = 0.50$			$N_{Ed, tot} \text{ (kN)} =$ $A_{c, nec} \text{ (m}^2\text{)} =$ $b_{c, nec} \text{ (m)} =$	5566 0.845 0.919
$v_{ef} = 0.506$			$b_{c, ef} = 0.90 \text{ m}$ $N_{Ed, tot} \text{ (kN)} =$	709 6274
				Greutate stâlp (kN)
Stâlp Intermediar fatadă		g_{Ed}/q_{Ed} kN/m sau kN/m ²	A_{af}/L_{af} m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	28	233.8
2	Zăpadă (kN/mp)	0.80	28	16.8
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	280	1839.6
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	280	280.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	8	38.4
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	88	462.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	38.5	173.3
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	28	8.4
16	Utile interior pt predim. (kN/mp)	1.00	280	280.0
$v_{rec} = 0.45$			$N_{Ed, tot} \text{ (kN)} =$ $A_{c, nec} \text{ (m}^2\text{)} =$ $b_{c, nec} \text{ (m)} =$	3332 0.566 0.753
$v_{ef} = 0.502$			$b_{c, ef} = 0.70 \text{ m}$ $N_{Ed, tot} \text{ (kN)} =$	429 3761
				Greutate stâlp (kN)

Stâlp colț		g_{Ed}/q_{Ed} kN/m sau kN/m ²	A_{ef}/L_{ef} m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	14	116.9
2	Zăpadă (kN/mp)	0.8	14	8.4
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	140	919.8
4	Perete cortină (kN/mp)	1	262.5	262.5
5	Atic (kN/ml)	4.806	7.5	36.0
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	44	231.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.5	38.5	173.3
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.3	14	4.2
16	Utile interior pt predim. (kN/mp)	1	140	140.0
$v_{rec}=0.40$			$N_{Ed, tot} \text{ (kN)} =$	1892
			$A_{c, nec} \text{ (m}^2\text{)} =$	0.394
			$b_{c, nec} \text{ (m)} =$	0.628
			Greutate stalp (kN)	
$v_{ef}=0.310$			$b_{c, ef}=0.70 \text{ m}$	429
			$N_{Ed, tot} \text{ (kN)} =$	2321

3. Stabilirea pe scheme simplificate a valorilor forțelor axiale în pereți. Verificarea preliminară a secțiunii pereților și a secțiunilor grinzilor de cuplare

Aria totală necesară a secțiunii inimilor pereților structurali, pe fiecare direcție principală a construcției, din cerința de limitare a efortului mediu de forfecare la un anumit nivel, este dată de relația de la pct. 4.2.1. din [1]:

$$\Sigma A_{wh} > (\gamma_I n A_f a_g / g) / 120 \text{ unde :}$$

- ΣA_{wh} - aria inimilor pereților de pe direcția considerată;
- γ_I - factorul de importanță și expunere [2] tabel 4.3;
- n - numărul de planșee situate deasupra nivelului considerat;
- A_f - aria planșeului curent;
- a_g - accelerația terenului pentru proiectare [2] fig. 3.1;
- g - accelerația gravitațională la suprafața terenului $g=9.81 \text{ m/s}^2$.

Valorile factorilor care intervin în stabilirea formulei de predimensionare sunt acoperitoare în majoritatea cazurilor curente de proiectare (vezi [1] C 4.2.1). Păstrând ipoteza de bază, de limitare a efortului mediu tangențial, în măsura în care se pot stabili valori mai precise ale valorilor termenilor utilizați în formula de predimensionare, aceasta poate fi îmbunătățită și adaptată la situația de proiectare căreia i se aplică, așa cum se recomandă în secțiunea de comentarii a [1].

În cazul structurii considerate în exemplul de proiectare, evaluând mai riguros încărcările pe planșee, factorul suprazistenței structurii verticale (Ω cf. [1] pct. 6.2.2), rezistența efectivă a betonului și pe baza experienței obținute din proiectarea unor construcții similare, este posibilă obținerea unei expresii particularizate a formulei de predimensionare. În aceste condiții, aria secțiunilor orizontale ale pereților la baza structurii, pe fiecare direcție principală a structurii, se poate estima cu expresia:

$$A_{wh} > V_{Ed} / (v' f_{ctd}), \text{ unde :}$$

- A_{wh} - aria inimilor pereților structurali;
- V_{Ed} - forța tăietoare de proiectare;

$$1,5 F_b < V_{Ed} = F_b \Omega \varepsilon \text{ cf. [1] pct. 6.2.3. ;}$$

- F_b - forța seismică de baza rezultată din aplicarea prevederilor [2]; pentru detalieri vezi pct. 5.2 din exemplul de calcul,

$$F_b = c_s G;$$

- c_s - coeficient seismic global reprezentând raportul dintre forța seismică de bază și greutatea construcției;
- G - greutatea construcției deasupra nivelului considerat;
- Ω - media estimată a rapoartelor M_{Rd}/M_{Ed} (M_{Rd} - momentele de răsturnare capabile ale pereților structurali și M_{Ed} - momentele de răsturnare rezultate din calculul structurii) așa cum sunt definite în [1] pct 6.2.2. ;
- ε - coeficient de corecție a forței tăietoare, $\varepsilon = 1,2$ cf. [1] pct. 6.2.3.;
- v' - efort tangențial normalizat;

$$v' = V_{Ed} / (A_{wh} f_{ctd}) < 2.5 \text{ cf. [1] pct. 6.4.3;}$$

- f_{ctd} - rezistența de proiectare la întindere a betonului;

Adoptarea unei valori apropiate de limita superioară pentru v' conduce la obținerea unor grosimi mai mici ale pereților structurali cu prețul unor armări orizontale mai puternice. Estimarea factorului Ω trebuie făcută în acord cu caracteristicile structurii (regularitate pe verticală și în plan, omogenitate).

3.1. Evaluarea greutății construcției supratereane

Greutate terasă		Q_{Ed}	A_{ul}/L_{ul}	N_{Ed}
nr. crt.	Denumire	kN/m sau kN/m ²	m sau m ²	kN
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	1280	10688.0
2	Zăpadă (kN/mp)	0.80	1280	768.0
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	0	0.0
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	216	216.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	144	692.1
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	72	734.4
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	63	800.1
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	45	580.1
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	9	189.5
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	192	1008.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	126	567.0
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	24	90.0
15	Utila terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	1280	384.0

rezultă o valoare a încărcării uniform distribuite : $\Sigma N_{Ed} \text{ (kN)} = 16717$
 $Q_{Ed,ech} \text{ (kN/mp)} = 13.06$

Greutate nivel curent		Q_{Ed}	A_{ul}/L_{ul}	N_{Ed}
nr. crt.	Denumire	kN/m sau kN/m ²	m sau m ²	kN
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	0	0.0
2	Zăpadă (kN/mp)	0.80	0	0.0
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	1280	8409.6
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	432	432.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	0	0.0
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	144	1468.8
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	126	1600.2
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	90	1160.1
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	18	378.9
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	192	1008.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	126	567.0
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	24	90.0
16	Utila interior pt. predim. (kN/mp)	1.00	1280	1280.0

rezultă o valoare a încărcării uniform distribuite : $\Sigma N_{Ed} \text{ (kN)} = 16395$
 $Q_{Ed,ech} \text{ (kN/mp)} = 12.81$

Greutate parter		Q_{Ed}	A_{ul}/L_{ul}	N_{Ed}
nr. crt.	Denumire	kN/m sau kN/m ²	m sau m ²	kN
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	0	0.0
2	Zăpadă (kN/mp)	0.80	0	0.0
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	1280	8409.6
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	648	648.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	0	0.0
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	216	2203.2
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	189	2400.3
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	135	1740.2
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	27	568.4
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	192	1008.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	126	567.0
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	24	90.0
16	Utila interior pt. predim. (kN/mp)	1.00	1280	1280.0

rezultă o valoare a încărcării uniform distribuite : $\Sigma N_{Ed} \text{ (kN)} = 18915$
 $Q_{Ed,ech} \text{ (kN/mp)} = 14.78$

Greutatea totală a suprastructurii rezultă:

$$N_{Ed,tot} \text{ (kN)} = \Sigma N_{Ed,terasa} + 9 \Sigma N_{Ed,niv. crt.} + \Sigma N_{Ed,parter} = 183183$$

Încărcarea echivalentă uniform distribuită rezultă:

$$Q_{Ed,ech} \text{ (kN/mp)} = N_{Ed,tot} \text{ (kN)} / (n \cdot A_{ul}) = 13.01$$

3.2. Estimarea ariei necesare de pereți structurali

Construcția propusă în exemplul de proiectare are structura de rezistență ordonată și dispusă favorabil, iar greutatea distribuită echivalentă este mai mică decât cea considerată la formula 4.2.1. din [1]. Se adoptă o formulă de predimensionare asemănătoare, având criteriu tot limitarea efortului mediu de tangențial la baza pereților, dar în care sunt evaluate mai riguros caracteristicile clădirii (greutatea construcției deasupra nivelului considerat, forța seismică de bază, factorul Ω). De asemenea se adoptă o valoare relativ mare a factorului v' . Nivelul considerat este cota planșeului peste subsolul 1.

direcție	c_s	$N_{Ed,tot}$	F_b	Ω <i>estimat</i>	V_{Ed}	v'	ΣA_{wh}	Σh_w	b_w <i>necesar</i>	b_w <i>ales</i>
		(kN)	(kN)		(kN)		(m ²)	(m)	(m)	(m)
long	0.14	183000	25620	1.25	38430	1.75	20.7	48	0.43	0.40
transv	0.11		20130	1.50	36234	1.75	19.5	42	0.46	0.50

unde:

- c_s - coeficient seismic global, diferențiat pe cele două direcții cu valorile calculate la pct. 5.2.;
- $N_{Ed,tot}$ - greutate totală deasupra nivelului considerat;
- F_b - forța seismică de bază;
- Ω - factor de supraarmare estimat;
- V_{Ed} - forța tăietoare de proiectare $V_{Ed} = 1.2 \Omega F_b \geq 1.5 F_b$;
- ΣA_{wh} - aria totală a inimilor pereților pe direcția considerată = $\Sigma h_w b_w$;
- Σh_w - lungimea totală a pereților pe direcția considerată;
- b_w - grosimea (considerată constantă) inimii pereților pe direcția considerată;
- h_w - înălțimea secțiunii orizontale a pereților pe direcția considerată;

Nota:

Pe direcția transversală Ω a fost estimat la o valoare superioară celui de pe direcție longitudinală deoarece incertitudinile de apreciere a rezistențelor pereților cuplați sunt mai mari decât în cazul pereților individuali.

3.3. Necesitatea prevederii de bulbi sau tălpi

Necesitatea prevederii de tălpi sau bulbi din condiția de ductilitate conform [1] pct.4.2.3.

$$v < v_{max} = 0.35 ;$$

$$v = N_{Ed} / (A_w f_{cd}) , \text{ unde :}$$

- v_{max} - valoarea maximă a forței axiale normalizate ;
- A_w - aria secțiunii orizontale a peretelui de beton ;
- N_{Ed} - forța axială în perete din încărcări gravitaționale în gruparea specială de încărcări;

Perete longitudinal Interior PL2		q_{Ed} kN/m sau kN/m ²	A_w/L_{ed} m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	88	734.8
2	Zăpadă (kN/mp)	0.60	88	52.8
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	880	5781.6
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	0	0.0
5	Alic (kN/ml)	4.81	0	0.0
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	288	2937.6
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	0	0.0
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	72	928.1
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	0	0.0
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	88	462.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	77	346.5
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	40	150.0
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	88	26.4
16	Utile interior pt predim (kN/mp)	1.00	880	880.0

$$N_{Ed,tot} \text{ (kN)} = 12300$$

$$0.35 > v_{ed} = 0.201$$

Perete longitudinal exterior PL1		q_{Ed} kN/m sau kN/m ²	A_{ef}/L_{ef} m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	56	467.6
2	Zăpadă (kN/mp)	0.60	56	33.6
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	560	3679.2
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	576	576.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	16	76.9
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	288	2937.6
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	0	0.0
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	72	928.1
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	0	0.0
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	88	462.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	77	346.5
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	0	0.0
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	56	16.8
16	Utile interior pt predim (kN/mp)	1.00	560	560.0
$N_{Ed,tot} (kN) =$				10084
$0,35 > v_{ef} =$				0.165
Perete transversal interior PT3		q_{Ed} kN/m sau kN/m ²	A_{ef}/L_{ef} m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	84	701.4
2	Zăpadă (kN/mp)	0.60	84	50.4
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	840	5518.8
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	288	288.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	8	38.4
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	0	0.0
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	252	3200.4
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	72	928.1
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	0	0.0
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	176	924.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	38.5	173.3
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	0	0.0
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	84	25.2
16	Utile interior pt predim (kN/mp)	1.00	840	840.0
$N_{Ed,tot} (kN) =$				12688
$0,35 > v_{ef} =$				0.166
Perete transversal exterior PT1		q_{Ed} kN/m sau kN/m ²	A_{ef}/L_{ef} m sau m ²	N_{Ed} kN
nr. crt.	Denumire			
1	Terasă necirculabilă (kN/mp)	8.35	50	417.5
2	Zăpadă (kN/mp)	0.60	50	30.0
3	Pardoseli+comp+tavan (kN/mp)	6.57	500	3285.0
4	Perete cortină (kN/mp)	1.00	450	450.0
5	Atic (kN/ml)	4.81	12.5	60.1
6	Perete beton 400 mm (kN/mp)	10.20	0	0.0
7	Perete beton 500 mm (kN/mp)	12.70	252	3200.4
8	Stâlp 700x700 (kN/ml)	12.89	72	928.1
9	Stâlp 900x900 (kN/ml)	21.05	0	0.0
10	Grindă 300x700 (kN/ml)	5.25	88	462.0
11	Grindă 300x600 (kN/ml)	4.50	38.5	173.3
12	Grindă 300x500 (kN/ml)	3.75	22	82.5
15	Utile terasă necirculabilă (kN/mp)	0.30	50	15.0
16	Utile interior pt predim (kN/mp)	1.00	500	500.0
$N_{Ed,tot} (kN) =$				9604
$0,35 > v_{ef} =$				0.126

Nota:

Se constată că toți pereții îndeplinesc criteriul de ductilitate enunțat fără a fi nevoie de bulbi sau tălpi. Totuși, pentru obținerea unei comportări histeretice optime, ancorarea armăturilor din grinzile concurente și a armăturii orizontale din câmp, concomitent cu reducerea consumului de armatură verticală prin dispunerea acestora în pozițiile avantajoase, se prevăd bulbi cu dimensiuni egale cu cele ale stâlpilor marginali 700x700 mm.

3.4. Verificarea preliminară a grinzilor de cuplare

Riglele de cuplare din axele 1 și 6 au grosimea inimii montanșilor adiacenți și înălțimea rezultată din cerințe arhitecturale îndeplinind și rolul de parapet. Dimensiunile sunt precizate în secțiunea longitudinală și respectă indicațiile din [1] pct 4.3.

4. Schematizarea structurii pentru calcul

4.1. Schematizarea pereților structurali

Schematizarea pereților structurali în modelul de calcul al structurii se referă la stabilirea secțiunilor de calcul (a secțiunilor active) ale pereților și la stabilirea valorilor rigidităților de proiectare. Ambele probleme sunt tratate în [1] pct 5.2.1.2. respectiv 5.4.2. în principiu, valorile rigidităților diferitelor elemente structurale trebuie să țină seama de influența asupra acestora a gradului diferit de fisurare, funcție de natura și valoarea eforturilor la care sunt supuse: încovoiere, compresiune sau întindere excentrică. Pentru simplificare P100-1: 2006 (Anexa E), pe baza unor proceduri propuse în literatura de specialitate și adoptate în majoritatea normelor de proiectare seismică, prevede reducerea uniformă modulelor de rigiditate a secțiunilor nefisurate cu factorul ν pentru toate elementele, inclusiv grinzi.

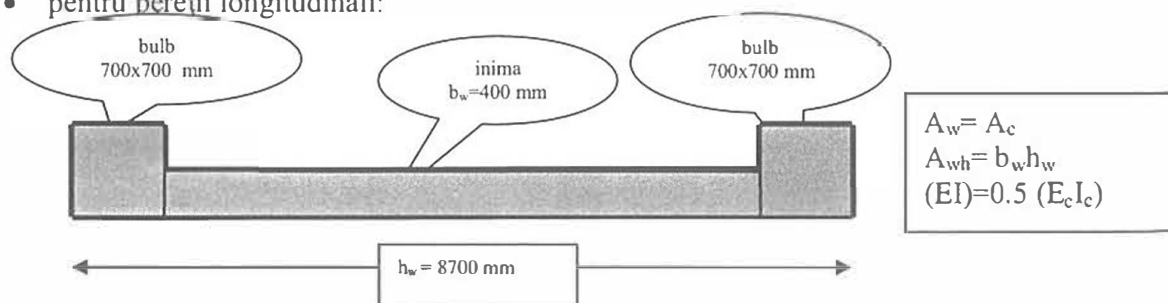
În CR2-1-1/2006 se admite însă că în calculul deplasărilor orizontale să se considere valorile întregi ale modului de rigiditate $E_c I_c$ pentru pereții structurali și valoarea redusă numai pentru grinzile de cuplare. Argumentul pentru această procedură este că acest cod a apărut înainte de intrarea în vigoare a codului de proiectare seismică P100-1: 2006 și, în consecință, nu este corelat cu acesta, ci cu vechiul P100/92. Conform P100-1: 2006 verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu se face la valoarea neredusă a forței seismice de proiectare pentru starea limită considerată. În P100-1: 2006 verificarea se face la forțe seismice diminuate (pentru a ține seama de IMR al cutremurului de proiectare pentru această stare limită) cu factorul $\nu = 0,5$ pentru construcții obișnuite, respectiv $\nu = 0,4$ pentru construcții importante, astfel încât pentru a obține valoarea deplasărilor care interesează la SLS se consideră o rigiditate sporită cu același raport $0,5 E_c I_c / \nu \approx E_c I_c$.

În prezenta lucrare se aplică prevederile din anexa E a codului P100-1: 2006 care reflectă mult mai corect comportarea reală a structurilor de beton armat. În consecință, la evaluarea rigidităților pereților structurali se adoptă modulul $0,5 E_c I_c$. Pentru a obține eforturi rezonabile în grinzile de cuplare prin calculul structural elastic, rigiditatea acestora s-a determinat pe baza unui modul redus suplimentar $0,2 E_c I_c$. Aceste valori pot fi folosite și în calculul deplasărilor laterale, dacă valorile calculate se înscriu în limitele admise, pentru a reduce numărul de analize structurale efectuate.

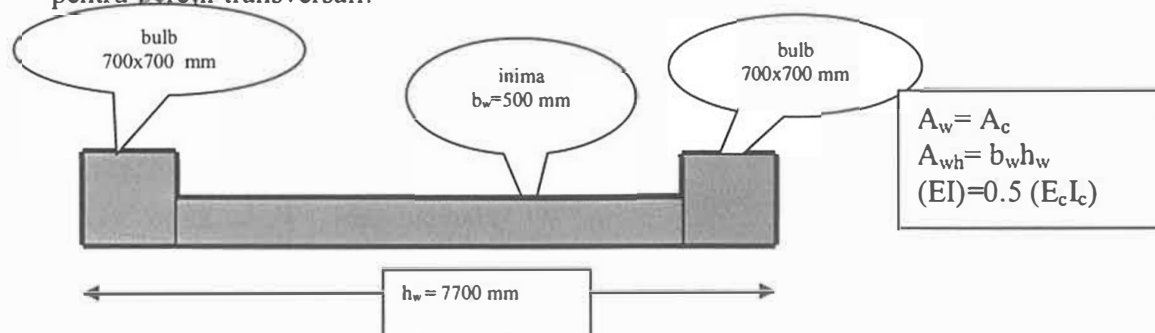
Trebuie menționat că pentru stabilirea eforturilor secționale de dimensionare sunt recomandate redistribuții ale eforturilor secționale obținute prin calculul elastic, între elementele structurale (pereți, montanții pereților cuplați), atunci când pe această cale se obține o stare de eforturi mai realistă, în concordanță cu gradul diferit de fisurare al acestora sau când se obține o simplificare a armării pereților.

Pentru calculul caracteristicilor modale și a deformațiilor corespunzătoare SLS și ULS cf. [2] și [1] anexa E s-au utilizat următoarele valori geometrice și de rigiditate:

- pentru pereții longitudinali:

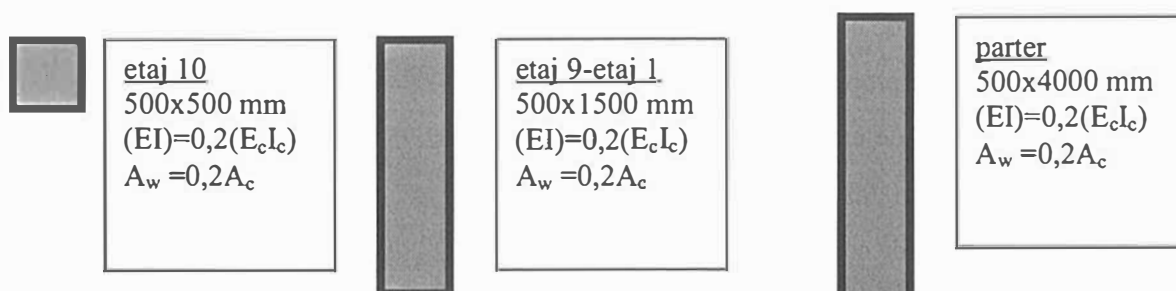


- pentru pereții transversali:



4.2. Schematizarea grinzilor de cuplare

Pentru calculul eforturilor sectionale cât și pentru stabilirea caracteristicilor modale ale construcției și a deplasărilor s-au utilizat următoarele caracteristici geometrice și de rigiditate ale grinzilor de cuplare:



S-a notat:

- A_w - aria secțiunii orizontale/verticale a peretelui structural/grinzii;
 A_{wh} - aria inimii peretelui structural;
 A_c - aria secțiunii transversale a grinzii de cuplare;
 E_c - modulul de elasticitate al betonului nefisurat cf. [3] tabel 7;
 I_c - momentul de inerție al secțiunii de beton a peretelui/grinzii de cuplare.

Pentru evaluarea rigidităților grinzilor de cuplare în modelul de calcul adoptat s-a adoptat un modul de elasticitate redus la 40% din cel corespunzător elementelor verticale. Se poate utiliza și un alt raport al modulilor de elasticitate, corespunzător altor valori ale gradului de cuplare a pereților, în scopul obținerii unor valori ale eforturilor care conduc la armări avantajoase. Valorile rigidităților adoptate trebuie să asigure îndeplinirea condiției referitoare la gradul de solicitare la forță tăietoare a riglelor de cuplare, exprimat prin relația $v' < 2$, în cazul armării cu bare orizontale și etrieri, respectiv $v' < 3.5$, în cazul armării cu carcase înclinate.

4.3. Stabilirea nivelului la care se dezvoltă preponderent zonele plastice potențiale în pereți

Conform cf. [1] pct 6.1 amplasarea optimă a zonei A – zona în care se dirijează apariția și dezvoltarea zonelor plastice în pereții structurali – este la parterul clădirii, respectiv primul nivel de deasupra subsolurilor. Valorile de proiectare ale eforturilor din pereții structurali au expresii diferențiate între zonele A și B, la fel ca și modul de calcul al capacităților corespunzătoare.

Înălțimea zonei A, pentru un perete, este $0.4h_w + 0.05H_w$ (H_w = înălțimea totală a peretelui).

5. Definitivarea evaluării încărcărilor și a grupărilor de acțiuni

5.1. Acțiuni verticale

Acțiunile verticale sunt utilizate în calcul prin valorile încărcărilor combinate (permanente și variabile) care acționează gravitațional, încărcări detaliate la pct. 2.1. Nu au fost detaliate valorile încărcărilor pentru grupările de acțiuni care nu conțin acțiunea seismică deoarece aceste grupări nu dimensionează pereții structurali.

5.2. Acțiuni orizontale

Modelarea acțiunii seismice se face în conformitate cu [2] cap. 2, 3, 4. Având în vedere compactitatea, dubla simetrie și regularitatea (chiar uniformitatea) pe verticală a structurii se aplică metoda forței statice echivalente.

















Pentru caracteristicile de amplasament și structurale ale construcției analizate valorile caracteristice pentru calculul la ULS sunt :

- Accelerația terenului pentru proiectare IMR 100 ani $a_g=0.24g$ (fig. 3.1);
- Perioada de control (colt) $T_c=1.6$ sec (fig. 3.2);
- Perioada proprie fundamentală estimată $T_1=C_1H^{3/4}=0.72$ sec $<T_c$ (anexa B.3);
- Factorul de amplificare dinamică maximă $\beta_0=2.75$ (fig. 3.32) pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=0.05$;
- Factorul de comportare a structurii q (pct 5.2.2.2) :
 - pe direcție longitudinală $4\alpha_u/\alpha_1=4 \times 1.15=4.60$ (pereții sunt toți console);
 - pe direcție transversală $5\alpha_u/\alpha_1=5 \times 1.25=6.25$ (majoritatea pereților sunt cuplați);
- Clasa de ductilitate H (pct 5.2.1.);
- Clasa de importanță și de expunere II, $\gamma_1=1.2$ (tabel 4.3);
- Factor de corecție pentru modul fundamental propriu fundamental $\lambda=0.85$ (4.5.3.2.2);
- Spectrul de proiectare pentru accelerații $S_d=a_g\beta_0/q$ (3.18):
 - în direcție longitudinală $S_d=0.24g \times 2.75/4.60=0.1435g$;
 - în direcție transversală $S_d=0.24g \times 2.75/6.25=0.1056g$;
- Forța tăietoare de bază corespunzătoare metodei statice echivalente este:
 - $F_b=\gamma_1 S_d(T_1) m \lambda$ (4.4):
 - în direcție longitudinală $F_b=1.2 \times 0.1435g \times M \times 0.85= 0.146G$;
 - în direcție transversală $F_b=1.2 \times 0.1056g \times M \times 0.85= 0.108G$;
 - unde M este masa clădirii, iar G este greutatea clădirii, $G= Mg$;
- Forma proprie fundamentală pe ambele direcții este aproximată cu o dreaptă ([2] anexa B) ;

5.3. Grupări de acțiuni

Așa cum s-a arătat anterior, se detaliază numai calculul în grupările de acțiuni care conțin acțiunea seismică deoarece acestea dimensionează pereții structurali din beton armat. Cele 8 combinații de încărcări, asociate fiecărei direcții și sens de translație, respectiv sens de rotire din torsiunea de ansamblu, sunt precizate în tabelul alăturat. S-a notat:

- GV - acțiuni gravitaționale (permanente, cvasipermanente și variabile) asociate acțiunii seismice;
 SX - seism pe direcția longitudinală ;
 SX - seism pe direcția transversală.

Denumire combinație	Translație		Sens rotație
	Direcție	Sens	
GSX1 = GV & SX	longitudinală		
GSX2 = GV & SX	longitudinală		
GSX3 = GV & SX	longitudinală		
GSX4 = GV & SX	longitudinală		
GSY1 = GV & SY	transversală		
GSY2 = GV & SY	transversală		
GSY3 = GV & SY	transversală		
GSY4 = GV & SY	transversală		

6. Calculul structurii la acțiuni orizontale și verticale

6.1. Modelarea structurii

Calculul de ansamblu al structurii este efectuat cu programul ETABS. Încăstrarea suprastructurii se consideră la cota planșeului peste subsolul 1.

Stabilirea modelului de calcul parcurge următoarele etape principale :

- Alegerea unităților de măsură (kN și m) și declararea geometriei (axele clădirii și deschiderile dintre ele, a regimului de înălțime și a înălțimilor de nivel);
- Declararea caracteristicilor mecanice ale materialelor și a tipurilor și dimensiunilor secțiunilor elementelor liniare (stâlpi, bulbi, grinzi, grinzi de cuplare) și plane (pereți, plăci); alegerea tipului de comportare pentru elementele plane („shell” pentru pereți; „membrane” pentru plăci)
- Declararea cazurilor de încărcare cu încărcări acționând gravitațional: din greutatea proprie a elementelor structurale, încărcări permanente (straturi terasă, pardoseli și compartimentări, atic și fatadă) și variabile (utile și zapadă);
- Declararea încărcărilor orizontale din cutremurul de proiectare. Forțele seismice de bază sunt declarate ca o fracțiune din greutatea suprastructurii acționând după distribuția corespunzătoare unei deformate liniare în fiecare direcție principală a construcției. Excentricitățile adiționale sunt considerate alternativ 5% din latura construcției, pe fiecare direcție, de o parte și de alta a centrului de masă;
- Declararea combinațiilor de încărcări care conțin acțiunea cutremurului și încărcările verticale asociate;
- Declararea maselor antrenate de mișcarea seismică pentru calculul forței seismice de bază;
- Pozitionarea elementelor în structură, declararea nodurilor rigide și a șaibelor de nivel, declararea elementelor de tip pier (pereții structurali), „mesh”-uirea elementelor plane;
- Declararea poziției și valorilor încărcărilor (alte decât greutatea proprie a elementelor structurale) asociate diferitelor ipoteze de încărcare ;
- Declararea condițiilor de rezemare (deplasări generalizate blocate, resoarte);
- Alegerea tipului de calcul (spațial elastic).

După stabilirea modelului spațial de calcul s-a efectuat calculul structural determinând primele 3 moduri proprii de vibrație pe fiecare direcție principală (translație X, translație Y, rotație R_z) și valorile deplasărilor și eforturilor (efectele acțiunilor), rezultatele furnizate de calculul automat fiind exprimate în U.I. respectiv m, kN, kNm, secunde, după caz.

6.2. Forțe seismice de nivel asociate modului propriu fundamental pe fiecare direcție principală

Nivel	Direcție	Forța seismică de nivel (kN)	Forța seismică cumulată (kN)	Moment de răsturnare (kNm)	Direcție	Forța seismică de nivel (kN)	Forța seismică cumulată (kN)	Moment de răsturnare (kNm)
E10	SX	4155	4155	12464	SY	3073	3073	9220
E9	SX	3881	8036	36572	SY	2871	5945	27054
E8	SX	3529	11565	71267	SY	2610	8555	52718
E7	SX	3180	14745	115501	SY	2352	10907	85439
E6	SX	2827	17571	168215	SY	2091	12998	124433
E5	SX	2473	20045	228349	SY	1830	14828	168916
E4	SX	2120	22165	294844	SY	1568	16396	218104
E3	SX	1767	23931	366638	SY	1307	17703	271212
E2	SX	1413	25345	442672	SY	1045	18748	327456
E1	SX	1060	26405	521887	SY	784	19532	386053
P	SX	833	27237	685310	SY	616	20148	506942

6.3. Perioadele proprii și masele modale antrenate

Mod propriu k	T_k (sec)	direcție X	direcție Y	direcție R_z	cumulat X	cumulat Y	cumulat R_z
		m_k	m_k	m_k	Σm_k	Σm_k	Σm_k
1	0.728	73.53	0.04	0.00	73.53	0.04	0.00
2	0.650	0.04	75.01	0.00	73.57	75.05	0.00
3	0.517	0.00	0.00	74.98	73.57	75.05	74.98
4	0.172	19.17	0.03	0.00	92.73	75.08	74.98
5	0.168	0.03	17.62	0.00	92.76	92.71	74.98
6	0.134	0.00	0.00	17.75	92.76	92.71	92.73
7	0.078	0.01	5.03	0.00	92.77	97.73	92.73
8	0.078	5.05	0.01	0.00	97.82	97.74	92.73
9	0.063	0.00	0.00	5.05	97.82	97.74	97.78

unde :

T_k – perioada asociată modului propriu de vibrație k;

m_k – masa modală efectivă asociată modului propriu de vibrație k, pe direcția respectivă;

X/Y/ R_z – deplasare generalizată (translație pe direcție longitudinală/transversală/ rotație în jurul axei verticale).

6.4. Formele primelor 3 moduri proprii de vibrație

Nivel	Mod	Direcție X	X_{norm}	Mod	Direcție Y	Y_{norm}	Mod	Direcție R_z	$R_{z,norm}$
E10	1	0.01226	1.000	2	0.01201	1.000	3	0.000747	1.000
E9		0.01111	0.906		0.01096	0.913		0.000682	0.913
E8		0.00991	0.808		0.00987	0.822		0.000614	0.822
E7		0.00867	0.707		0.00873	0.727		0.000543	0.727
E6		0.00742	0.605		0.00755	0.629		0.000470	0.629
E5		0.00616	0.502		0.00634	0.528		0.000395	0.529
E4		0.00493	0.402		0.00512	0.426		0.000319	0.427
E3		0.00375	0.306		0.00394	0.328		0.000246	0.329
E2		0.00266	0.217		0.00282	0.235		0.000176	0.236
E1		0.00169	0.138		0.00182	0.152		0.000114	0.153
P		0.00090	0.073		0.00098	0.082		0.000061	0.082

unde indicele $_{norm}$ semnifică valorile normalizate ale vectorilor proprii, obținute prin raportarea valorii de la nivelul considerat la valoarea maximă (de la ultimul nivel).

6.5. Pozițiile centrelor de masă și de rigiditate:

Nivel	X_{cm}	Y_{cm}	X_{cr}	Y_{cr}	ΔX	ΔY
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
E10	20.00	16.00	20.00	16.00	0.000	0.000
E9	19.94	15.98	20.00	16.00	-0.056	-0.022
E8	19.94	15.98	20.00	16.00	-0.056	-0.022
E7	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
E6	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
E5	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
E4	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
E3	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
E2	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
E1	19.94	15.97	20.00	16.00	-0.056	-0.032
P	19.95	15.97	20.00	16.00	-0.053	-0.030

unde :

X_{cm} , Y_{cm} – coordonatele centrelor de masă;

X_{cr} , Y_{cr} – coordonatele centrelor de rigiditate.

ΔX , ΔY – distanțele pe cele două direcții dintre centrele de masă și de rigiditate.

Disponerea simetrică a elementelor structurale în poziții avantajoase face ca excentricitatea structurală să fie minimă datorându-se încărcărilor variabile care nu sunt poziționate perfect simetric pe planșee.

6.6. Valorile maxime ale driftului (deplasarea relativă de nivel raportată la înălțimea acestuia) pentru cele două stări limită (SLS și ULS) și cele două direcții principale de acțiune a seismului în grupările de acțiuni cele mai dezavantajoase:

Nivel	Directie	Comb	Drift elastic calculat		Drift inelastic pentru compartimentari		Drift inelastic pentru fatada sticla	
			Eblb	0,5Eblb	d_r^{SLS} <0,005	d_r^{ULS} <0,025	$1.5xd_r^{SLS}$ <0,005	$1.5xd_r^{ULS}$ <0,025
E10	Long	GSX2	0.00057	0.00114	0.00210	0.00975	0.00314	0.01462
E9	Long	GSX2	0.00059	0.00119	0.00218	0.01016	0.00328	0.01523
E8	Long	GSX2	0.00061	0.00122	0.00224	0.01043	0.00336	0.01564
E7	Long	GSX2	0.00062	0.00124	0.00229	0.01064	0.00343	0.01595
E6	Long	GSX2	0.00062	0.00125	0.00230	0.01069	0.00345	0.01603
E5	Long	GSX2	0.00062	0.00123	0.00227	0.01054	0.00340	0.01581
E4	Long	GSX2	0.00059	0.00119	0.00218	0.01015	0.00327	0.01522
E3	Long	GSX2	0.00055	0.00111	0.00204	0.00946	0.00305	0.01419
E2	Long	GSX2	0.00049	0.00099	0.00181	0.00843	0.00272	0.01264
E1	Long	GSX2	0.00041	0.00082	0.00151	0.00700	0.00226	0.01050
P	Long	GSX2	0.00024	0.00047	0.00086	0.00402	0.00130	0.00603

Nivel	Directie	Comb	Drift elastic calculat		Drift inelastic pentru compartimentari		Drift inelastic pentru fatada	
			Eblb	0,5Eblb	d_r^{SLS} <0,005	d_r^{ULS} <0,025	$1.5xd_r^{SLS}$ <0,005	$1.5xd_r^{ULS}$ <0,025
E10	Transv	GSY2	0.00032	0.00064	0.00159	0.00788	0.00239	0.01182
E9	Transv	GSY2	0.00033	0.00066	0.00166	0.00822	0.00249	0.01233
E8	Transv	GSY2	0.00035	0.00069	0.00173	0.00858	0.00260	0.01286
E7	Transv	GSY2	0.00036	0.00072	0.00180	0.00891	0.00270	0.01337
E6	Transv	GSY2	0.00037	0.00074	0.00185	0.00913	0.00277	0.01370
E5	Transv	GSY2	0.00037	0.00074	0.00186	0.00918	0.00278	0.01377
E4	Transv	GSY2	0.00036	0.00073	0.00182	0.00901	0.00273	0.01351
E3	Transv	GSY2	0.00035	0.00069	0.00173	0.00855	0.00259	0.01283
E2	Transv	GSY2	0.00031	0.00063	0.00157	0.00776	0.00235	0.01164
E1	Transv	GSY2	0.00026	0.00053	0.00132	0.00651	0.00197	0.00976
P	Transv	GSY2	0.00016	0.00031	0.00078	0.00387	0.00117	0.00581

unde :

GSX2 – combinația de acțiuni care furnizează valoarea maximă a driftului în direcția longitudinală;

GSY2 – combinația de acțiuni care furnizează valoarea maximă a driftului în direcția transversală;

Condițiile de verificare a deplasărilor laterale în cele două stări limită SLS și ULS , cf. [2] anexa E ,

sunt: - SLS $d_r^{SLS} = v q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$, respectiv,

- ULS $d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$, unde:

d_{re} deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul elastic sub încărcările seismice de proiectare;

v factor de reducere care ține cont de perioada de revenire mai mică a acțiunii seismice asociate SLS ; $v=0.4$ pentru $\gamma_I=1.2$;

q factor de comportare cf. [2], vezi și punctul 5.2., diferențiat, cu valorile: în direcția longitudinală $q=4\alpha_v/\alpha_I=4 \times 1.15=4.60$; în direcția transversală $q=5\alpha_v/\alpha_I=5 \times 1.25=6.25$.

c factor de amplificare a deplasărilor care ține cont ca, în domeniul $T < T_c$, deplasările calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele calculate în domeniul elastic, $1 \leq c = 3 - 2.5T/T_c \leq 2$, $c_x=1.86$, $c_y=1.98$;

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel de proiectare la SLS;

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel de proiectare la ULS;

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la SLS; $d_{r,a}^{SLS}=0.005h_s$

$d_{r,a}^{ULS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la ULS; $d_{r,a}^{ULS}=0.025h_s$

Nota: valorile de proiectare ale driftului pentru elementele fațadei (perete-cortină din sticlă) se obțin majorând cu 50% valorile calculate în ambele stări limită.

7. Prelucrarea rezultatelor calculului structural. Stabilirea valorilor de proiectare ale eforturilor secționale. Calculul și armarea grinzilor de cuplare (încovoiere și forță tăietoare).

7.1. Calculul și armarea grinzilor de cuplare

Pentru grinzile de cuplare ale pereților transversali se identifică 3 secțiuni diferite. Calculul momentelor încovoiitoare capabile s-a realizat considerând și aportul armăturilor intermediare din inima și al celor din centurile de nivel, cu excepția grinzii înalte de la parter, la care armăturile orizontale intermediare, potrivit mecanismului specific grinzilor scurte, sunt armături cu aport în preluarea forței tăietoare.

7.1.1. Grinda de cuplare 500x500 mm, etaj 10

Grinda de cuplare de la etajul 10 a fost modelată ca element bară ($l_0/h_w = 6.6$). Armarea longitudinală și cea transversală rezultă din calculul de grindă cf. [2]. Relația de dimensionare a armăturilor de încovoiere (A_{s1} și A_{s2}), deoarece $x < 2a_1$ și $x < 2a_2$, este :

$$A_{si} = M_{Ed}/(f_{yd} d_s) \text{ unde:}$$

M'_{Ed} - momentul încovoiitor furnizat de calculul structurii;

M_{Ed} - momentul încovoiitor de proiectare; pentru grinzile de cuplare $M_{Ed} = M'_{Ed}$;

a_2, a_1 - acoperirea cu beton a armăturilor A_{s2}/A_{s1} de la partea superioară/inferioară a grinzii;

x - înălțimea zonei comprimate;

d_s - distanța între axele armăturilor longitudinale de la partea superioară și inferioară.

Valoarea forței tăietoare de proiectare este cea asociată mecanismului de cedare, considerând capetele grinzii plastificate, așa cum cere [1] pct. 6.2.5.:

$$V_{Ed} = V'_{Ed,g} + 1.25(M_{Rb,1} + M_{Rb,2})/l_0, \text{ unde:}$$

V_{Ed} - forța tăietoare de proiectare;

$V'_{Ed,g}$ - componenta din încărcări gravitaționale a forței tăietoare de proiectare (furnizată de calculul structurii);

$M_{Rb,1}, M_{Rb,2}$ - momentele încovoiitoare capabile în secțiunile de la capetele grinzii de cuplare;

l_0 - lumina (deschiderea liberă) grinzii de cuplare;

În valoarea de proiectare este inclusă și contribuția încărcărilor gravitaționale aferente grinzii $V'_{Ed,g}$, valoare semnificativă în acest caz. De regulă, în cazul grinzilor de cuplare cu proporții obișnuite la care $l_0/h_w < 2$, contribuția încărcărilor gravitaționale este neglijabilă.

Armarea transversală necesară a rezultat din aplicarea prevederilor [2] rel. (33) devine:

$$\rho_{w,nec} = \frac{1}{32} v^2 \frac{1}{\sqrt{\rho}} \frac{f_{yd}}{f_{ctd}}, \text{ cu limitările din [1] pct. 7.6. și [2] rel (35) și pct. 6.5.}$$

ρ - coeficient de armare a zonei întinse, $\rho = p/100$;

ρ_w - coeficient de armare transversală, $\rho_w = p_e/100$;

p - procent de armare a zonei întinse;

p_e - procent de armare transversală;

v' - forța tăietoare de proiectare normalizată;

Trebuie respectată condiția de limitare a forței tăietoare de proiectare normalizate:

$$v' = V_{Ed}/(b_w d f_{ctd}) < 2, \text{ cf. [1] pct. 6.6.2.}$$

d - înălțimea efectivă a secțiunii; $d = h_w - a$;

f_{yd} - valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a armăturii;

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

b_w - lățimea secțiunii grinzii de cuplare;

h_w - înălțimea secțiunii grinzii de cuplare;

Dacă această condiție nu e respectată trebuie mărită una sau mai multe din valorile b_w, d, f_{ctd} .

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E10	G1/C-D	GSY1	st	216.2
E10	G1/C-D	GSY2	st	-267.6
E10	G1/C-D	GSY3	st	259.9
E10	G1/C-D	GSY4	st	-311.4
			$M'_{Ed,min} =$	-311.4
			$M'_{Ed,max} =$	259.9

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E10	G1/C-D	GSY1	dr	-251.5
E10	G1/C-D	GSY2	dr	232.3
E10	G1/C-D	GSY3	dr	-295.2
E10	G1/C-D	GSY4	dr	276.0
			$M'_{Ed,min} =$	-295.2
			$M'_{Ed,max} =$	184.0

Caracteristici geometrice

b_w (m)	h_w (m)	l_o (m)
0.5	0.5	3.3

Valori de proiectare (kNm)

$M_{Ed,min} =$	-220.2
$M_{Ed,max} =$	184.0

Armare longitudinală

A_{s2}/A_{s1} necesar (mm ²)	A_{s2}/A_{s1} efectiv	$p = 100 \rho$	$M_{Rb,1}$ (kNm)	V_{Ed} conține și efectul încărcărilor din GV
$A_{s2} = 1835$	6 ϕ 25	1.31	353.5	
$A_{s2} = 1534$	6 ϕ 25	1.31	353.5	

Valori de proiectare (kN)

V_{Ed} (kN)	v'
302.9	1.224 < 2

Armare transversală efectivă

$\rho_{nec} = 100 \rho_{w,nec}$	$\rho_{w,ef} = 100 \rho_{w,ef}$
0.15	etr Ø8/100

7.1.2. Grinda de cuplare 500x1500 mm, etaj 1... etaj 9

Grinda de cuplare are proporții uzuale $l_o/h_w = 2.2$. Pentru acest tip de grizi de cuplare dimensionarea armăturii longitudinale a fost făcută cf. [2] pct. 3.2.3., pentru elemente încovoiate. S-a adoptat o armare unică pentru toate grinzile de cuplare de la etajul 1 până la etajul 9 inclusiv, pe baza prevederilor din [1] pct. 6.2.4. care permit redistribuția eforturilor pe verticală cu respectarea a două condiții:

- corecțiile nu vor depăși 20% din valorile rezultate din calcul și
- suma valorilor eforturilor în urma redistribuției să nu fie mai mică decât suma eforturilor înainte de redistribuție.

Redistribuția s-a făcut doar între grinzile de cuplare cu aceeași secțiune, fără grinda parterului și fără grinda terasei. Pentru fiecare combinație de încărcări valoarea de proiectare (dimensionare) s-a stabilit ca fiind valoarea maximă dintre:

$$M_{Ed} = \max(M'_{Ed,med}, 0.8M'_{Ed,max}), \text{ unde:}$$

- M_{Ed} - valoarea de proiectare momentului încovoietor în grinzile de cuplare;
- $M'_{Ed,med}$ - valoarea medie a momentelor încovoietoare în grinzi rezultate din calculul structurii;
- $M'_{Ed,max}$ - valoarea maximă a momentului încovoietor în grinzi rezultat din calculul structurii.

Se consideră valoarea M_{Ed} obținută în urma redistribuției momentelor încovoietoare în cea mai dezavantajoasă combinație de încărcări. Adoptarea unei valori unice a M_{Ed} pentru toate secțiunile simplifică semnificativ armarea.

Forța tăietoare de proiectare se determină funcție de armarea efectivă, considerând capetele grinzii de cuplare plastificate, așa cum cere [1] pct. 6.2.5. Efectul încărcărilor verticale nu este semnificativ în raport cu forța tăietoare asociată strict mecanismului de plastificare și nu a fost considerat în calcul.

$$V_{Ed} = 1.25(M_{Rb,1} + M_{Rb,2})/l_o$$

Contribuția betonului în preluarea forței tăietoare se neglijează. Armătura transversală necesară rezultă din [1] pct. 6.6.3., rel. (6.20):

$$V_{Rb} = 0.8 A_{sv} f_{yd} > V_{Ed} \text{ unde:}$$

V_{Ed} - forța tăietoare de proiectare;

V_{Rb} - forța tăietoare capabilă considerând doar contribuția armăturii transversale;

A_{sv} - suma ariilor armăturilor transversale interceptate de o fisură la 45° în grinda de cuplare.

Valorile eforturilor de proiectare și rezultatele calculelor de dimensionare sunt date în forma sistematizată în continuare:

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E9	G1/C-D	GSY1	st	832.1
E8	G1/C-D	GSY1	st	892.1
E7	G1/C-D	GSY1	st	955.9
E6	G1/C-D	GSY1	st	1016.3
E5	G1/C-D	GSY1	st	1061.4
E4	G1/C-D	GSY1	st	1080.4
E3	G1/C-D	GSY1	st	1062.5
E2	G1/C-D	GSY1	st	996.2
E1	G1/C-D	GSY1	st	879.1
$M'_{Ed,med}(\text{kNm}) =$				975.1
$0.8 M'_{Ed,max}(\text{kNm}) =$				864.3

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E9	G1/C-D	GSY2	st	-933.4
E8	G1/C-D	GSY2	st	-993.7
E7	G1/C-D	GSY2	st	-1057.1
E6	G1/C-D	GSY2	st	-1116.8
E5	G1/C-D	GSY2	st	-1160.8
E4	G1/C-D	GSY2	st	-1178.1
E3	G1/C-D	GSY2	st	-1157.7
E2	G1/C-D	GSY2	st	-1087.8
E1	G1/C-D	GSY2	st	-965.7
$M'_{Ed,med}(\text{kNm}) =$				-1072.3
$0.8 M'_{Ed,min}(\text{kNm}) =$				-942.5

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E9	G1/C-D	GSY3	st	991.2
E8	G1/C-D	GSY3	st	1061.1
E7	G1/C-D	GSY3	st	1135.3
E6	G1/C-D	GSY3	st	1205.4
E5	G1/C-D	GSY3	st	1257.4
E4	G1/C-D	GSY3	st	1278.7
E3	G1/C-D	GSY3	st	1256.8
E2	G1/C-D	GSY3	st	1178.0
E1	G1/C-D	GSY3	st	1039.6
$M'_{Ed,med}(\text{kNm}) =$				1155.9
$0.8 M'_{Ed,max}(\text{kNm}) =$				1023.0

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E9	G1/C-D	GSY4	st	-1092.4
E8	G1/C-D	GSY4	st	-1162.7
E7	G1/C-D	GSY4	st	-1236.5
E6	G1/C-D	GSY4	st	-1305.9
E5	G1/C-D	GSY4	st	-1356.8
E4	G1/C-D	GSY4	st	-1376.4
E3	G1/C-D	GSY4	st	-1351.9
E2	G1/C-D	GSY4	st	-1269.6
E1	G1/C-D	GSY4	st	-1126.3
$M'_{Ed,med}(\text{kNm}) =$				
$0.8 M'_{Ed,min}(\text{kNm}) =$				

Nivel	Grinda	Comb	Capat	$M'_{Ed}(\text{kNm})$
E9	G1/C-D	GSY1	dr	-877.2
E8	G1/C-D	GSY1	dr	-939.2
E7	G1/C-D	GSY1	dr	-1005.0

E6	G1/C-D	GSY1	dr	-1067.4
E5	G1/C-D	GSY1	dr	-1114.4
E4	G1/C-D	GSY1	dr	-1135.4
E3	G1/C-D	GSY1	dr	-1119.4
E2	G1/C-D	GSY1	dr	-1055.0
E1	G1/C-D	GSY1	dr	-939.8
$M'_{Ed,med}$ (kNm) =				-1028.1
$0.8 M'_{Ed,min}$ (kNm) =				-908.3

Nivel	Grinda	Comb	Capat	M'_{Ed} (kNm)
E9	G1/C-D	GSY2	dr	888.2
E8	G1/C-D	GSY2	dr	946.5
E7	G1/C-D	GSY2	dr	1007.9
E6	G1/C-D	GSY2	dr	1065.6
E5	G1/C-D	GSY2	dr	1107.6
E4	G1/C-D	GSY2	dr	1122.9
E3	G1/C-D	GSY2	dr	1100.5
E2	G1/C-D	GSY2	dr	1028.7
E1	G1/C-D	GSY2	dr	904.7
$M'_{Ed,med}$ (kNm) =				1019.2
$0.8 M'_{Ed,max}$ (kNm) =				898.3

Nivel	Grinda	Comb	Capat	M'_{Ed} (kNm)
E9	G1/C-D	GSY3	dr	-1036.3
E8	G1/C-D	GSY3	dr	-1108.2
E7	G1/C-D	GSY3	dr	-1184.4
E6	G1/C-D	GSY3	dr	-1256.4
E5	G1/C-D	GSY3	dr	-1310.4
E4	G1/C-D	GSY3	dr	-1333.7
E3	G1/C-D	GSY3	dr	-1313.6
E2	G1/C-D	GSY3	dr	-1236.8
E1	G1/C-D	GSY3	dr	-1100.3
$M'_{Ed,med}$ (kNm) =				-1208.9
$0.8 M'_{Ed,min}$ (kNm) =				-1066.9

Nivel	Grinda	Comb	Capat	M'_{Ed} (kNm)
E9	G1/C-D	GSY4	dr	1047.3
E8	G1/C-D	GSY4	dr	1115.5
E7	G1/C-D	GSY4	dr	1187.3
E6	G1/C-D	GSY4	dr	1254.7
E5	G1/C-D	GSY4	dr	1303.6
E4	G1/C-D	GSY4	dr	1321.2
E3	G1/C-D	GSY4	dr	1294.8
E2	G1/C-D	GSY4	dr	1210.5
E1	G1/C-D	GSY4	dr	1065.2
$M'_{Ed,med}$ (kNm) =				1200.0
$0.8 M'_{Ed,max}$ (kNm) =				1057.0

Caracteristici geometrice

b_w (m)	h_w (m)	l_0 (m)
0.5	1.5	3.3

Centralizator valori de proiectare flecare combinație de încărcări $M_{Ed} = \max(M'_{Ed,med} \text{ și } 0.8 M'_{Ed,max,min})$ (kNm)

	st	dr	Valoare medie (pentru o combinație)
GSY1	975.1	1028.1	1001.6
GSY2	1072.3	1019.2	1045.8
GSY3	1155.9	1208.9	1182.4
GSY4	1253.2	1200.0	1226.6
$M_{Ed,med}$ = (pentru toate combinațiile)	1253.2	1208.9	1226.6

Armare longitudinală

A_{s2}/A_{s1} efectiv	5 ϕ 20 sus+jos 2 ϕ 14/200 intermediar+ 4 ϕ 20 în centura
----------------------------	---

$M_{Rd,2}$ (kNm)	$M_{Rd,1}$ (kNm)
1335	1161

$$M_{Rd,1} + M_{Rd,2} = 2496 \text{ kNm} > M_{Ed,st} + M_{Ed,dr} = 2462 \text{ kNm}$$

Valori de dimensionare		Armare transversală efectivă		
V_{Ed} (kN) =	945.5	$2\phi 14/100$		
$v' =$	$1.23 < 2$	V_{Rb} (kN) =	1107.8	$> V_{Ed} = 945.5$ kN

7.1.3. Grinda de cuplare 50x400 parter

Prin proporții această grindă de cuplare se încadrează în categoria grinzilor scurte $l_o/h_w=0.825$. Ca urmare dimensionarea armăturii se face pe baza mecanismului descris în [1] și a relațiilor de calcul (6.7) pentru grinzi scurte. Valoarea de proiectare a forței tăietoare este:

$$V_{Ed} = 1.25 (M_{Rb,1} + M_{Rb,2})/l_o,$$

în care momentele capabile se determină considerând numai aportul armăturilor concentrate de la extremitățile secțiunii, sus și jos. Armătura transversală și longitudinală se stabilește pe baza relației din [1] pct. 6.6.3., rel. (6.21):

$$V_{Rb} = 0.8 f_{yd} [A_{sv} + A_{sh} (h_w - 0.5 l_o)/h_w] > V_{Ed} \text{ unde:}$$

V_{Ed} - forța tăietoare de proiectare;

V_{Rb} - forța tăietoare capabilă;

A_{sv} - suma ariilor barelor verticale din grinda de cuplare;

A_{sh} - suma ariilor barelor orizontale intermediare (suplimentare față de armătura necesară din încovoiere care este dispusă extremitățile secțiunii); în acest caz trebuie îndeplinită și condiția:

$$v' = V_{Ed}/(b_w d f_{ctd}) < 2 \text{ cf. [1] pct. 6.6.2.}$$

Nivel	Grinda	Combinatie	Pozitie	M'_{Ed} (kNm)
P	G1/C-D	GSY1	st	1684.9
P	G1/C-D	GSY2	st	-1902.8
P	G1/C-D	GSY3	st	1996.7
P	G1/C-D	GSY4	st	-2214.6

$$M'_{Ed, \max} = 1996.7$$

$$M'_{Ed, \min} = -2214.6$$

Nivel	Grinda	Combinatie	Pozitie	M'_{Ed} (kNm)
P	G1/C-D	GSY1	dr	-1856.9
P	G1/C-D	GSY2	dr	1727.3
P	G1/C-D	GSY3	dr	-2168.6
P	G1/C-D	GSY4	dr	2039.0

$$M'_{Ed, \max} = 2039.0$$

$$M'_{Ed, \min} = -2168.6$$

Caracteristici geometrice

b_w (m)	h_w (m)	l_o (m)
0.5	4	3.3

Valori de dimensionare

	kNm	$A_{S2} = A_{S1}$ necesar cm^2
$M_{Ed, \min} =$	-2214.6	18.94
$M_{Ed, \max} =$	2039.0	17.43

$A_{S2} = A_{S1}$ efectiv	$M_{Rb,2}$ (kNm)	$M_{Rb,1}$ (kNm)
$4\phi 25$	2298	2298

$$A_{sh} \text{ (pentru calcul } V_{Rb})$$

$$2\phi 14/200 \text{ intern} + 4\phi 16 \text{ centura}$$

$$A_{so} = 7648 \text{ mm}^2$$

Valori de dimensionare

V_{Ed} (kN) =	1741
$v' =$	$0.83 < 2$

$$\text{Armare transversala (verticala) efectiva}$$

$$2\phi 14/200 \quad V_{Rb} \text{ (kN)}$$

$$A_{sv} = 4828 \text{ mm}^2 \quad 2237 \quad > V_{Ed} = 1741 \text{ kN}$$

Detaliile de armare ale celor 3 grinzi de cuplare pentru care s-a exemplificat calculul sunt prezentate în planul R4

8. Calculul și armarea pereților structurali la compresiune/întindere excentrică în secțiuni normale, la forță tăietoare în secțiuni înclinate și la lunecare în rosturile de turnare

8.1. Succesiunea operațiilor și principalele relații de calcul la încovoiere și forță tăietoare și dimensionarea armăturilor longitudinale și transversale ale pereților individuali și cuplați

Se parcurg următoarele operații:

- (i) Determinarea prin calculul structurii sub încărcările grupărilor de acțiuni care conțin acțiunea seismică, a eforturilor secționale moment încovoiător, forță tăietoare și forță axială în secțiunile de la nivelul planșelor;
- (ii) Dimensionarea armării verticale la baza pereților la eforturile stabilite în etapa (i) și alegerea armăturii efective. Dimensionarea se face cu programe specializate bazate pe ipotezele de calcul stabilite de [3] pct. 3.2. pentru elemente încovoiate, cu sau fără forță axială;
- (iii) Evaluarea rezistențelor la încovoiere la baza pereților considerând armăturile verticale efective, inclusiv cele intermediare, stabilite la (ii);
- (iv) Se determină raportul Ω între valorile capabile și de proiectare ale momentelor de răsturnare evaluate la baza secțiunii pereților, definit de [1] pct. 6.2.2. cu expresiile (6.4) :

- pentru pereți individuali:

$$\Omega = M_{Rd,o} / M'_{Ed,o}, \text{ unde indicele „o” indica secțiunea de la baza peretelui (zona A).}$$

- pentru pereți cuplați :

$$\Omega = (\sum M_{Rd,i} + \sum N_{Ed,i} L_i) / (\sum M'_{Ed,i} + \sum N'_{Ed,i} L_i), \text{ unde:}$$

$M_{Rd,i}$ - momentul încovoiător capabil la bază al montantului i ;

$M'_{Ed,i}$ - momentul încovoiător din încărcările de proiectare seismice la bază în montantul i ;

$N_{Ed,i}$ - forța axială de proiectare, produsă de forțele orizontale corespunzătoare formării mecanismului de plastificare (asociat plastificării grinzilor de cuplare, vezi [1] pct. 6.2.6.), la bază în montantul i ; la evaluarea forțelor axiale forțele tăietoare din grinzi nu se amplifică cu factorul 1.25 aplicat la dimensionarea armăturii transversale a grinzilor;

$N'_{Ed,i}$ - forța axială din încărcările seismice la baza în montantul i ;

L_i - distanța de la centrul de greutate al secțiunii montantului i până la punctul față de care se calculează momentele forțelor axiale din acțiunea seismică (din efectul indirect al forțelor orizontale);

Atât pentru pereții individuali cât și pentru cei cuplați Ω este limitat superior la valoarea maximă:

$$\Omega < q,$$

- (v) Se determină diagramele înfășurătoare de proiectare pe înălțimea pereților cu relația din [1] pct. 6.2.2. rel. (6.2) și (6.2') și figura 6.2.:

$$M_{Ed} = M'_{Ed} \gamma_{Rd} \Omega \leq M_{Rd,o}, \text{ unde:}$$

γ_{Rd} - coeficient de corectie a eforturilor încovoiătoare în pereți, (vezi și [2] pct. 5.2.3.3.2.);

- (vi) Atunci când se consideră avantajos, se poate face redistribuția eforturilor între pereții structurali de pe aceeași direcție, în limita a 30% cf. [1] pct. 6.2.1., sau între montanții pereților structurali cu goluri. În acest din urmă caz redistribuția corectează diagramele de eforturi pentru a ține seama de diferențele de rigiditate dintre montanți în funcție de gradul de solicitare la forță axială. În prezentul exemplu s-a operat o redistribuție de 50% a eforturilor pereților cuplați dinspre montantul întins către cel comprimat ca efect al forțelor orizontale;

- (vii) Se dimensionează armatura verticală pe toată înălțimea peretilor structurali astfel încât $M_{Rd} > M_{Ed}$ în toate secțiunile. Momentele încovoiătoare capabile se calculează la valori ale forțelor axiale obținute prin însumarea încărcărilor gravitaționale $N'_{Ed,g}$ din gruparea specială și a încărcărilor verticale alternante din efectul indirect al grinzilor de cuplare concurente;

- (viii) Se calculează valorile de proiectare ale forțelor tăietoare din pereți, cu expresia din [1], pct. 6.2.3. relația (6.5):

$$V_{Ed} = \varepsilon \Omega V'_{Ed}, \text{ cu limitările}$$

$1,5 V'_{Ed} < V_{Ed} < q V'_{Ed}$, unde:

V_{Ed} - forța tăietoare de proiectare;

V'_{Ed} - forța tăietoare rezultată din calculul structurii;

ε - factor de corecție a forței tăietoare, $\varepsilon=1,2$

- (ix) Se dimensionează armătura orizontală a pereților structurali, folosind, în funcție de forma în elevație a pereților și poziția secțiunii, relațiile (6.10), (6.11), (6.12), (6.13) din [1] pct. 6.5.2.. în exemplul de proiectare nu există pereți scurți și relațiile detaliate sunt:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed};$$

$$V_{Rd,s} = 0,8 A_s f_{yd};$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 0,3 b_w h_w \sigma_0 < 0,6 b_w h_w f_{ctd} && \text{— în zona „A” a peretelui} \\ &= 0,2 b_w h_w \sigma_0 + 0,7 b_w h_w f_{ctd} > 0 && \text{— în zona „B” a peretelui, unde:} \end{aligned}$$

V_{Rd} - forța tăietoare capabilă;

$V_{Rd,c}$ - fracțiunea din forță tăietoare capabilă datorată contribuției betonului;

$V_{Rd,s}$ - fracțiunea din forță tăietoare capabilă datorată contribuției armăturii;

σ_0 - efortul unitar mediu de compresiune, $\sigma_0 = N_{Ed}/A_w$

Se exemplifică în continuare calculul pentru pereții plini PL1 și pereții cuplași PT1 și PT2. Armarea este exemplificată în planul R5.

Nota:

Pentru calculul Ω [1], la pct.6.2.2., numitorul reprezentat de momentul de răsturnare $M_{Ed,o}$ este corespunzător încărcărilor seismice de calcul. Numărătorul $M_{Rd,o}$ pentru diferitele grupări de acțiuni, trebuie să fie mai mare decât valorile rezultate din calcul, eventual corectate în urma redistribuției eforturilor cf. [1] pct 6.2.1.. în cazul structurii analizate eforturile datorate acțiunilor verticale sunt foarte mici și dimensionarea armăturilor verticale s-a făcut exclusiv pe baza momentelor din grupările de acțiuni care conțin acțiunea seismică.

La pereții la care ponderea momentelor datorate acțiunilor gravitaționale este semnificativă în raport cu valorile din acțiunea seismică dimensionarea armăturilor se face și în acest caz la suma eforturilor din încărcările verticale și din forțele orizontale asociate mecanismului de plastificare, conform [1] pct 6.2.2., dezvoltat sub acțiunea încărcărilor seismice de proiectare.

8.2 Perete longitudinal marginal PL1

8.2.1. Valorile eforturilor secționale rezultate din calculul structurii

Nivel	Comb	Loc	N'_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	Ω	M_{Ed} (kNm)	$M_{Ed} = M'_{Ed} \gamma_{Rd} \Omega$
E10	GSX1	jos	-1145.8	-174.5	-1866.8		-2831.1	
E9	GSX1	jos	-2168.9	597.2	-1543.0		-2340.0	$\gamma_{Rd} = 1.3$
E8	GSX1	jos	-3187.8	1055.0	120.2		182.3	
E7	GSX1	jos	-4202.5	1513.3	3119.4		4730.8	La baza peretelui
E6	GSX1	jos	-5211.3	1921.0	7321.3		11103.2	$\gamma_{Rd,o} = 1.0$
E5	GSX1	jos	-6212.8	2291.0	12637.5		19165.5	
E4	GSX1	jos	-7205.7	2624.0	18991.7		28801.9	$\Omega = M_{Rd,o} / M'_{Ed,o}$
E3	GSX1	jos	-8188.4	2920.5	26316.3		39910.1	
E2	GSX1	jos	-9159.4	3193.0	34589.8		52457.3	
E1	GSX1	jos	-10117.4	3391.7	43646.1		66191.6	
P	GSX1	jos	-11456.5	3778.0	65463.2	1.167	76368.0	$= M_{Rd,o}$
Nivel	Comb	Loc	N'_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	Ω	M_{Ed} (kNm)	
E10	GSX2	jos	-1166.0	146.5	1958.8		3037.1	
E9	GSX2	jos	-2213.2	-608.1	1747.4		2709.3	
E8	GSX2	jos	-3254.9	-1073.8	162.1		251.3	
E7	GSX2	jos	-4291.9	-1528.1	-2754.4		-4270.7	
E6	GSX2	jos	-5322.0	-1931.2	-6871.0		-10653.5	
E5	GSX2	jos	-6343.5	-2294.4	-12095.4		-18754.0	

E4	GSX2	j os	-7354.6	-2619.8	-18351.0		-28453.4
E3	GSX2	j os	-8353.5	-2908.7	-25573.0		-39651.1
E2	GSX2	j os	-9338.1	-3173.2	-33742.8		-52318.5
E1	GSX2	j os	-10307.3	-3376.0	-42725.9		-66246.9
P	GSX2	j os	-11651.9	-3763.8	-64479.8	1.193	-76905.0

Nivel	Comb	Loc	N' Ed (kN)	V' Ed (kN)	M' Ed (kNm)	Ω	M Ed (kNm)
E10	GSX3	j os	-1151.9	-198.4	-2076.9		-2897.8
E9	GSX3	j os	-2181.5	620.3	-1832.8		-2557.2
E8	GSX3	j os	-3207.0	1127.3	-105.2		-146.7
E7	GSX3	j os	-4228.6	1634.5	3100.6		4326.1
E6	GSX3	j os	-5244.4	2086.5	7639.1		10658.2
E5	GSX3	j os	-6253.1	2497.6	13414.8		18716.6
E4	GSX3	j os	-7253.0	2868.8	20346.0		28387.2
E3	GSX3	j os	-8242.4	3200.5	28360.9		39569.7
E2	GSX3	j os	-9219.6	3504.6	37432.8		52227.0
E1	GSX3	j os	-10182.8	3716.7	47346.7		66059.1
P	GSX3	j os	-11526.3	4154.6	71335.9	1.073	71335.9

Nivel	Comb	Loc	N' Ed (kN)	V' Ed (kN)	M' Ed (kNm)	Ω	M Ed (kNm)
E10	GSX4	j os	-1159.9	170.4	2168.9		3074.5
E9	GSX4	j os	-2200.6	-631.3	2037.2		2887.9
E8	GSX4	j os	-3235.7	-1146.1	387.4		549.2
E7	GSX4	j os	-4265.8	-1649.3	-2735.6		-3877.8
E6	GSX4	j os	-5288.8	-2096.7	-7188.7		-10190.4
E5	GSX4	j os	-6303.2	-2501.0	-12872.7		-18247.6
E4	GSX4	j os	-7307.3	-2864.6	-19705.4		-27933.4
E3	GSX4	j os	-8299.5	-3188.7	-27617.6		-39149.3
E2	GSX4	j os	-9278.0	-3484.8	-36585.8		-51862.2
E1	GSX4	j os	-10241.9	-3700.9	-46426.5		-65811.9
P	GSX4	j os	-11582.1	-4140.4	-70352.5	1.090	-76714.0

Nota: În acest perete forța axială provine practic numai din acțiunile gravitaționale, reacțiunile din forțele orizontale în grinzile de la stânga și dreapta acestui perete compensându-se.

8.2.2. Dimensionarea armăturilor longitudinale și transversale. Evaluarea eforturilor capabile.

Nivel	Comb	Arm verticală	M _{Rd} (kNm)	V _{Ed} (kN)	v'	V _{Rd,c} (kN)	Arm orizontală	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd} (kN)
E10	GSX1	16φ16+2φ12/20	22801	-261.7	0.071	2757.6	2φ10/20	1639.1	4396.6
E9	GSX1	16φ16+2φ12/20	22887	895.8	0.242	2904.8	2φ10/20	1639.1	4543.9
E8	GSX1	16φ16+2φ12/20	30904	1582.6	0.428	3051.9	2φ10/20	1639.1	4691.0
E7	GSX1	16φ16+2φ12/20	34835	2270.0	0.614	3199.1	2φ10/20	1639.1	4838.1
E6	GSX1	16φ16+2φ12/20	38642	2881.5	0.779	3346.2	2φ10/20	1639.1	4985.3
E5	GSX1	16φ16+2φ12/20	42335	3436.4	0.929	3493.4	2φ10/20	1639.1	5132.5
E4	GSX1	16φ16+2φ12/20	45862	3936.0	1.065	3640.6	2φ10/20	1639.1	5279.6
E3	GSX1	16φ16+2φ12/20	49247	4380.8	1.185	3787.7	2φ10/20	1639.1	5426.8
E2	GSX1	16φ20+2φ14/20	59698	4789.5	1.295	3934.9	2φ12/20	2359.4	6294.4
E1	GSX1	16φ25+2φ14/20	69508	5087.6	1.376	4082.2	2φ12/20	2359.4	6441.6
P	GSX1	16φ25+2φ16/20	76368	5667.0	1.533	2218.5	2φ16/20	4196.9	6415.4

Nivel	Comb	Arm verticală	M _{Rd} (kNm)	V _{Ed} (kN)	v'	V _{Rd,c} (kN)	Arm orizontală	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd} (kN)
E10	GSX2	16φ16+2φ12/20	22893	220	0.059	2758.6	2φ10/20	1639.1	4397.7
E9	GSX2	16φ16+2φ12/20	27065	-912	0.247	2907.5	2φ10/20	1639.1	4546.5
E8	GSX2	16φ16+2φ12/20	31167	-1611	0.436	3056.1	2φ10/20	1639.1	4695.2
E7	GSX2	16φ16+2φ12/20	35174	-2292	0.620	3204.7	2φ10/20	1639.1	4843.7
E6	GSX2	16φ16+2φ12/20	39057	-2897	0.783	3353.2	2φ10/20	1639.1	4992.2
E5	GSX2	16φ16+2φ12/20	42812	-3442	0.931	3501.6	2φ10/20	1639.1	5140.6
E4	GSX2	16φ16+2φ12/20	46379	-3930	1.063	3649.8	2φ10/20	1639.1	5288.9
E3	GSX2	16φ16+2φ12/20	49801	-4363	1.180	3798.0	2φ10/20	1639.1	5437.1
E2	GSX2	16φ20+2φ14/20	60262	-4760	1.287	3946.0	2φ12/20	2359.4	6305.4
E1	GSX2	16φ25+2φ14/20	70087	-5064	1.370	4093.9	2φ12/20	2359.4	6453.3
P	GSX2	16φ25+2φ16/20	76902	-5646	1.527	2218.5	2φ16/20	4196.9	6415.4

Nivel	Comb	Arm verticală	M _{Rd} (kNm)	V _{Ed} (kN)	v'	V _{Rd,c} (kN)	Arm orizontală	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd} (kN)
E10	GSX3	16φ16+2φ12/20	22833	-297.5	0.080	2758.3	2φ10/20	1639.1	4397.4
E9	GSX3	16φ16+2φ12/20	26939	930.5	0.252	2906.3	2φ10/20	1639.1	4545.4
E8	GSX3	16φ16+2φ12/20	30983	1690.9	0.457	3054.3	2φ10/20	1639.1	4693.4

E7	GSX3	16φ16+2φ12/20	34936	2451.7	0.663	3202.3	2φ10/20	1639.1	4841.4
E6	GSX3	16φ16+2φ12/20	38765	3129.7	0.846	3350.4	2φ10/20	1639.1	4989.4
E5	GSX3	16φ16+2φ12/20	42485	3746.3	1.013	3498.4	2φ10/20	1639.1	5137.5
E4	GSX3	16φ16+2φ12/20	46028	4303.2	1.164	3646.5	2φ10/20	1639.1	5285.6
E3	GSX3	16φ16+2φ12/20	49429	4800.7	1.298	3794.5	2φ10/20	1639.1	5433.6
E2	GSX3	16φ20+2φ14/20	59888	5257.0	1.422	3942.5	2φ12/20	2359.4	6302.0
E1	GSX3	16φ25+2φ14/20	69707	5575.0	1.508	4090.5	2φ12/20	2359.4	6449.9
P	GSX3	16φ25+2φ16/20	76561	6231.9	1.685	2218.5	2φ16/20	4196.9	6415.4

Nivel	Comb	Arm verticala	M _{Rd} (kNm)	V _{Ed} (kN)	v'	V _{Rd,c} (kN)	Arm orizontala	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd} (kN)
E10	GSX4	16φ16+2φ12/20	22869	255.6	0.069	2757.8	2φ10/20	1639.1	4396.9
E9	GSX4	16φ16+2φ12/20	27014	-946.9	0.256	2905.9	2φ10/20	1639.1	4545.0
E8	GSX4	16φ16+2φ12/20	31075	-1719.1	0.465	3053.7	2φ10/20	1639.1	4692.8
E7	GSX4	16φ16+2φ12/20	35075	-2473.9	0.669	3201.4	2φ10/20	1639.1	4840.5
E6	GSX4	16φ16+2φ12/20	38929	-3145.0	0.851	3349.0	2φ10/20	1639.1	4988.1
E5	GSX4	16φ16+2φ12/20	42667	-3751.6	1.015	3496.5	2φ10/20	1639.1	5135.6
E4	GSX4	16φ16+2φ12/20	46716	-4296.8	1.162	3643.9	2φ10/20	1639.1	5283.0
E3	GSX4	16φ16+2φ12/20	49621	-4783.0	1.294	3791.2	2φ10/20	1639.1	5430.3
E2	GSX4	16φ20+2φ14/20	60074	-5227.2	1.414	3938.4	2φ12/20	2359.4	6297.8
E1	GSX4	16φ25+2φ14/20	69891	-5551.3	1.501	4085.6	2φ12/20	2359.4	6445.0
P	GSX4	16φ25+2φ16/20	76714	-6210.6	1.680	2218.5	2φ16/20	4196.9	6415.4

Armăturile 16φ.... reprezintă barele concentrate în cei doi bulbi ai pereților, iar barele 2φ..../20 sunt cele distribuite în inimile pereților. Se respectă procentele minime de armare prescrise în cap. 7 din [1] care sunt, pentru amplasamentul construcției, următoarele:

- pentru bulbi 0.60% în zona A și 0.50% în zona B;
- pentru barele orizontale din câmp 0.25% în zona A și 0.20% în zona B;
- pentru barele verticale din câmp 0.30% în zona A și 0.20% în zona B.

8.3 Pereții cuplați PT1 și PT2

8.3.1 Valorile eforturilor secționale rezultate din calculul structurii

Nivel	Montant	Comb	Loc	N _{Ed,g} (kN)	V _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)
E10	PT1	GV	jos	-1032.4	133.7	-75.6
E9	PT1	GV	jos	-2009.6	79.2	-94.2
E8	PT1	GV	jos	-2983.6	76.9	-118.0
E7	PT1	GV	jos	-3955.1	69.6	-159.8
E6	PT1	GV	jos	-4923.0	64.4	-211.7
E5	PT1	GV	jos	-5886.5	58.6	-274.0
E4	PT1	GV	jos	-6844.7	51.8	-348.2
E3	PT1	GV	jos	-7796.8	43.6	-437.3
E2	PT1	GV	jos	-8741.5	31.2	-553.7
E1	PT1	GV	jos	-9678.4	11.9	-715.3
P	PT1	GV	jos	-11085.5	-13.7	-652.2

Nivel	Montant	Comb	Loc	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)
E10	PT1	GSY1	jos	-947.1	475.0	-339.1
E9	PT1	GSY1	jos	-1443.2	1055.1	-949.4
E8	PT1	GSY1	jos	-1899.7	1434.2	-640.5
E7	PT1	GSY1	jos	-2315.8	1801.3	536.9
E6	PT1	GSY1	jos	-2691.7	2124.2	2469.3
E5	PT1	GSY1	jos	-3035.0	2406.6	5098.7
E4	PT1	GSY1	jos	-3359.9	2646.3	8401.2
E3	PT1	GSY1	jos	-3686.7	2843.7	12394.5
E2	PT1	GSY1	jos	-4042.3	2997.4	17135.8
E1	PT1	GSY1	jos	-4455.7	3147.9	22817.8
P	PT1	GSY1	jos	-4781.6	3183.5	35608.4

Nivel	Montant	Comb	Loc	N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)
E10	PT1	GSY2	jos	-1117.6	-207.7	187.9
E9	PT1	GSY2	jos	-2576.0	-896.8	760.9

E8	PT1	GSY2	jos	-4067.5	-1280.5	404.5
E7	PT1	GSY2	jos	-5594.4	-1662.1	-856.4
E6	PT1	GSY2	jos	-7154.3	-1995.3	-2892.7
E5	PT1	GSY2	jos	-8737.9	-2289.4	-5646.6
E4	PT1	GSY2	jos	-10329.4	-2542.8	-9097.5
E3	PT1	GSY2	jos	-11906.8	-2756.6	-13269.2
E2	PT1	GSY2	jos	-13440.7	-2935.1	-18243.2
E1	PT1	GSY2	jos	-14901.2	-3124.2	-24248.4
P	PT1	GSY2	jos	-17389.3	-3210.9	-36912.8
Nivel	Montant	Comb	Loc	N'Ed (kN)	V'Ed (kN)	M'Ed (kNm)
E10	PT1	GSY3	jos	-936.5	553.1	351.0
E9	PT1	GSY3	jos	-1351.1	1240.5	-1053.9
E8	PT1	GSY3	jos	-1720.2	1684.1	-680.5
E7	PT1	GSY3	jos	-2042.8	2113.7	710.3
E6	PT1	GSY3	jos	-2319.3	2490.9	2984.4
E5	PT1	GSY3	jos	-2558.8	2820.8	6074.0
E4	PT1	GSY3	jos	-2777.9	3100.8	9951.9
E3	PT1	GSY3	jos	-3000.4	3331.5	14640.0
E2	PT1	GSY3	jos	-3257.8	3512.5	20209.7
E1	PT1	GSY3	jos	-3584.0	3690.6	26889.1
P	PT1	GSY3	jos	-3725.0	3738.8	41881.5
Nivel	Montant	Comb	Loc	N'Ed (kN)	V'Ed (kN)	M'Ed (kNm)
E10	PT1	GSY4	jos	-1128.2	-285.8	199.8
E9	PT1	GSY4	jos	-2668.1	-1082.1	865.4
E8	PT1	GSY4	jos	-4247.0	-1530.4	444.5
E7	PT1	GSY4	jos	-5867.4	-1974.4	-1029.8
E6	PT1	GSY4	jos	-7526.7	-2362.1	-3407.7
E5	PT1	GSY4	jos	-9214.1	-2703.6	-6622.0
E4	PT1	GSY4	jos	-10911.5	-2997.3	-10648.3
E3	PT1	GSY4	jos	-12593.2	-3244.4	-15514.7
E2	PT1	GSY4	jos	-14225.2	-3450.2	-21317.1
E1	PT1	GSY4	jos	-15772.9	-3666.8	-28319.7
P	PT1	GSY4	jos	-18446.0	-3766.2	-43186.0
Nivel	Montant	Comb	Loc	N'Edig (kN)	V'Ed (kN)	M'Ed (kNm)
E10	PT2	GV	jos	-1002.7	-200.1	-117.3
E9	PT2	GV	jos	-1908.2	-164.5	-235.7
E8	PT2	GV	jos	-2812.1	-145.6	-303.6
E7	PT2	GV	jos	-3715.8	-138.0	-358.6
E6	PT2	GV	jos	-4618.6	-131.6	-405.8
E5	PT2	GV	jos	-5520.4	-126.0	-450.3
E4	PT2	GV	jos	-6421.0	-119.5	-492.0
E3	PT2	GV	jos	-7320.3	-110.5	-526.4
E2	PT2	GV	jos	-8217.9	-98.1	-546.3
E1	PT2	GV	jos	-9114.7	-63.7	-492.8
P	PT2	GV	jos	-10473.0	-17.8	-627.0
Nivel	Montant	Comb	Loc	N'Ed (kN)	V'Ed (kN)	M'Ed (kNm)
E10	PT2	GSY1	jos	-1074.6	154.8	-371.2
E9	PT2	GSY1	jos	-2446.9	824.6	-1075.0
E8	PT2	GSY1	jos	-3853.7	1224.5	-806.8
E7	PT2	GSY1	jos	-5297.8	1606.4	358.6
E6	PT2	GSY1	jos	-6777.4	1941.0	2295.3
E5	PT2	GSY1	jos	-8284.0	2234.8	4940.6
E4	PT2	GSY1	jos	-9802.8	2487.4	8272.1
E3	PT2	GSY1	jos	-11312.9	2701.2	12315.1
E2	PT2	GSY1	jos	-12786.5	2878.2	17145.8
E1	PT2	GSY1	jos	-14195.5	3080.0	23033.3
P	PT2	GSY1	jos	-16626.5	3182.3	35620.0
Nivel	Montant	Comb	Loc	N'Ed (kN)	V'Ed (kN)	M'Ed (kNm)
E10	PT2	GSY2	jos	-930.9	-554.9	136.5
E9	PT2	GSY2	jos	-1369.5	-1153.6	603.6
E8	PT2	GSY2	jos	-1770.4	-1515.7	199.6

E7	PT2	GSY2	jos	-2133.7	-1882.4	-1075.7
E6	PT2	GSY2	jos	-2459.8	-2204.2	-3106.9
E5	PT2	GSY2	jos	-2756.9	-2486.8	-5841.2
E4	PT2	GSY2	jos	-3039.3	-2726.5	-9256.1
E3	PT2	GSY2	jos	-3327.6	-2922.1	-13367.8
E2	PT2	GSY2	jos	-3649.3	-3074.3	-18238.4
E1	PT2	GSY2	jos	-4033.8	-3207.4	-24018.9
P	PT2	GSY2	jos	-4319.5	-3217.8	-36873.9

Nivel	Montant	Comb	Loc	N'_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)
E10	PT2	GSY3	jos	-1084.8	232.5	-383.2
E9	PT2	GSY3	jos	-2538.1	1009.8	-1179.3
E8	PT2	GSY3	jos	-4031.9	1474.1	-846.4
E7	PT2	GSY3	jos	-5569.0	1918.7	532.6
E6	PT2	GSY3	jos	-7147.3	2307.7	2811.1
E5	PT2	GSY3	jos	-8757.0	2649.1	5916.6
E4	PT2	GSY3	jos	-10380.9	2942.1	9823.4
E3	PT2	GSY3	jos	-11994.6	3189.2	14560.9
E2	PT2	GSY3	jos	-13565.7	3393.5	20219.7
E1	PT2	GSY3	jos	-15061.3	3622.8	27104.1
P	PT2	GSY3	jos	-17676.8	3737.7	41892.3

Nivel	Montant	Comb	Loc	N'_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)
E10	PT2	GSY4	jos	-920.7	-632.6	148.5
E9	PT2	GSY4	jos	-1278.2	-1338.8	707.9
E8	PT2	GSY4	jos	-1592.3	-1765.4	239.2
E7	PT2	GSY4	jos	-1862.6	-2194.7	-1249.8
E6	PT2	GSY4	jos	-2089.9	-2570.9	-3622.8
E5	PT2	GSY4	jos	-2283.8	-2901.1	-6817.2
E4	PT2	GSY4	jos	-2461.1	-3181.1	-10807.4
E3	PT2	GSY4	jos	-2645.9	-3410.1	-15613.6
E2	PT2	GSY4	jos	-2870.1	-3589.7	-21312.3
E1	PT2	GSY4	jos	-3168.1	-3750.3	-28089.7
P	PT2	GSY4	jos	-3269.2	-3773.2	-43146.2

S-au notat cu N'_{Ed} , V'_{Ed} , M'_{Ed} valorile eforturilor secționale rezultate din calculul structurii, iar $N'_{Ed,g}$ este componenta forței axiale din încărcări gravitaționale.

8.3.2. Valorile eforturilor secționale care se redistribuie

Un criteriu al redistribuției momentelor și forțelor tăietoare produse de forțele orizontale între montanții pereților cuplați este gradul de solicitare la forță axială de compresiune v conf. [1] pct. 5.4.2. (rigiditatea pereților depinde de gradul de fisurare al betonului; aceasta crește cu cât v este mai mic).

$$v \text{ (în montanț)} = [N_g \text{ (în montanț din încărcări gravitaționale)} \pm \Sigma V_{Ed} \text{ (în grinzile de cuplare)}] / A_c f_{cd}$$

Raportul dintre valorile forțelor axiale de compresiune din cei doi montanți atinge o valoare maximă $18446/3269=5.64$. Se adopta redistributia a 50% din eforturile M'_{Ed} și V'_{Ed} produse de forțele orizontale de la montanțul întins către cel comprimat, cu alte cuvinte se presupune că montanțul mai comprimat este de 3 ori mai rigid decât cel mai puțin comprimat.

Nivel	Comb	$M'_{Ed,red}$ (kNm) moment încovoietor redistribuit	$V'_{Ed,red}$ (kN) forță tăietoare redistribuită
E10	GSY1	-169.6	237.5
E9	GSY1	-474.7	527.6
E8	GSY1	-320.2	717.1
E7	GSY1	268.4	900.7
E6	GSY1	1234.7	1062.1
E5	GSY1	2549.3	1203.3
E4	GSY1	4200.6	1323.2
E3	GSY1	6197.3	1421.8
E2	GSY1	8567.9	1498.7
E1	GSY1	11408.9	1574.0
P	GSY1	17804.2	1591.8

Nivel	Comb	$M'_{Ed,red}$ (kNm) moment încovoietor	$V'_{Ed,red}$ (kN) forță tăietoare
-------	------	--	--

		redistribuit	redistribuită
E10	GSY2	93.9	-103.9
E9	GSY2	380.5	-448.4
E8	GSY2	202.3	-640.3
E7	GSY2	-428.2	-831.0
E6	GSY2	-1446.3	-997.7
E5	GSY2	-2823.3	-1144.7
E4	GSY2	-4548.8	-1271.4
E3	GSY2	-6634.6	-1378.3
E2	GSY2	-9121.6	-1467.5
E1	GSY2	-12124.2	-1562.1
P	GSY2	-18456.4	-1605.5

Nivel	Comb	$M'_{Ed,red}$ (kNm) moment încovoietor redistribuit	$V'_{Ed,red}$ (kN) forță tăietoare redistribuită
E10	GSY3	-175.5	276.6
E9	GSY3	-527.0	620.2
E8	GSY3	-340.2	842.0
E7	GSY3	355.2	1056.8
E6	GSY3	1492.2	1245.5
E5	GSY3	3037.0	1410.4
E4	GSY3	4975.9	1550.4
E3	GSY3	7320.0	1665.7
E2	GSY3	10104.8	1756.2
E1	GSY3	13444.5	1845.3
P	GSY3	20940.8	1869.4

Nivel	Comb	$M'_{Ed,red}$ (kNm) moment încovoietor redistribuit	$V'_{Ed,red}$ (kN) forța tăietoare redistribuită
E10	GSY4	99.9	-142.9
E9	GSY4	432.7	-541.1
E8	GSY4	222.3	-765.2
E7	GSY4	-514.9	-987.2
E6	GSY4	-1703.9	-1181.0
E5	GSY4	-3311.0	-1351.8
E4	GSY4	-5324.1	-1498.6
E3	GSY4	-7757.3	-1622.2
E2	GSY4	-10658.5	-1725.1
E1	GSY4	-14159.9	-1833.4
P	GSY4	-21593.0	-1883.1

$M'_{Ed,red}$ ($V'_{Ed,red}$) - Valoarea momentului încovoietor (forței tăietoare) produs(a) de forțele orizontale care este redistribuit(a) de la montantul întins către cel comprimat;

8.3.3. Valorile de proiectare ale eforturilor secționale în urma redistribuției pentru ansamblul de montanți cuplați. Dimensionarea armăturilor verticale și orizontale.

Semnificația termenilor este precizată la pct. 8.1.

Nivel	Comb	$\Sigma M'_{Ed} + \Sigma N'_{Ed} L_i$ (kNm)	Armare verticală	$\Sigma M_{Rd} + \Sigma N_{Ed} L_i$ (kNm)	Ω	ΣV_{Ed} (kN) (PT1+PT2)	Armare orizontală	ΣV_{Rd} (kN) (PT1+PT2)
E10	GSY1	154	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	38761		1200	2 ϕ 12/20	10283
E9	GSY1	4054	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	53578		3580	2 ϕ 12/20	10634
E8	GSY1	10243	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	68302		5064	2 ϕ 12/20	10984
E7	GSY1	18613	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	82778		6491	2 ϕ 12/20	11334
E6	GSY1	28910	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	96943		7743	2 ϕ 14/20	13198
E5	GSY1	40921	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	110830		8841	2 ϕ 14/20	13545
E4	GSY1	54439	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	124430		9778	2 ϕ 14/15	15789
E3	GSY1	69274	16 ϕ 20+2 ϕ 14/20	149743		10561	2 ϕ 14/15	16134
E2	GSY1	85254	16 ϕ 20+3 ϕ 14/20	170433		11191	3 ϕ 14/15	20272
E1	GSY1	102521	16 ϕ 25+3 ϕ 14/20	194754		11862	3 ϕ 14/15	20614
P	GSY1	139744	16 ϕ 25+3 ϕ 16/20	221811	1.587	12125	3 ϕ 14/10	20279
Nivel	Comb	$\Sigma M'_{Ed} + \Sigma N'_{Ed} L_i$ (kNm)	Armare verticală	$\Sigma M_{Rd} + \Sigma N_{Ed} L_i$ (kNm)	Ω	ΣV_{Ed} (kN) (PT1+PT2)	Armare orizontală	ΣV_{Rd} (kN) (PT1+PT2)
E10	GSY2	-540	16 ϕ 16+2 ϕ 12/20	-38683		-1420	2 ϕ 12/20	10283

E9	GSY2	-4714	16φ16+2φ12/20	-53568	-3818	2φ12/20	10634
E8	GSY2	-11086	16φ16+2φ12/20	-68266	-5206	2φ12/20	10984
E7	GSY2	-19649	16φ16+2φ12/20	-82690	-6599	2φ12/20	11334
E6	GSY2	-30145	16φ16+2φ12/20	-96797	-7819	2φ14/20	13198
E5	GSY2	-42370	16φ16+2φ12/20	-110574	-8893	2φ14/20	13545
E4	GSY2	-56119	16φ16+2φ12/20	-124094	-9811	2φ14/15	15789
E3	GSY2	-71202	16φ20+2φ14/20	-149217	-10573	2φ14/15	16134
E2	GSY2	-87454	16φ20+3φ14/20	-169807	-11189	3φ14/15	20272
E1	GSY2	-104937	16φ25+3φ14/20	-193999	-11789	3φ14/15	20614
P	GSY2	-142302	16φ25+3φ16/20	-220795	1.552	-11970	20107

Nivel	Comb	$\Sigma M'_{Ed} + \Sigma N'_{Ed} Li$ (kNm)	Armare verticală	$\Sigma M_{Rd} + \Sigma N_{Ed} Li$ (kNm)	Ω	ΣV_{Ed} (kN) (PT1+PT2)	Armare orizontală	ΣV_{Rd} (kN) (PT1+PT2)
E10	GSY3	244	16φ16+2φ12/20	38761		1276	2φ12/20	10283
E9	GSY3	4853	16φ16+2φ12/20	53578		3655	2φ12/20	10634
E8	GSY3	12131	16φ16+2φ12/20	68302		5130	2φ12/20	10984
E7	GSY3	21953	16φ16+2φ12/20	82778		6549	2φ12/20	11334
E6	GSY3	34024	16φ16+2φ12/20	96943		7794	2φ14/20	13198
E5	GSY3	48094	16φ16+2φ12/20	110830		8884	2φ14/20	13545
E4	GSY3	63922	16φ16+2φ12/20	124430		9815	2φ14/15	15789
E3	GSY3	81290	16φ20+2φ14/20	149743		10591	2φ14/15	16134
E2	GSY3	100003	16φ20+3φ14/20	170433		11217	3φ14/15	20272
E1	GSY3	120219	16φ25+3φ14/20	194754		11879	3φ14/15	20614
P	GSY3	163877	16φ25+3φ16/20	221811	1.354	12143	3φ14/10	20279

Nivel	Comb	$\Sigma M'_{Ed} + \Sigma N'_{Ed} Li$ (kNm)	Armare verticală	$\Sigma M_{Rd} + \Sigma N_{Ed} Li$ (kNm)	Ω	ΣV_{Ed} (kN) (PT1+PT2)	Armare orizontală	ΣV_{Rd} (kN) (PT1+PT2)
E10	GSY4	-630	16φ16+2φ12/20	-38683		-1462	2φ12/20	10283
E9	GSY4	-5513	16φ16+2φ12/20	-53568		-3854	2φ12/20	10634
E8	GSY4	-12974	16φ16+2φ12/20	-68266		-5247	2φ12/20	10984
E7	GSY4	-22990	16φ16+2φ12/20	-82690		-6637	2φ12/20	11334
E6	GSY4	-35259	16φ16+2φ12/20	-96797		-7853	2φ14/20	13198
E5	GSY4	-49542	16φ16+2φ12/20	-110574		-8922	2φ14/20	13545
E4	GSY4	-65603	16φ16+2φ12/20	-124094		-9836	2φ14/15	15789
E3	GSY4	-83217	16φ20+2φ14/20	-149217		-10594	2φ14/15	16134
E2	GSY4	-102203	16φ20+3φ14/20	-169807		-11207	3φ14/15	20272
E1	GSY4	-122635	16φ25+3φ14/20	-193999		-11807	3φ14/15	20614
P	GSY4	-166436	16φ25+3φ16/20	-220795	1.327	-12002	3φ14/10	20107

Nota: Este necesară verificarea ambilor montanți, supuși la valori diferite ale momentelor încovoietoare, forțelor tăietoare și forțelor axiale, întrucât atât armăturile verticale necesare, cât și armăturile orizontale necesare depind de interacțiunea celor trei eforturi. Nu se știe, apriori, dacă condițiile de solicitare ale montantului supus la eforturi în valoare absolută mai mari dimensionează armăturile sau cele în care aceste valori sunt mai mici.

8.3.4. Valorile de proiectare și capabile ale eforturilor secționale pentru fiecare dintre cei doi montanți. Verificarea armăturilor alese.

8.3.4.1. Montant PT 1

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY1	PT1	-820	-170	238	-350	17556	452	0.11	3016	2088	5105
E9	GSY1	PT1	-1042	-475	528	-980	18263	1005	0.25	3058	2088	5146
E8	GSY1	PT1	-1260	-320	717	-661	19031	1366	0.33	3098	2088	5187
E7	GSY1	PT1	-1475	268	901	554	19787	1715	0.42	3138	2088	5227
E6	GSY1	PT1	-1687	1235	1062	2548	20531	2023	0.49	3178	2846	6024
E5	GSY1	PT1	-1894	2549	1203	5260	21255	2292	0.56	3217	2846	6063
E4	GSY1	PT1	-2097	4201	1323	8668	21963	2520	0.62	3254	3795	7049
E3	GSY1	PT1	-2293	6197	1422	12788	28988	2708	0.66	3291	3795	7085
E2	GSY1	PT1	-2482	8568	1499	17679	34336	2855	0.70	3326	5692	9018
E1	GSY1	PT1	-2662	11409	1574	23542	40897	2998	0.73	3360	5692	9052
P	GSY1	PT1	-2677	17804	1592	28260	45057	3032	0.74	749	8538	9287

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY2	PT1	-1244	282	-312	568	18975	-580	0.14	3095	2088	5184
E9	GSY2	PT1	-2978	1141	-1345	2302	25017	-2505	0.61	3419	2088	5507

E8	GSY2	PT1	-4708	607	-1921	1224	30877	-3576	0.87	3741	2088	5829
E7	GSY2	PT1	-6435	-1285	-2493	-2591	36463	-4642	1.13	4063	2088	6151
E6	GSY2	PT1	-8159	-4339	-2993	-8752	41736	-5573	1.36	4385	2846	7231
E5	GSY2	PT1	-9878	-8470	-3434	-17084	46689	-6394	1.56	4705	2846	7551
E4	GSY2	PT1	-11593	-13646	-3814	-27525	51384	-7102	1.74	5025	3795	8819
E3	GSY2	PT1	-13301	-19904	-4135	-40147	61331	-7699	1.88	5343	3795	9138
E2	GSY2	PT1	-15002	-27365	-4403	-55197	68369	-8197	2.00	5660	5692	11352
E1	GSY2	PT1	-16694	-36373	-4686	-73366	77821	-8725	2.13	5976	5692	11668
P	GSY2	PT1	-19493	-55369	-4816	-85910	85230	-8968	2.19	2454	8538	10992

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY3	PT1	-820	-176	277	-309	17556	449	0.11	3016	2088	5105
E9	GSY3	PT1	-1042	-527	620	-927	18263	1007	0.25	3058	2088	5146
E8	GSY3	PT1	-1260	-340	842	-599	19031	1368	0.33	3098	2088	5187
E7	GSY3	PT1	-1475	355	1057	625	19787	1717	0.42	3138	2088	5227
E6	GSY3	PT1	-1687	1492	1245	2626	20531	2023	0.49	3178	2846	6024
E5	GSY3	PT1	-1894	3037	1410	5344	21255	2291	0.56	3217	2846	6063
E4	GSY3	PT1	-2097	4976	1550	8756	21963	2518	0.62	3254	3795	7049
E3	GSY3	PT1	-2293	7320	1666	12880	28988	2706	0.66	3291	3795	7085
E2	GSY3	PT1	-2482	10105	1756	17780	34336	2853	0.70	3326	5692	9018
E1	GSY3	PT1	-2662	13445	1845	23657	40897	2997	0.73	3360	5692	9052
P	GSY3	PT1	-2677	20941	1869	28344	45057	3036	0.74	749	8538	9287

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY4	PT1	-1244	300	-429	517	18975	-683	0.17	3095	2088	5184
E9	GSY4	PT1	-2978	1298	-1623	2239	25017	-2584	0.63	3419	2088	5507
E8	GSY4	PT1	-4708	667	-2296	1150	30877	-3654	0.89	3741	2088	5829
E7	GSY4	PT1	-6435	-1545	-2962	-2664	36463	-4715	1.15	4063	2088	6151
E6	GSY4	PT1	-8159	-5112	-3543	-8815	41736	-5640	1.38	4385	2846	7231
E5	GSY4	PT1	-9878	-9933	-4055	-17130	46689	-6456	1.58	4705	2846	7551
E4	GSY4	PT1	-11593	-15972	-4496	-27546	51384	-7157	1.75	5025	3795	8819
E3	GSY4	PT1	-13301	-23272	-4867	-40135	61331	-7747	1.89	5343	3795	9138
E2	GSY4	PT1	-15002	-31976	-5175	-55145	68369	-8239	2.01	5660	5692	11352
E1	GSY4	PT1	-16694	-42480	-5500	-73260	77821	-8756	2.14	5976	5692	11668
P	GSY4	PT1	-19493	-64779	-5649	-85936	85230	-8993	2.20	2454	8538	10992

S-au notat:

$V_{Rd,c}$ - valoarea contribuției betonului la forță tăietoare capabilă;

$V_{Rd,s}$ - valoarea contribuției armăturii;

V_{Rd} - forță tăietoare capabilă $V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ (valorile capacităților nu au semn)

Nota: Se constată că, la parter, valoarea $v'_{max} = 2.23$ este foarte apropiată de valoarea maximă admisă ($v' < 2.5$) cf. [1] pct.6.4.3. Dacă se alege o alta proporție a eforturilor redistribuite între cei doi montanți este posibil ca $v' > 2.5$. În această situație, la nivelurile cele mai solicitate de la bază (P și E1) se poate folosi un beton superior. Alternativ se poate adopta soluția îngroșării pereților.

8.3.4.2. Montant PT 2

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY1	PT2	-1215	-541	392	-1116	18873	747	0.18	3090	2088	5178
E9	GSY1	PT2	-2876	-1550	1352	-3198	24667	2576	0.63	3400	2088	5488
E8	GSY1	PT2	-4536	-1127	1942	-2326	30307	3698	0.90	3709	2088	5797
E7	GSY1	PT2	-6196	627	2507	1294	35711	4775	1.17	4019	2088	6107
E6	GSY1	PT2	-7855	3530	3003	7284	40816	5720	1.40	4328	2846	7174
E5	GSY1	PT2	-9512	7490	3438	15455	45663	6549	1.60	4637	2846	7483
E4	GSY1	PT2	-11169	12473	3811	25737	50239	7258	1.77	4946	3795	8740
E3	GSY1	PT2	-12824	18512	4123	38199	60211	7853	1.92	5254	3795	9049
E2	GSY1	PT2	-14478	25714	4377	53059	67237	8337	2.04	5563	5692	11255
E1	GSY1	PT2	-16131	34442	4654	71070	76681	8864	2.17	5871	5692	11563
P	GSY1	PT2	-18881	53424	4774	84798	84266	9093	2.22	2454	8538	10992

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY2	PT2	-791	43	-451	86	17376	-840	0.21	3011	2088	5099
E9	GSY2	PT2	-940	223	-705	450	17903	-1313	0.32	3039	2088	5127

E8	GSY2	PT2	-1088	-3	-875	-5	18425	-1630	0.40	3066	2088	5155
E7	GSY2	PT2	-1236	-648	-1051	-1306	18947	-1958	0.48	3094	2088	5182
E6	GSY2	PT2	-1383	-1661	-1207	-3350	19465	-2246	0.55	3121	2846	5967
E5	GSY2	PT2	-1528	-3018	-1342	-6087	19973	-2499	0.61	3148	2846	5994
E4	GSY2	PT2	-1673	-4707	-1455	-9495	20482	-2709	0.66	3175	3795	6970
E3	GSY2	PT2	-1816	-6733	-1544	-13581	27342	-2874	0.70	3202	3795	6997
E2	GSY2	PT2	-1958	-9117	-1607	-18389	32578	-2992	0.73	3228	5692	8920
E1	GSY2	PT2	-2099	-11895	-1645	-23992	39002	-3064	0.75	3255	5692	8947
P	GSY2	PT2	-2065	-18418	-1612	-28576	43077	-3002	0.73	578	8538	9115

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY3	PT2	-1215	-559	509	-983	18873	827	0.20	3090	2088	5178
E9	GSY3	PT2	-2876	-1706	1630	-3002	24667	2647	0.65	3400	2088	5488
E8	GSY3	PT2	-4536	-1187	2316	-2088	30307	3762	0.92	3709	2088	5797
E7	GSY3	PT2	-6196	888	2975	1562	35711	4833	1.18	4019	2088	6107
E6	GSY3	PT2	-7855	4303	3553	7572	40816	5771	1.41	4328	2846	7174
E5	GSY3	PT2	-9512	8954	4060	15755	45663	6594	1.61	4637	2846	7483
E4	GSY3	PT2	-11169	14799	4492	26041	50239	7297	1.78	4946	3795	8740
E3	GSY3	PT2	-12824	21881	4855	38501	60211	7886	1.93	5254	3795	9049
E2	GSY3	PT2	-14478	30325	5150	53358	67237	8364	2.04	5563	5692	11255
E1	GSY3	PT2	-16131	40549	5468	71348	76681	8881	2.17	5871	5692	11563
P	GSY3	PT2	-18881	62833	5607	85046	84266	9107	2.23	2454	8538	10992

Nivel	Comb	Mont	N_{Ed} (kN)	M'_{Ed} (kNm)	V'_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	v'	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_{Rd} (kN)
E10	GSY4	PT2	-791	49	-490	84	17376	-780	0.19	3011	2088	5099
E9	GSY4	PT2	-940	275	-798	475	17903	-1270	0.31	3039	2088	5127
E8	GSY4	PT2	-1088	17	-1000	29	18425	-1592	0.39	3066	2088	5155
E7	GSY4	PT2	-1236	-735	-1207	-1267	18947	-1922	0.47	3094	2088	5182
E6	GSY4	PT2	-1383	-1919	-1390	-3309	19465	-2213	0.54	3121	2846	5967
E5	GSY4	PT2	-1528	-3506	-1549	-6047	19973	-2466	0.60	3148	2846	5994
E4	GSY4	PT2	-1673	-5483	-1683	-9456	20482	-2678	0.65	3175	3795	6970
E3	GSY4	PT2	-1816	-7856	-1788	-13549	27342	-2846	0.70	3202	3795	6997
E2	GSY4	PT2	-1958	-10654	-1865	-18373	32578	-2968	0.73	3228	5692	8920
E1	GSY4	PT2	-2099	-13930	-1917	-24023	39002	-3052	0.75	3255	5692	8947
P	GSY4	PT2	-2065	-21553	-1890	-28593	43077	-3009	0.74	578	8538	9115

8.4. Calculul la lunecare în rosturile de turnare

Secțiunea necesară a armăturilor verticale cu rol de conectori care traversează rosturile de lucru orizontale de la nivelul planșeelor, se calculează în conformitate cu [3], paragraful 3.4.2., pe baza pe conceptului rezistenței la forfecare prin frecare echivalentă.

Notațiile folosite sunt următoarele:

L_{Ed} - forța tăietoare (de lunecare) de proiectare în secțiunea de deasupra planșeului asociată mecanismului de plastificare; calculată cf. [1] pct. 6.4.7.

L_{Rd} - forța de lunecare capabilă, calculată cf. [1] pct. 6.5.2.b și [3] pct. 3.4.2.2. rel (48), cu precizată de la pct. 3.4.2.5. privitoare la fracțiunea din forță axială și armăturile verticale active în conectare : $L_{Rd} = \mu (0.8 A_{sv} f_{yd} + 0.6 N_{Ed})$

μ - coeficient echivalent de frecare, cf. [3] pct. 3.4.2.2. Se presupune ca rostul de turnare este pregătit corespunzător; astfel încât $\mu = 1.0$;

A_{sv} - armatură verticală de conectare situată în inima peretelui și în bulbul întins.

8.4.1. Verificare perete PL1

Mont	Nivel	Comb	N_{Ed} (kN)	L_{Ed} (kN)	$0.6N_{Ed}$ (kN)	Arm vert	A_{sv} (mm ²)	$0.8 A_{sv} f_{yd}$ (kN)	L_{Rd} (kN)
PL1	E10	GSX1	-1145.8	-262	687	16φ16+2φ12/20	11578	2779	3466
PL1	E9	GSX1	-2168.9	896	1301	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4080
PL1	E8	GSX1	-3187.8	1583	1913	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4692
PL1	E7	GSX1	-4202.5	2270	2522	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5301
PL1	E6	GSX1	-5211.3	2882	3127	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5906
PL1	E5	GSX1	-6212.8	3436	3728	16φ16+2φ12/20	11578	2779	6507
PL1	E4	GSX1	-7205.7	3936	4323	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7102
PL1	E3	GSX1	-8188.4	4381	4913	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7692

PL1	E2	GSX1	-9159.4	4790	5496	16φ20+2φ14/20	16420	3941	9437
PL1	E1	GSX1	-10117.4	5088	6070	16φ20+2φ16/20	16420	3941	10011
PL1	P	GSX1	-11456.5	5667	6874	16φ25+2φ16/20	22730	5455	12329

Mont	Nivel	Comb	N_{Ed} (kN)	L_{Ed} (kN)	$0.6N_{Ed}$ (kN)	Arm vert	A_{sv} (mm ²)	$0.8 A_{sv} f_{yd}$ (kN)	L_{Rd} (kN)
PL1	E10	GSX2	-1166	220	700	16φ16+2φ12/20	11578	2779	3479
PL1	E9	GSX2	-2213	-912	1328	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4107
PL1	E8	GSX2	-3255	-1611	1953	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4732
PL1	E7	GSX2	-4292	-2292	2575	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5354
PL1	E6	GSX2	-5322	-2897	3193	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5972
PL1	E5	GSX2	-6344	-3442	3806	16φ16+2φ12/20	11578	2779	6585
PL1	E4	GSX2	-7355	-3930	4413	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7192
PL1	E3	GSX2	-8354	-4363	5012	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7791
PL1	E2	GSX2	-9338	-4760	5603	16φ20+2φ14/20	16420	3941	9544
PL1	E1	GSX2	-10307	-5064	6184	16φ20+2φ16/20	16420	3941	10125
PL1	P	GSX2	-11652	-5646	6991	16φ25+2φ16/20	22730	5455	12446

Mont	Nivel	Comb	N_{Ed} (kN)	L_{Ed} (kN)	$0.6N_{Ed}$ (kN)	Arm vert	A_{sv} (mm ²)	$0.8 A_{sv} f_{yd}$ (kN)	L_{Rd} (kN)
PL1	E10	GSX3	-1152	-298	691	16φ16+2φ12/20	11578	2779	3470
PL1	E9	GSX3	-2182	931	1309	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4088
PL1	E8	GSX3	-3207	1691	1924	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4703
PL1	E7	GSX3	-4229	2452	2537	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5316
PL1	E6	GSX3	-5244	3130	3147	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5926
PL1	E5	GSX3	-6253	3746	3752	16φ16+2φ12/20	11578	2779	6531
PL1	E4	GSX3	-7253	4303	4352	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7131
PL1	E3	GSX3	-8242	4801	4945	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7724
PL1	E2	GSX3	-9220	5257	5532	16φ20+2φ14/20	16420	3941	9473
PL1	E1	GSX3	-10183	5575	6110	16φ20+2φ16/20	16420	3941	10051
PL1	P	GSX3	-11526	6232	6916	16φ25+2φ16/20	22730	5455	12371

Mont	Nivel	Comb	N_{Ed} (kN)	L_{Ed} (kN)	$0.6N_{Ed}$ (kN)	Arm vert	A_{sv} (mm ²)	$0.8 A_{sv} f_{yd}$ (kN)	L_{Rd} (kN)
PL1	E10	GSX4	-1160	256	696	16φ16+2φ12/20	11578	2779	3475
PL1	E9	GSX4	-2201	-947	1320	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4099
PL1	E8	GSX4	-3236	-1719	1941	16φ16+2φ12/20	11578	2779	4720
PL1	E7	GSX4	-4266	-2474	2559	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5338
PL1	E6	GSX4	-5289	-3145	3173	16φ16+2φ12/20	11578	2779	5952
PL1	E5	GSX4	-6303	-3752	3782	16φ16+2φ12/20	11578	2779	6561
PL1	E4	GSX4	-7307	-4297	4384	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7163
PL1	E3	GSX4	-8300	-4783	4980	16φ16+2φ12/20	11578	2779	7759
PL1	E2	GSX4	-9278	-5227	5567	16φ20+2φ14/20	16420	3941	9508
PL1	E1	GSX4	-10242	-5551	6145	16φ20+2φ16/20	16420	3941	10086
PL1	P	GSX4	-11582	-6211	6949	16φ25+2φ16/20	22730	5455	12404

Se constata ca în toate secțiunile $L_{Rd} > L_{Ed}$.

8.4.2. Verificarea pereților cuplați PT1+PT2

Pentru pereții cuplați verificarea se face pentru ansamblul celor doi montanți.

Mont	Nivel	Comb	N_{Ed} (kN)	L_{Ed} (kN)	$0.6N_{Ed}$ (kN)	Arm vert	A_{sv} (mm ²)	$0.8 A_{sv} f_{yd}$ (kN)	L_{Rd} (kN)
PT1+PT2	E10	GSY1	-2035	1200	1221	16φ16+2φ12/20	24112	5787	7008
PT1+PT3	E9	GSY1	-3918	3580	2351	16φ16+2φ12/20	24112	5787	8138
PT1+PT4	E8	GSY1	-5796	5064	3477	16φ16+2φ12/20	24112	5787	9264
PT1+PT5	E7	GSY1	-7671	6491	4603	16φ16+2φ12/20	24112	5787	10390
PT1+PT6	E6	GSY1	-9542	7743	5725	16φ16+2φ12/20	24112	5787	11512
PT1+PT7	E5	GSY1	-11407	8841	6844	16φ16+2φ12/20	24112	5787	12631
PT1+PT8	E4	GSY1	-13266	9778	7959	16φ16+2φ12/20	24112	5787	13746
PT1+PT9	E3	GSY1	-15117	10561	9070	16φ20+2φ14/20	34784	8348	17418
PT1+PT10	E2	GSY1	-16959	11191	10176	16φ20+3φ14/20	44640	10714	20890
PT1+PT11	E1	GSY1	-18793	11862	11276	16φ25+3φ14/20	53136	12753	24029
PT1+PT12	P	GSY1	-21558	12125	12935	16φ25+3φ16/20	62160	14918	27853

Mont	Nivel	Comb	N_{Ed} (kN)	L_{Ed} (kN)	$0.6N_{Ed}$ (kN)	Arm vert	A_{sv} (mm ²)	$0.8 A_{sv} f_{yd}$ (kN)	L_{Rd} (kN)
PT1+PT2	E10	GSY2	-2035	-1420	1221	16φ16+2φ12/20	24112	5787	7008
PT1+PT3	E9	GSY2	-3918	-3818	2351	16φ16+2φ12/20	24112	5787	8138

PT1+PT4	E8	GSY2	-5796	-5206	3477	16φ16+2φ12/20	24112	5787	9264
PT1+PT5	E7	GSY2	-7671	-6599	4603	16φ16+2φ12/20	24112	5787	10390
PT1+PT6	E6	GSY2	-9542	-7819	5725	16φ16+2φ12/20	24112	5787	11512
PT1+PT7	E5	GSY2	-11407	-8893	6844	16φ16+2φ12/20	24112	5787	12631
PT1+PT8	E4	GSY2	-13266	-9811	7959	16φ16+2φ12/20	24112	5787	13746
PT1+PT9	E3	GSY2	-15117	-10573	9070	16φ20+2φ14/20	34784	8348	17418
PT1+PT10	E2	GSY2	-16959	-11189	10176	16φ20+3φ14/20	44640	10714	20890
PT1+PT11	E1	GSY2	-18793	-11789	11276	16φ25+3φ14/20	53136	12753	24029
PT1+PT12	P	GSY2	-21558	-11970	12935	16φ25+3φ16/20	62160	14918	27853

Mont	Nivel	Comb	N _{Ed} (kN)	L _{Ed} (kN)	0.6N _{Ed} (kN)	Arm vert	A _{sv} (mm ²)	0.8 A _{sv} f _{yd} (kN)	L _{Rd} (kN)
PT1+PT2	E10	GSY3	-2035	1276	1221	16φ16+2φ12/20	24112	5787	7008
PT1+PT3	E9	GSY3	-3918	3655	2351	16φ16+2φ12/20	24112	5787	8138
PT1+PT4	E8	GSY3	-5796	5130	3477	16φ16+2φ12/20	24112	5787	9264
PT1+PT5	E7	GSY3	-7671	6549	4603	16φ16+2φ12/20	24112	5787	10390
PT1+PT6	E6	GSY3	-9542	7794	5725	16φ16+2φ12/20	24112	5787	11512
PT1+PT7	E5	GSY3	-11407	8884	6844	16φ16+2φ12/20	24112	5787	12631
PT1+PT8	E4	GSY3	-13266	9815	7959	16φ16+2φ12/20	24112	5787	13746
PT1+PT9	E3	GSY3	-15117	10591	9070	16φ20+2φ14/20	34784	8348	17418
PT1+PT10	E2	GSY3	-16959	11217	10176	16φ20+3φ14/20	44640	10714	20890
PT1+PT11	E1	GSY3	-18793	11879	11276	16φ25+3φ14/20	53136	12753	24029
PT1+PT12	P	GSY3	-21558	12143	12935	16φ25+3φ16/20	62160	14918	27853

Mont	Nivel	Comb	N _{Ed} (kN)	L _{Ed} (kN)	0.6N _{Ed} (kN)	Arm vert	A _{sv} (mm ²)	0.8 A _{sv} f _{yd} (kN)	L _{Rd} (kN)
PT1+PT2	E10	GSY4	-2035	-1462	1221	16φ16+2φ12/20	24112	5787	7008
PT1+PT3	E9	GSY4	-3918	-3854	2351	16φ16+2φ12/20	24112	5787	8138
PT1+PT4	E8	GSY4	-5796	-5247	3477	16φ16+2φ12/20	24112	5787	9264
PT1+PT5	E7	GSY4	-7671	-6637	4603	16φ16+2φ12/20	24112	5787	10390
PT1+PT6	E6	GSY4	-9542	-7853	5725	16φ16+2φ12/20	24112	5787	11512
PT1+PT7	E5	GSY4	-11407	-8922	6844	16φ16+2φ12/20	24112	5787	12631
PT1+PT8	E4	GSY4	-13266	-9836	7959	16φ16+2φ12/20	24112	5787	13746
PT1+PT9	E3	GSY4	-15117	-10594	9070	16φ20+2φ14/20	34784	8348	17418
PT1+PT10	E2	GSY4	-16959	-11207	10176	16φ20+3φ14/20	44640	10714	20890
PT1+PT11	E1	GSY4	-18793	-11807	11276	16φ25+3φ14/20	53136	12753	24029
PT1+PT12	P	GSY4	-21558	-12002	12935	16φ25+3φ16/20	62160	14918	27853

8.5. Verificarea condiției de ductilitate și stabilirea necesității confinării zonelor comprimate

Perete Lungime	N _{Ed,max} (kN) Comb.	x _u (mm)	ξ _u	Ω	ξ _{lim}	Concluzie
PL1 L=8.70 m	11652 GSX2	1773	0.203	1.193	0.319	nu este nevoie de confinarea capetelor
PT1 L=7.70 m	19493 GSY2	2490	0.323	1.327	0.333	nu este nevoie de confinarea capetelor

N_{Ed,max} - forța axială de proiectare maximă în peretele considerat;

x_u - înălțimea zonei comprimate, cf. [3];

ξ_u - înălțimea relativă a zonei comprimate; pentru pereți;

$$\xi_u = x_u / h_w$$

ξ_{lim} - înălțimea relativă maximă admisă pentru zona comprimată; cf. [1] 6.4.1. rel (6.8)

$$\xi_{lim} = 0.1 (2 + \Omega) \text{ pentru structuri amplasate în zone în care } a_g = 0.24 g$$

Armările pereților structurali, rezultate în urma operațiilor de proiectare prezentate anterior, este sintetizată în planul R5.

9. Alcătuirea și calculul planșeelor

La proiectare trebuie luate măsurile pentru ca planșeele să îndeplinească rolul lor structural, de a distribui în condiții de siguranță încărcările seismice orizontale la subsistemele structurale verticale, respectiv la pereții structurali și elementele cadrelor.

Comportarea planșeelor este optimă atunci când acestea sunt realizate ca diafragme rigide și rezistente pentru forțele aplicate în planul lor. Dacă această condiție este realizată, planșeul prezintă practic deplasări de corp rigid la acțiunea seismică, definită de două translații în plan și o rotație în jurul axei verticale. În aceste condiții se pot determina cu un grad înalt de încredere deplasările oricărui punct al structurii și, pe baza acestora, a deformațiilor și eforturilor elementelor structurale. Prin aceasta se poate controla eficient și sigur, prin calcul, răspunsul seismic așteptat al construcțiilor.

Acestă funcțiune a planșeului se adaugă celei primordiale, mobilizată permanent, de a prelua încărcările verticale și de a le transporta la structura verticală.

În același timp planșeele trebuie să asigure rezemarea laterală a peretilor pentru încărcări normale pe suprafața acestora.

În ceea ce privește asigurarea rolului de diafragmă orizontală al planșeului la proiectare trebuie verificate prin calcul următoarele:

- preluarea eforturilor de întindere din încovoiere dezvoltate în planșeu (modelate ca grinzi-perete sau grinzi cu zăbrele) prin armături dispuse în centurile marginale continue și conectate adecvat la placă;
- transmiterea reacțiunilor de la planșeu la reazemele acestora la pereți prin intermediul unor armături de conectare adecvate;
- colectarea forțelor distribuite în masa planșeului și transmiterea lor la elementele structurii verticale, în special în situația în care continuitatea legăturii dintre aceste și diafragmele orizontale este întreruptă de goluri sau când încărcarea planșeului se transferă structurii verticale prin forțe de întindere. Colectarea forțelor de întindere se realizează prin armături de oțel cu secțiune suficientă având ancoraje suficiente în masa planșeului sau în elementele structurii verticale;
- preluarea eforturilor din jurul golurilor de dimensiuni mari.

În cazul structurii analizate, datorită regularității de alcătuire, eforturile din planșeu provenite din mobilizarea rolului de diafragmă orizontală sunt mici și, din acest motiv, nu sunt detaliate.

10. Alcătuirea și calculul infrastructurii și a fundației

10.1. Alcătuirea infrastructurii și fundației

Transmiterea efectelor acțiunilor gravitaționale și seismice la terenul de fundare, un material mult mai puțin rezistent decât cel din care este realizată structura, face necesară dezvoltarea în plan a bazei de rezemare a pereților structurali și a stâlpilor prin elemente suficient de rigide și de rezistente.

În cazul construcției analizate baza structurii este concepută ca o infrastructură alcătuită din ansamblul pereților, planșeelor celor trei subsoluri și a radierului.

Se realizează o săpătură generală în taluz. Peretele perimetral are 400 mm. Rolul structural de diafragme orizontale și funcțiunea de parcare la subsoluri au determinat alegerea unei grosimi de 200 mm a plăcii planșeelor peste subsoluri. Pentru asigurarea continuității armăturii centurilor, grinzile transversale au o secțiune unică 300x600 mm. Dimensiunile stâlpilor care continuă în subsoluri au fost păstrate, deformațiile acestora fiind reduse și, în consecință, cerințele de ductilitate sunt mici și se pot accepta valori mai mari ale forței axiale normalizate v .

Fundarea este directă, printr-un radier general cu grosimea de 1.20 m, aproximativ 1/6 din deschiderea curentă de 7 m.

Pereții structurali capătă la nivelul infrastructurii dezvoltări și completări, pe care funcțiunea subsolurilor o permite. Rezultă o configurație a pereților ca în planul R3. Se constată sporul substanțial de rigiditate și rezistență la forță laterală al infrastructurii, în raport cu suprastructura.

Planșeele infrastructurii, în principal planșeul peste primul subsol (de la baza parterului), trebuie alcătuite ca elemente practic indeformabile în planul lor care ca realizeze redistribuția forțelor tăietoare de la baza pereților suprastructurii la pereții de contur și la pereții interiori dispuși suplimentar la subsoluri. În felul acesta planșeele infrastructurii mobilizează în acest caz rolul de diafragme de transfer. Valoarea forței de la baza unui perete care se redistribuie la celelalte elemente la un anumit nivel este dată de diferența între valorile forțelor tăietoare din secțiunile de imediat deasupra și imediat dedesubtul planșeului. Aceste forțe trebuie să poată fi transmise în masa planșeului prin lunecarea dezvoltată la interfața pereților cu placa planșeului (prevăzută cu armatura cu rol de conectori) și prin forțele de compresiune/întindere, după caz, dezvoltate la contactul bulbilor cu placa planșeului. Armatura centurilor trebuie dimensionată pentru a prelua forțele de întindere și trebuie să fie suficient ancorate în masa plăcii planșeului pentru a difuza eforturile la armatură curentă a acesteia.

Materialele folosite la infrastructură sunt C24/30 și Pc52.

10.2. Încărcări combinate suplimentare aplicate la nivelul subsolurilor

Denumire încărcare combinată	valoare		valoare de
	caracteristică		proiectare
	kN/mp		kN/mp
1 Pardoseli parcare subterană (kN/mp)	g_k		
Strat uzură și trotuare	1.20		1.20
Instalații	0.10		0.10
	1.30	$g_{Ed} =$	1.30
placă 20 cm	5.00		5.00
	6.30	$g_{Ed} =$	6.30
2 Radier (kN/mp)	g_k		
Strat uzură și trotuare	1.20		1.20
	1.20	$g_{Ed} =$	1.20
radier 120 cm	30.00		30.00
egalizare 10 cm	2.40		2.40
	32.40	$g_{Ed} =$	32.40
3 Perete beton 40 cm (kN/mp)	g_k		
perete beton	10.00		10.00
tencuială	0.80	0.80	0.80
	10.80	10.80	8.30
4 Utilă parcare subterană (kN/mp)	q_k		
utilă	4.00	$\psi_2 = 0.6$	$\psi_2 q_k$
	4.00	$q_{Ed} =$	2.40

10.3. Modelarea infrastructurii, fundației și terenului de fundare pentru calcul





Calculul s-a efectuat cu programul ETABS. Ansamblul infrastructurii cuprinde pereții de subsol, peretele perimetral de incintă, planșeele subsolurilor și radierul. Elementele structurale s-au introdus în modelul de calcul la pozițiile și cu dimensiunile lor, considerând rigiditatea corespunzătoare betonului nefisurat. Fundația pe mediu elastic, este caracterizată de un coeficient de pat $k_s=50000\text{kN/m}^3$, valoare furnizată de studiul geotehnic. Interfața verticală cu terenul nu a fost inclusă în model. Calculul s-a efectuat pe modelul infrastructurii separată de suprastructură.

Efectul suprastructurii a fost introdus prin aplicarea la partea superioară a infrastructurii a următoarelor forțe de legătură (reacțiuni):

- forțele axiale de la baza elementelor verticale de la parter;
- momentele încovoietoare și forțele tăietoare asociate de la baza stâlpilor de la parter, amplificate cu 50% (incursiunile în domeniul postelast al pereților structurali se realizează la deplasări orizontale corespunzătoare unor eforturi mărite în stâlpi față de calculul convențional elastic);
- momentele încovoietoare capabile $M_{Rd,0}$ și forțele tăietoare asociate lor la baza pereților de la parter și efecte indirecte datorate grinzilor de cuplare, amplificate cu $\gamma_{Rd}=1.1$ cf. [1] pct. 6.2.2. ;

Deoarece torsiunea de ansamblu nu are contribuție semnificativă la dimensionarea elementelor verticale de la parter, pentru simplificarea calculelor, nu a fost inclusă în combinațiile de încărcări utilizate la calcul infrastructurii.

10.4. Gruparea acțiunilor

Denumire combinație de încărcări	Translație	
	Direcție	Sens
GSX1 = GV & SX	longitudinal	
GSX2 = GV & SX	longitudinal	
GSY1 = GV & SY	transversal	
GSY2 = GV & SY	transversal	
GF = 1.35 GV		

10.5. Verificarea stâlpilor

Stâlpii de la subsoluri aparțin Grupei B cf. [3] pct. 6.4.1. Pentru forța axială din stâlpi se consideră valoarea maximă, din înfășurătoarea combinațiilor de încărcări. Valorile în secțiunile de la fața superioară a radierului sunt:

Nivel	Stâlp	Combinație	$b_c=h_c$ (m)	N_{Ed} (kN)	v_d
S3	C20	INF	0.90	7844	0.679
S3	C49	INF	0.90	8326	0.711
S3	C50	INF	0.90	9165	0.783
S3	C51	INF	0.90	9375	0.801

N_{Ed} - valoarea de proiectare maximă a forței de străpungere, obținută din înfășurătoarea valorilor din grupările de încărcări considerate. Valoarea relativ mare a factorului v este acceptabilă pentru că pe înălțimea subsolurilor stâlpii capătă deplasări laterale neglijabile, ca urmare a rigidității foarte mari a pereților.

10.6. Verificarea elementelor infrastructurii

Calculul structural al infrastructurii sub grupările de acțiuni descrise la pct. 10.4. furnizează valorile eforturilor în elementele acesteia: pereții de subsol, planșee, radier. Eforturile de dimensionare rezultă din înfășurătoarea valorilor obținute în diferitele grupări de acțiuni considerate.

Dimensionarea urmărește:

- (i) - în radier, stabilirea cantităților de armătură necesare pentru preluarea momentelor încovoietoare și, dacă este necesar, a armăturilor transversale pentru evitarea străpungerii radierului;
- (ii) - în planșee, stabilirea armăturilor necesare pentru preluarea eforturilor rezultate din rolul de diafragme ale acestora, produse de încărcările din planul lor. Acestea sunt:
 - armătura de încovoiere în planul plăcii, concentrată în centurile marginale;
 - armătura pentru transmiterea forțelor din planul planșeelor la elementele care preiau acțiunile laterale: armături de „colectare” a încărcărilor la pereții de subsol, conectori între placa planșeului și pereți;
- (iii) - în pereții de subsol, armăturile rezultate din rolul de grindă de fundare, care preiau presiunile pe radier, perpendicular pe axul orizontal al acestora și armăturile rezultate din rolul de element (perete structural) care preia forțele laterale, aplicate perpendicular pe axul vertical al pereților.

În prezenta fază a lucrării se detaliază dimensionarea radierului, și, cu caracter exemplificativ, este dată în planul R6 armarea peretelui perimetral din axul F, perete cu rol de grindă de fundare.

10.7. Armarea radierului

Se dispune o armare generală de încovoiere constând din cate o plasa de armatura la fiecare dintre fețele radierului, care respecta procentele minime de armare și care acopera momentele încovoietoare de pe cea mai mare parte a suprafeței. La aceasta se adaugă local, pe rândul doi, o a doua plasă care poate acoperi vârfurile de momente în zonele în care plasa generală nu este suficientă. Toate armăturile folosite sunt din Pc52.

Momentele capabile și armările corespunzătoare sunt:

- 1080 kNm/m (110 tfm/m) corespunzător armării generale de pe rândul 1 a radierului atât la partea superioară cât și la partea inferioară : $\Phi 25/15$;
- 2110 kNm/m (215 tfm/m) corespunzător armării generale + armării locale suplimentare pe rândul 2 la partea inferioară a radierului : $\Phi 25/15 + \Phi 25/15$;
- 1740 kNm/m (177 tfm/m) corespunzător armării generale + armării locale suplimentare pe rândul 2 la partea superioară a radierului : $\Phi 25/15 + \Phi 20/15$.

Astfel, la ambele fețe se dispune pe rândul 1 câte o plasă $\Phi 25/15$, la care se adaugă în zonele cu concentrări de momente încovoietoare, o a doua plasă, pe rândul 2, $\Phi 25/15$ la partea inferioară, respectiv o plasă $\Phi 20/15$ la partea superioară.

În imaginile următoare sunt ilustrate distribuțiile momentelor încovoietoare pe cele două direcții principale, la partea superioară și la partea inferioară, indicându-se și armarea necesară pentru acoperirea acestor momente.

Cu m_{11} și m_{22} sunt notate momentele încovoietoare secționale „unitare”, cu vectorii paraleli cu direcțiile principale, raportate la distanță.

În "header"-ul fiecărei reprezentări grafice este notată combinația de încărcări (INF = înfășurătoarea combinațiilor de încărcări) și momentul încovoietor reprezentat m_{11} sau m_{22} , după caz. Unitatea de măsură aleasă pentru reprezentarea momentelor încovoietoare este tfm/ml.

Primele doua grafice reprezintă „harta” înfășurătorii momentelor încovoietoare de proiectare raportate la momentele încovoietoare capabile asociate armării generale $\Phi 25/15/15$. Se observă neacoperirea momentelor încovoietoare de proiectare mai ales în zonele reazemelor centrale.

Ultimele două reprezentări raportează momentele încovoietoare de proiectare la valoarea momentelor capabile corespunzătoare armărilor suplimentare.

În planul R7 este exemplificată armarea radierului.

10.8. Verificarea la strapungere a radierului

Verificarea se face cf. [3] pct. 3.3.8.3. și 3.3.8.4. Se neglijează efectul favorabil datorat reacțiunii terenului de fundare aferent proiecției suprafeței de strapungere.

Valoarea maximă a forței axiale în stâlpi este :

$$N_{Ed} = 9375 \text{ kN (vezi 10.5) ;}$$

Valoarea maximă admisă a forței de străpungere capabile, în situația în care nu este prevăzută armatura transversală, calculată cf. rel. (46) din [3]:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= 0.75 \times 4 \times (b_c + d) d f_{ctd} = \\ &= 0.75 \times 4 \times (0.90 + 1.15) \times 1.15 \times 1250 = 8840 \text{ kN} < N_{Ed} = 9375 \text{ kN} \end{aligned}$$

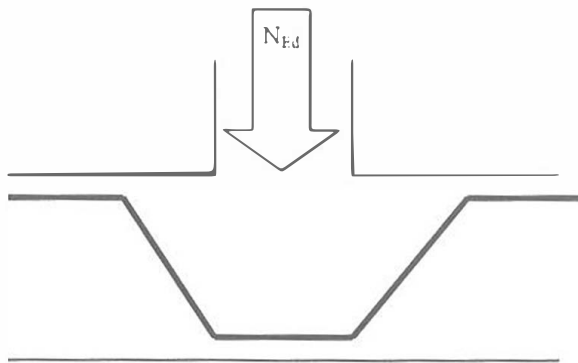
Valoarea maximă a forței de strapungere capabile, în situația în care este prevăzută armătura calculată cf. rel. (47) din [3]:

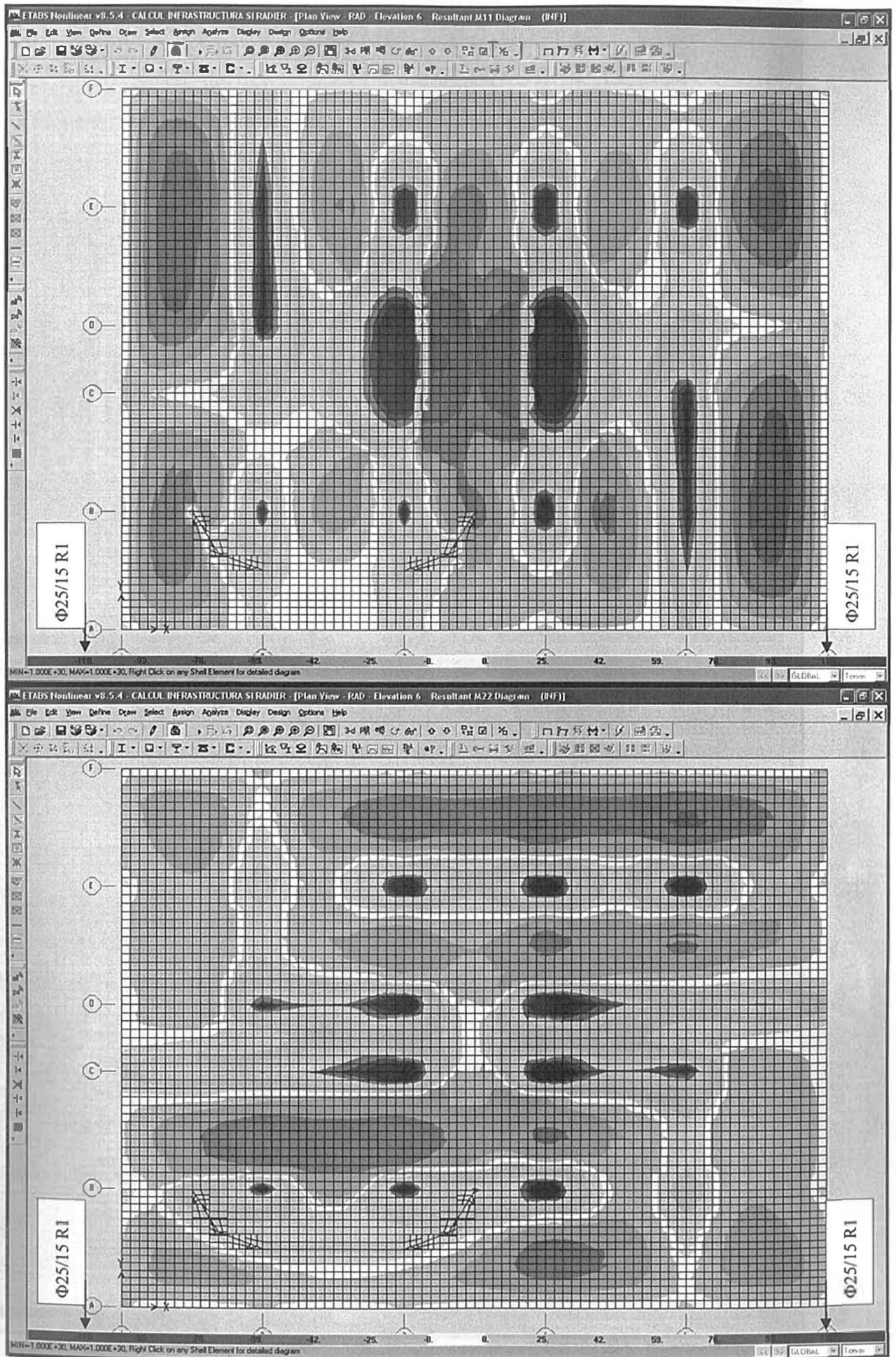
$$\begin{aligned} N_{Rd} &= 1.2 \times 4 \times (b_c + d) d f_{ctd} = \\ &= 1.2 \times 4 \times (0.90 + 1.15) \times 1.15 \times 1250 = 14145 \text{ kN} > N_{Ed} = 9375 \text{ kN} \end{aligned}$$

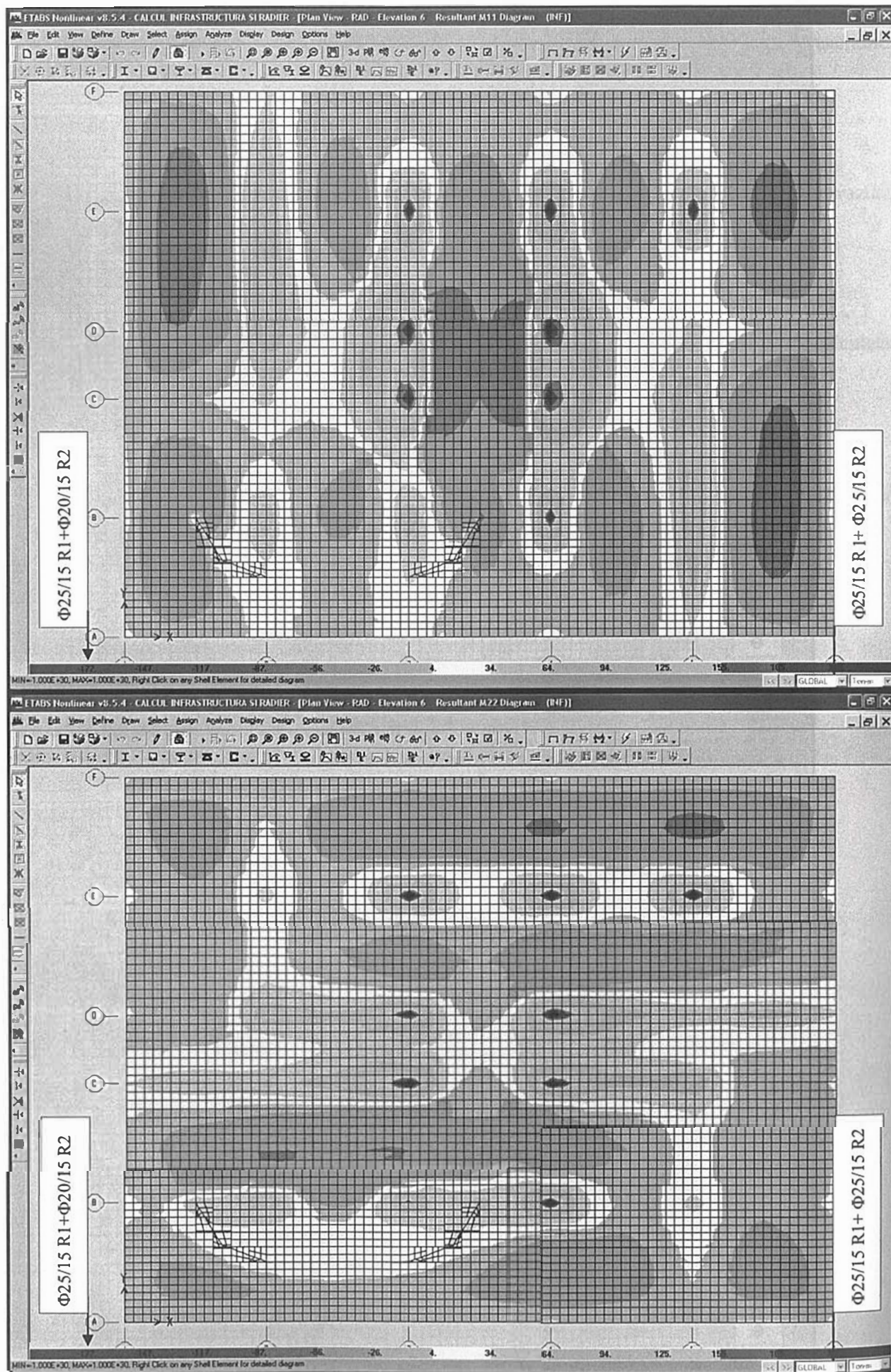
Utilizând câte 10 bare $\phi 28$ Pc52 înclinate la 45° pe fiecare direcție, dispuse ca în desen, capacitatea la străpungere devine:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= N_{Rd,c} + N_{Rd,s} = \\ &= 0.50 \times 4 \times (b_c + d) d f_{ctd} + 0.8 \sum A_{si} f_{yd} \sin \alpha = \\ &= 0.50 \times 4 \times (0.90 + 1.15) \times 1.15 \times 1250 + 0.8 \times 2 \times 2 \times 10 \times 6.15 \times 30 \times 0.707 = \\ &= 5893 + 4174 = 10067 \text{ kN} > N_{Ed} = 9375 \text{ kN} \end{aligned}$$

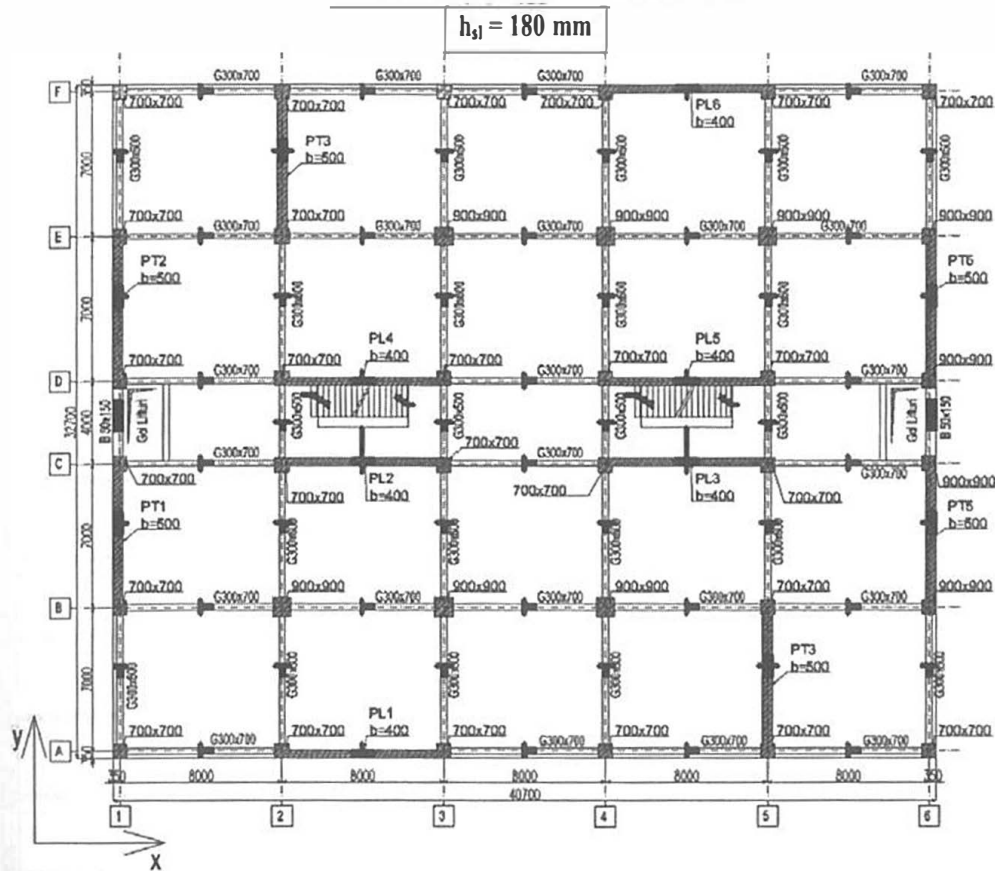
- N_{Ed} - valoarea de proiectare a forței de străpungere;
- N_{Rd} - rezistența (forța capabilă) la strapungere a radierului;
- $N_{Rd,c}$ - contribuția betonului la N_{Rd} ;
- $N_{Rd,s}$ - contribuția armăturii la N_{Rd} ;
- $\sum A_{si}$ - suma ariilor armăturilor înclinate interceptate de suprafața de strapungere;
- α - unghiul armăturii înclinate față de orizontală;
- b_c - lățimea/înălțimea secțiunii transversale stâlpului (pătrat);
- d - înălțimea utilă a secțiunii radierului;



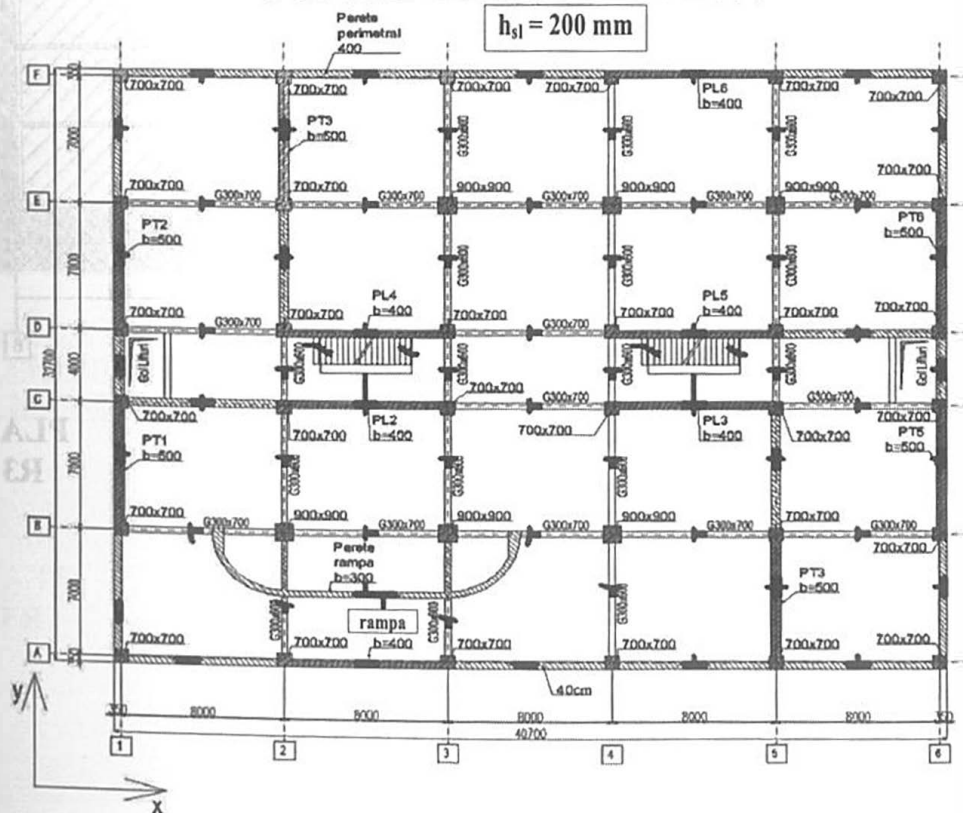




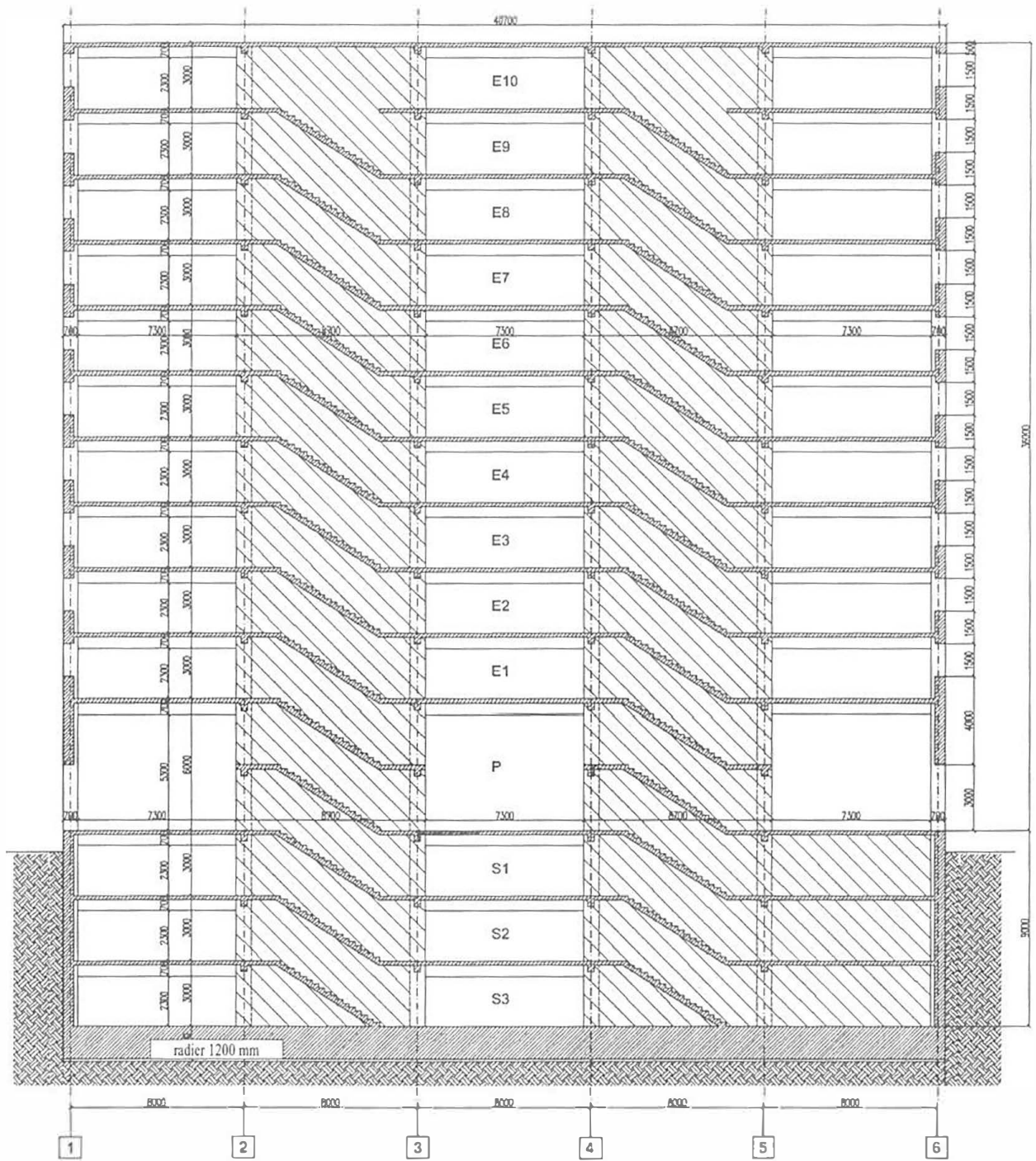
COFRAJ NIVEL CURENT



COFRAJ SUBSOL CURENT

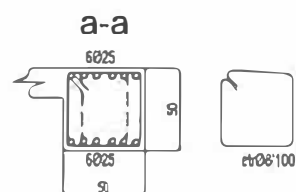
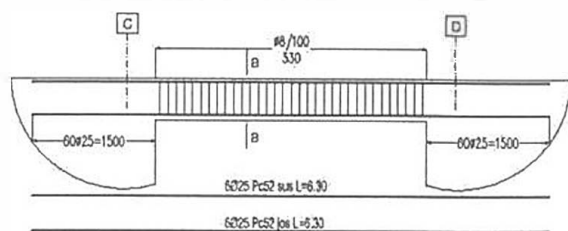


SECTIUNE LONGITUDINALA

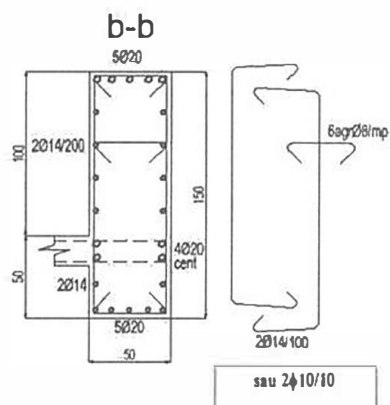
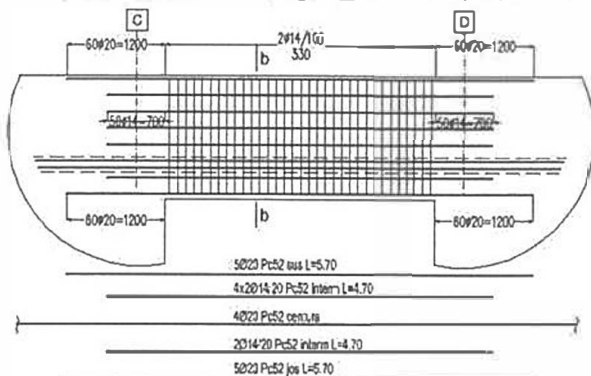


PLAN
R3

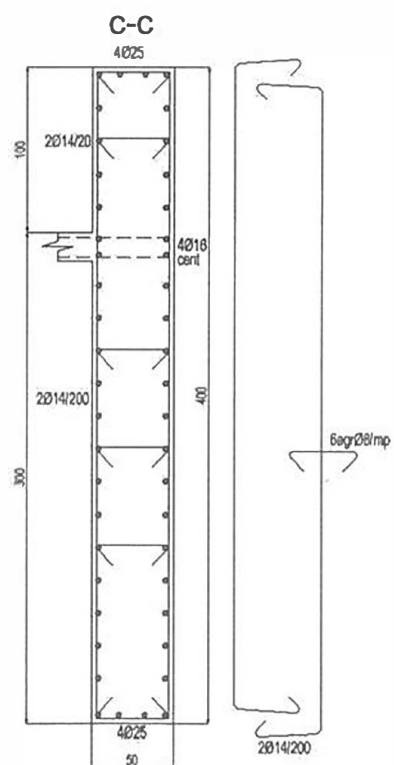
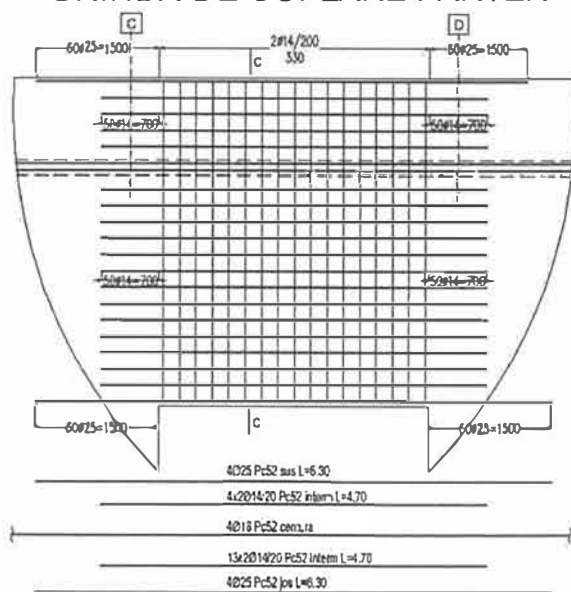
GRINDA DE CUPLARE ETAJ 10



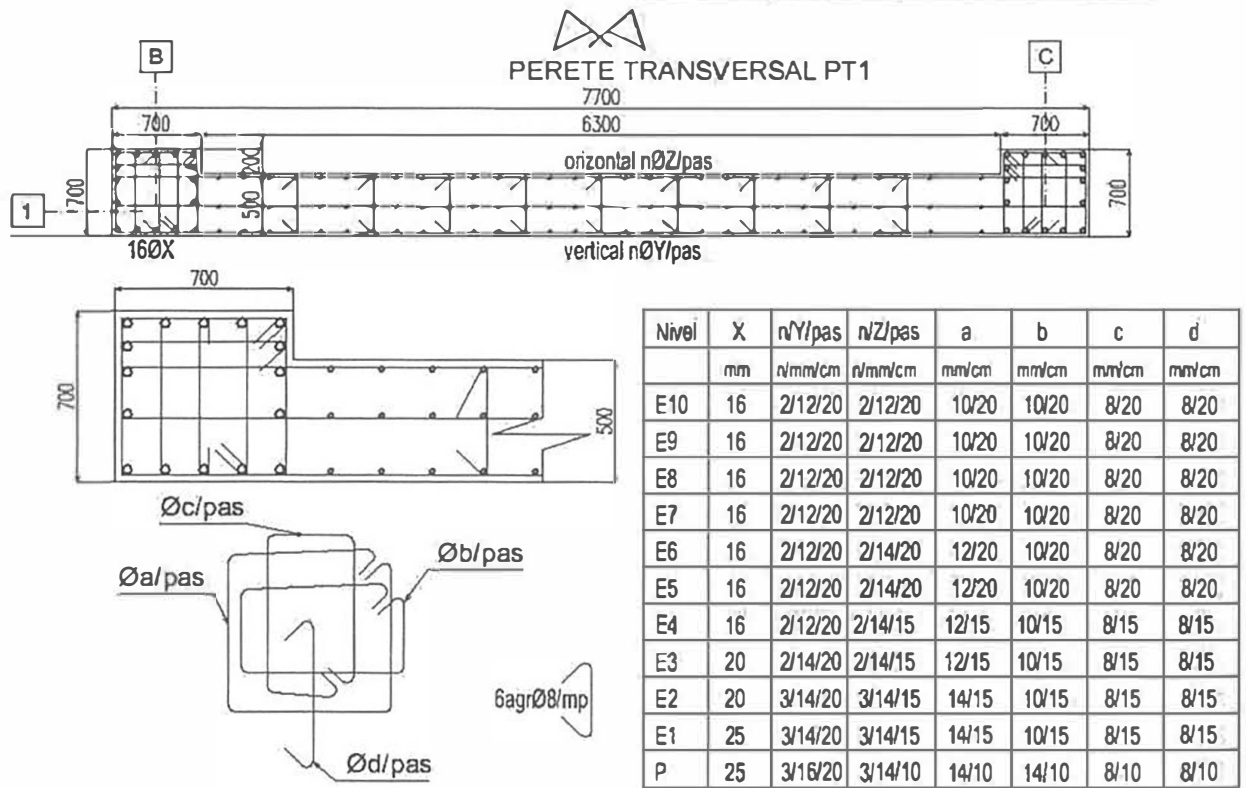
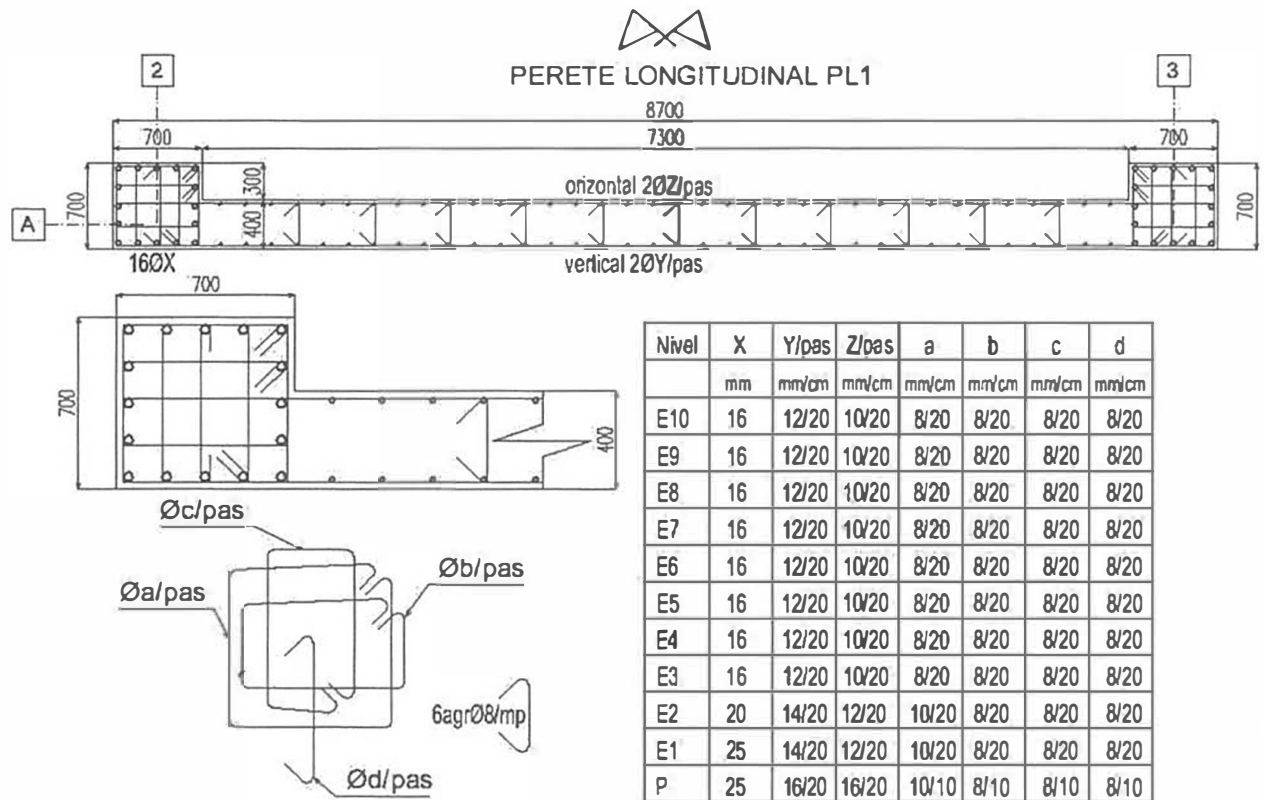
GRINDA DE CUPLARE ETAJ 1-9



GRINDA DE CUPLARE PARTER

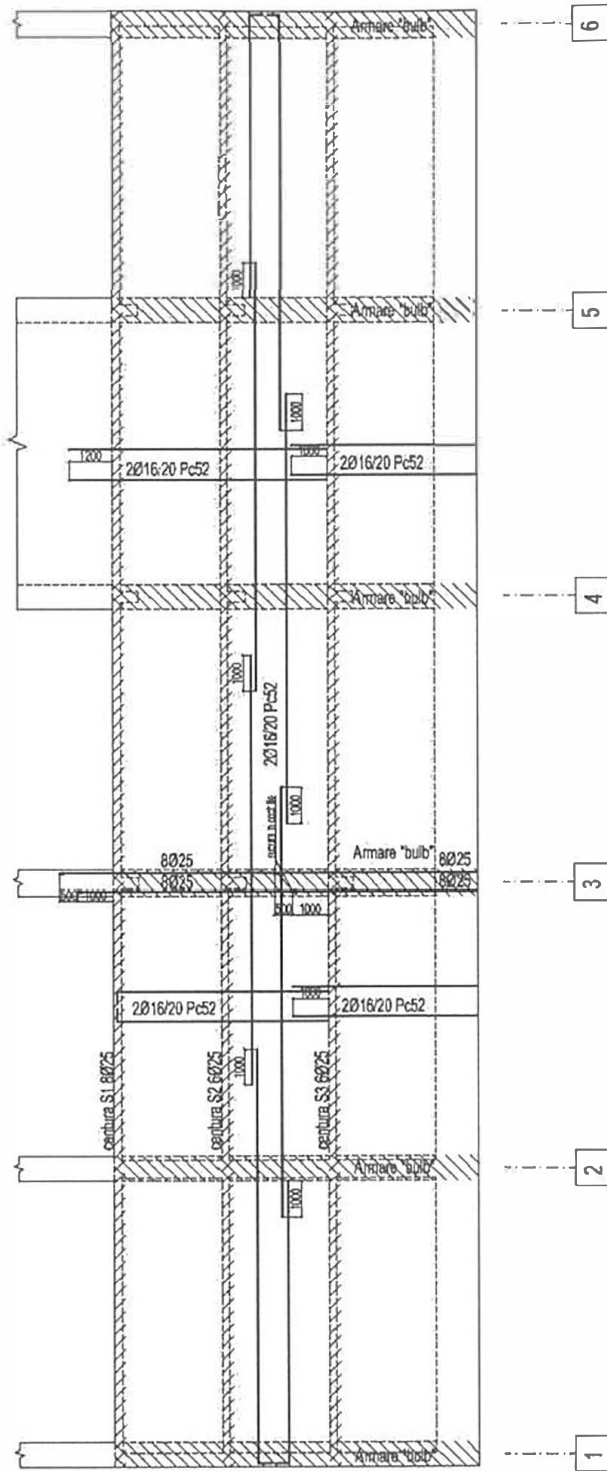


PLAN
R4



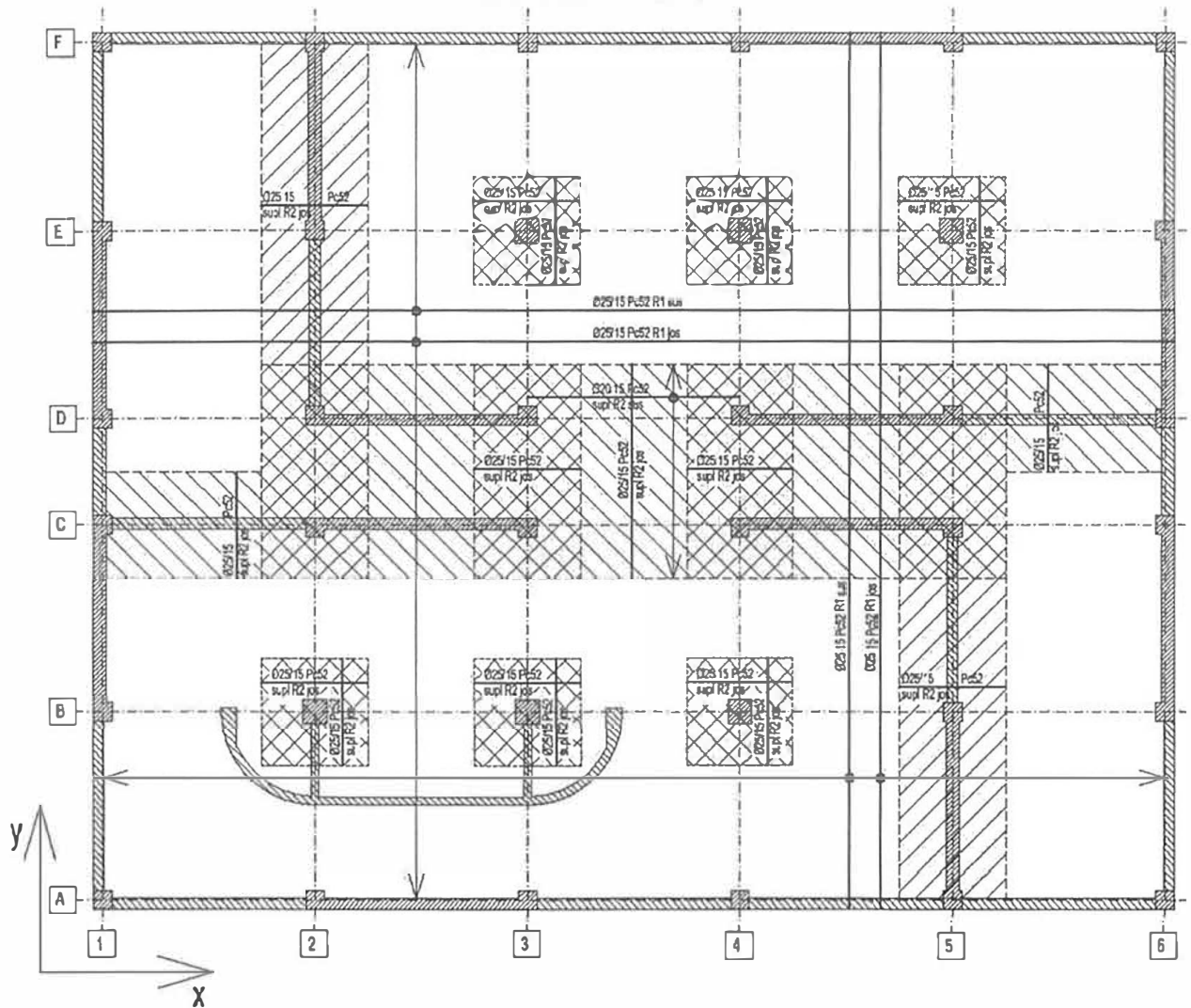
**PLAN
R5**

ARMARE PERETE INCINTA AX F



PLAN
R6

ARMARE RADIER



PLAN
R7

LISTA DE NOTAȚII UTILIZATE ÎN LUCRARE:

NOTATII REFERITOARE LA GEOMETRIE:

h_s – înălțimea de nivel;
 h_w – înălțimea secțiunii grinzii/peretelui structural;
 b_w – lățimea secțiunii grinzii/peretelui structural;
 H_w – înălțimea totală a peretelui;
 A_c – aria secțiunii normale a stălpului;
 b_c – lățimea secțiunii stălpului;
 h_c – înălțimea secțiunii stălpului;
 A_w – aria secțiunii orizontale a peretelui;
 A_{wh} – aria inimii peretelui;
 P – perimetrul ochiului de placă;
 L – deschiderea interax;
 l_o – lumina (deschiderea liberă);
 h_{sl} – înălțimea plăcii;
 A_f – aria planseului curent;

NOTATII REFERITOARE LA RELATIILE DE CALCUL:

Ω – coeficientul de suprarezistență;
 γ_{Rd} – coeficient de corecție a momentului încovoietor de proiectare;
 ε – coeficient de corecție a forței tăietoare de proiectare;
 x – înălțimea zonei comprimate;
 ξ – înălțimea relativă a zonei comprimate;
 d – înălțimea utilă a secțiunii;
 d_s – distanța între axele armaturilor longitudinale extreme ale grinzii;
 v – forța axială normalizată;
 v' – forța tăietoare normalizată;
 g_{Ed}, q_{Ed} – valoarea de proiectare a încărcării combinate, permanente sau variabile, pentru calcul la acțiuni seismice;
 A_{of}, L_{of} – aria/lungimea aferentă;
 F_b – forța seismică de bază;
 c_s – coeficient seismic global;
 a_g – accelerația terenului pentru proiectare IMR 100 ani;
 T_c – perioada de control (colt);
 β_o – factorul de amplificare dinamică maximă pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=0.05$;
 q – factorul de comportare a structurii;
 H – clasa de ductilitate a structurii;
 γ_I – clasa de importanță și de expunere;
 λ – factor de corecție pentru modul fundamental propriu fundamental;
 d_{re} – deplasarea relativă de nivel rezultată din calculul prin metoda A;
 u – factor de reducere a deplasării relative de calcul la SLS;
 c – factor de amplificare a deplasărilor relative la ULS;

- d_r^{SLS} - deplasarea relativa de nivel de proiectare la SLS;
 d_r^{ULS} - deplasarea relativa de nivel de proiectare la ULS;
 $d_{r,d}^{SLS}$ - valoarea admisibila a deplasarii relative de nivel la SLS;
 $d_{r,d}^{ULS}$ - valoarea admisibila a deplasarii relative de nivel la ULS;
 M'_{Ed} , V'_{Ed} , N'_{Ed} - valorile eforturilor sectionale furnizate de calculul structurii la actiuni seismice;
 $V'_{Ed,g}$, $N'_{Ed,g}$ - componentele eforturilor sectionale datorate incarcarilor gravitationale in cazul actiunilor seismice;
 M_{Ed} , V_{Ed} , N_{Ed} - valorile eforturilor sectionale de proiectare;
 M_{Rd} , V_{Rd} , N_{Rd} - valorile eforturilor sectionale capabile;
 $V_{Rd,c}$ - fractiunea din forta taietoare capabila datorata contributiei betonului;
 $V_{Rd,s}$ - fractiunea din forta taietoare capabila datorata contributiei armaturii;
 $N_{Rd,c}$ - fractiunea din capacitatea de rezistenta la strapungere a radierului datorata contributiei betonului;
 $N_{Rd,s}$ - fractiunea din capacitatea de rezistenta la strapungere a radierului datorata contributiei armaturii;
 A_{S1} , A_{S2} - aria de armatura longitudinala de la partea inferoara/superioara a grinzi;
 A_{sv} - suma ariilor armaturilor transversale ale unei grinzi de cuplare intersectate de fisura la 45°; suma ariilor armaturilor verticale de conectare din peretele structural;
 A_{sh} - suma ariilor armaturilor longitudinale intermediare ale unei grinzi de cuplare;
 s - pasul armaturilor transversale;
 a_1 , a_2 - acoperirea cu beton a armaturilor longitudinale de la partea inferoara/superioara a grinzii;
 ρ - coeficient de armare a zonei intinse;
 ρ_w - coeficient de armare transversala;
 p - procent de armare a zonei intinse;
 p_e - procent de armare transversala;
 σ_0 - efortul unitar mediu de compresiune;
 L_{Ed} - forta de lunecare (fora taietoare) de proiectare;
 L_{Rd} - forta de lunecare capabila;
 μ - coeficient echivalent de frecare.

C. – EXEMPLE DE PROIECTARE STRUCTURI METALICE EXEMPLUL C.1.

STRUCTURĂ DUALĂ CU CADRE CONTRAVANTUITE CENTRIC

1. Introducere

Se prezintă etapele de calcul al unei structuri metalice etajate cu regim de înălțime S+P+7E amplasată în Municipiul Brașov

Exemplul de calcul cuprinde numai suprastructura în ideea simplificării prezentării și concentrării atenției asupra elementelor de calcul specifice construcțiilor cu structură metalică.

Calculul structural a fost efectuat cu programul spațial ETABS.

2. Descrierea structurii analizate

Construcția analizată are destinația de birouri având dimensiunile în plan de:

- 2 deschideri de 7.5m + 2 deschideri de 6.0m.
- 6 travei de 9.0m

Regimul de înălțime considerat în calcule este P+7E având $H_{\text{parter}}=4.8\text{m}$; $H_{E1}=4.5\text{m}$; $H_{\text{etaj curent}}=3.6\text{m}$, înălțimea totală fiind de 30.9m.

Între axele H-K construcția are regimul de înălțime P+7E, iar între axele K-L, P+1E.

Construcția, din punct de vedere structural, este realizată în sistem dual format din cadre contravantuite centric și cadre necontravantuite. Pe direcția transversală sunt prevăzute 5 cadre contravantuite + 2 cadre necontravantuite. Pe direcția longitudinală există 2 cadre contravantuite + 3 cadre necontravantuite.

Oțelul folosit în grinzi și stâlpi este S355JO, iar în contravântuiri este S355JOH conform SR EN 10025+A1.

Contravântuirile verticale sunt proiectate cu diagonale încrucișate în forma de „X” pe două nivele, realizate din țevi rotunde având clasa de secțiune 1.

Valoarea diagonalelor este $\lambda=102$ care se încadrează în valorile prevăzute în normativul P100-1/2006.

Grinzile de cadru (transversale și longitudinale) sunt realizate cu secțiune dublu T din profile laminate HEA cu clasele de secțiune 1 și 2. Pe direcție transversală s-a efectuat o variație de secțiune, ținând seama de mărimea eforturilor, rezultând grinzi cu clase de secțiune 2 pentru ultimele 3 nivele.

Stâlpii sunt proiectați cu secțiune în „Cruce de Malta”, secțiune convenabilă atât din punct de vedere al preluării eforturilor cât și din punct de vedere al realizării prinderilor grindă-stâlp. Secțiunea stâlpilor este realizată din profile laminate HEB (la primele 2 nivele) și HEA (pentru următoarele nivele) rezultând clasă de secțiune 1.

Conlucrarea spațială între cadre este realizată, la fiecare nivel, de planșeele din beton armat cu grosimea de 15cm.

Structura se încadrează în clasa de ductilitate medie, deoarece grinzi transversale de la ultimele nivele au clasa de secțiune 2, factorul de comportare având valoarea $q=4.0$.

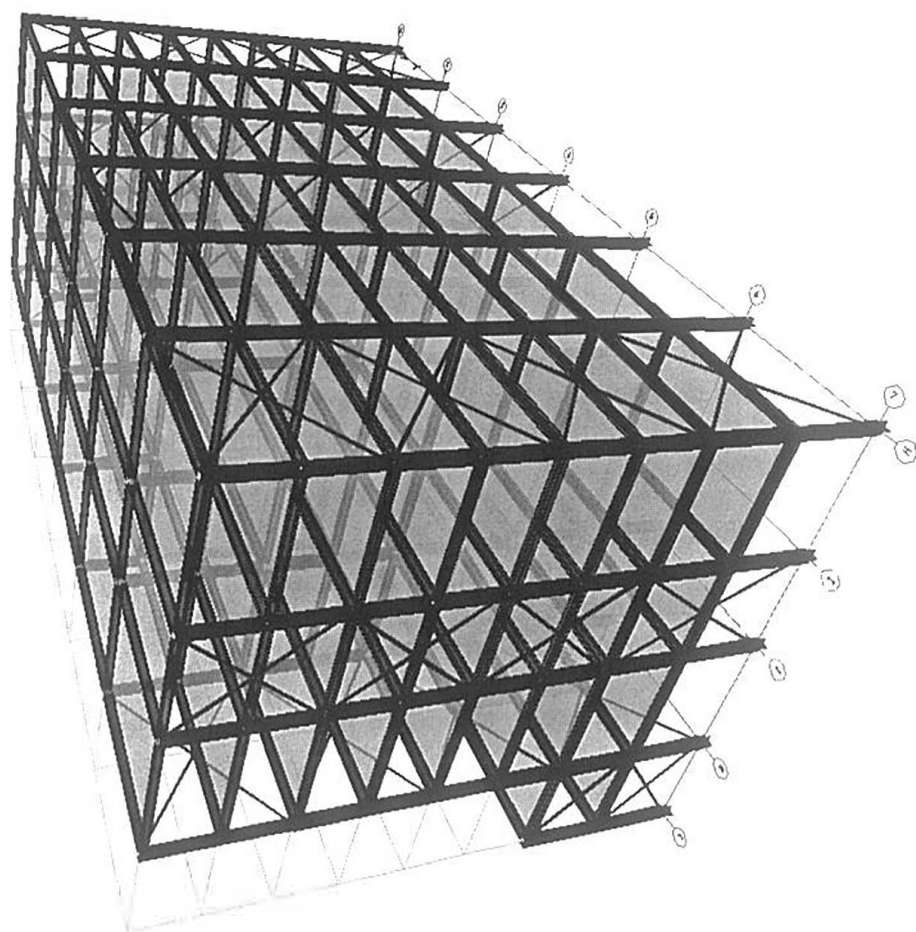
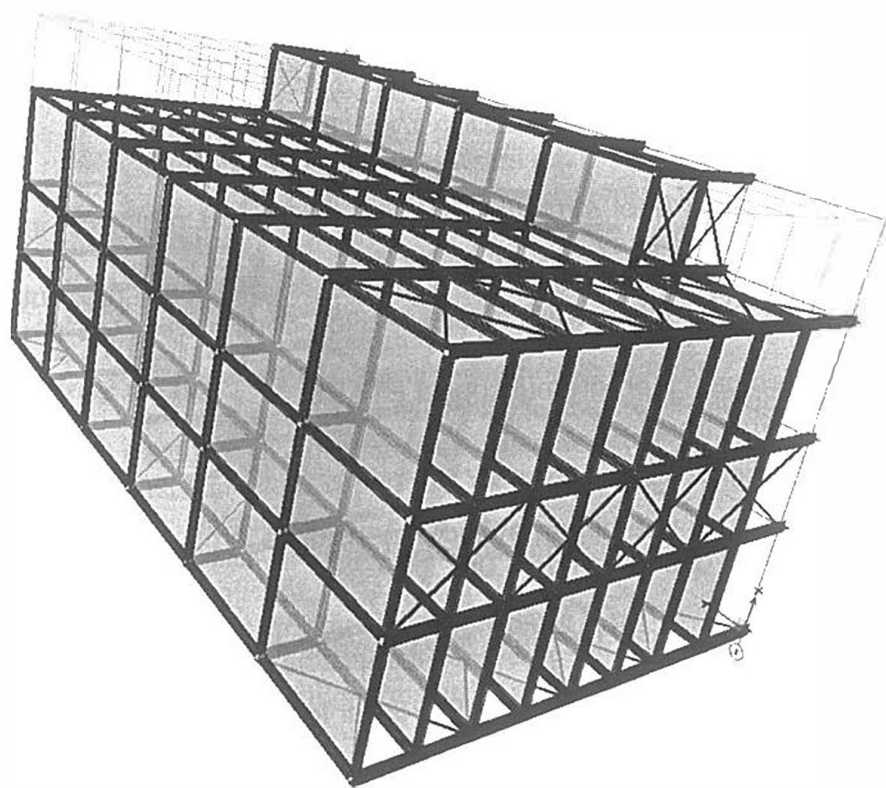


Fig.1-Vederi 3D

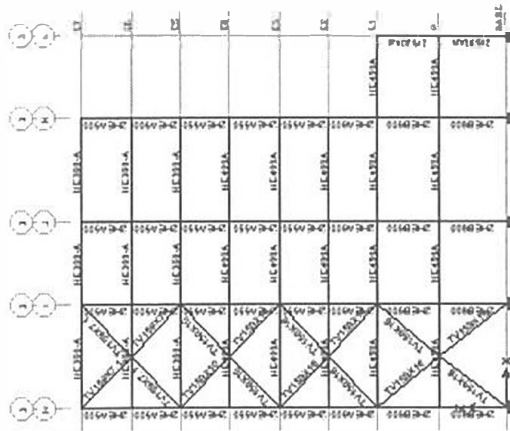


Fig. 2 – Elevatie ax 1

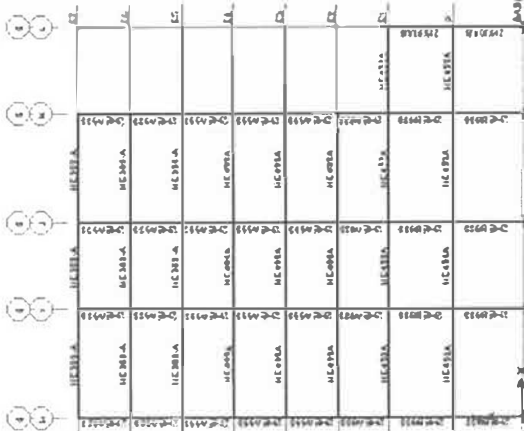
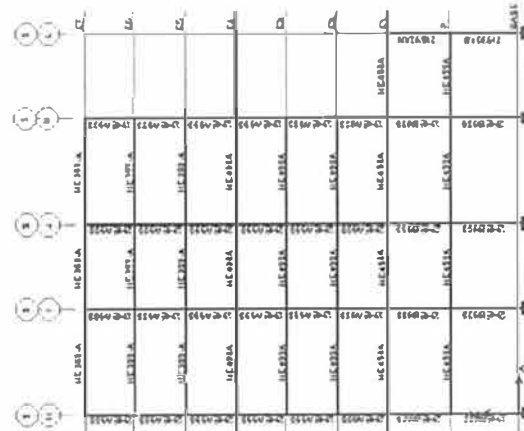


Fig. 3 – Elevatie ax 2



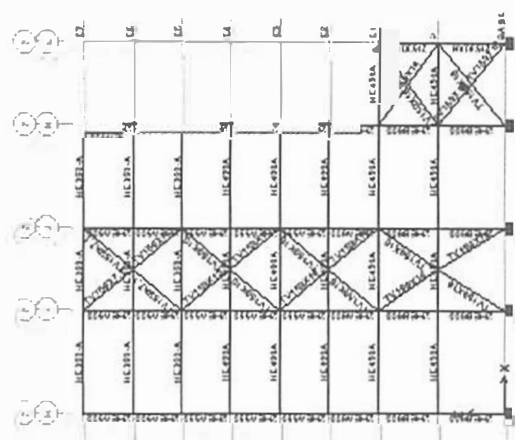


Fig. 8 – Elevatie ax 7



Fig. 9 – Elevatie ax H



Fig. 10 – Elevatie ax I



Fig. 11 – Elevatie ax J



Fig. 12 – Elevatie ax K

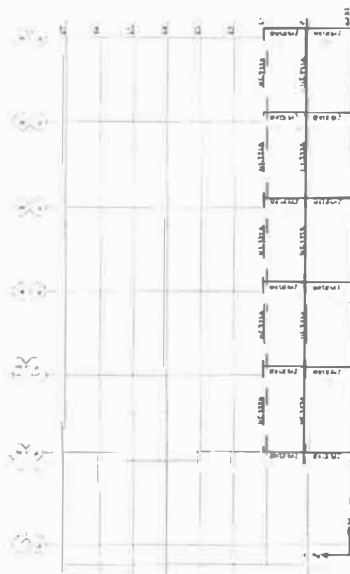


Fig. 13 – Elevatie ax L

In figurile 1÷13 este data configurarea geometrica a structurii.

3. Evaluarea acțiunilor

3.1 Evaluarea acțiunilor permanente

Pentru evaluarea acțiunilor permanente a se vedea valorile din Tabelul 1.

TABEL 1

Tipul acțiunilor	Relația de calcul	Valoarea caracteristica [kN/m ²]	Norme
1. Acțiuni permanente			
1.1 greutatea proprie a structurii	---	determinată automat cu ajutorul programului de calcul utilizat	---
1.2 greutate grinzi secundare	estimat	0,10	---
1.2 pardoseala	estimat	1,54	---
1.3 greutate instalații suspendate de planșee	estimat	0,15	---
1.4 plafoane false	estimat	0,15	---
1.5 pereți despărțitori	estimat	0,20	---
2. Acțiuni variabile			
2.1 zăpada	$S_k = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_{0k}$	1,28	CR 1-1-3-2005
2.2 vânt	$w(z) = q_{ref} \times C_e(z) \times C_p$		NP-082-04
2.3 încărcări datorita exploataării:			
- utila pe acoperiș	---	2,0	STAS 10101/2A1-87
- utila pe planșeele curente	---	3,0	STAS 10101/2A1-87
3. Acțiuni accidentale			
3.1 seism	$F_{b,k} = \gamma_1 S_d(T_k) m_k$		P100-1/2006

3.2 Evaluarea acțiunilor variabile

(1) Evaluarea acțiunii zăpezii (CR 1-1-3-2005)

Valoarea caracteristica a încărcării din zăpada pe acoperiș, s_k :

$$s_k = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_{0k} \quad ((2.3)- CR-1-1-3-2005)$$

in care:

μ_i - coeficientul de forma pentru încărcarea din zăpada pe acoperiș care se determina in funcție de forma acoperișului;

$\mu_i = \mu_1 = 0,8$ - acoperiș de tip terasa: $\alpha = 0^\circ$ (Tabel 3.1, pct. 3.1);

C_e - coeficientul de expunere al amplasamentului construcției;

$C_e = 0,8$ - acoperiș cu expunere completa (Tabel 2.1, pct.2.2);

C_t - coeficientul termic;

$C_t = 1,0$ - acoperiș cu termoizolatie uzuala (pct. 2.2);

s_{0k} - valoarea caracteristica a încărcării din zăpada pe sol [kN/m^2], in amplasament;

$s_{0k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$ - amplasament municipiul Brașov (tabel A1, Anexa A);

$$s_k = 0,8 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,0 = 1,28 \text{ kN} / \text{m}^2$$

(2) Evaluarea acțiunii vântului (NP-082-04)

Presiunea vântului la înălțimea z deasupra terenului:

$$w(z) = q_{ref} \times C_e(z) \times C_p \quad ((1) - NP - 082 - 04)$$

in care:

q_{ref} - presiunea de referință a vântului;

$q_{ref} = 0,5 \text{ kPa}$ - amplasament Brașov (Anexa A, harta de zonare figura A.2)

$C_e(z)$ - factorul de expunere la înălțimea z deasupra terenului;

$C_e(z) = C_g(z) \times C_r(z)$ (pct.11.1)

$C_g(z)$ - factorul de rafala

$C_r(z)$ - factorul de rugozitate

$C_g(z) = 1 + g[2I(z)]$

in care:

$g = 3,5$ - factorul de vârf

$2I(z) = 2 \times 0,23 = 0,46$ - dublul coeficientului de variație a fluctuațiilor vitezei amplasament Brașov (Anexa A, tabelul A1)

$C_g(z) = 1 + 3,5 \times 0,46 = 2,61$

$C_r(z) = k_r^2(z_0) \left(\ln \frac{z}{z_0} \right)^2$

$k_r(z_0) = 0,24$ - factor funcție de tipul de teren

zona urbana dens construita (pct. 8.2, tabelul 2)

$z = 30,9 \text{ m}$ - inaltimea construcției deasupra terenului

$z_0 = 1,0 \text{ m}$ - lungimea de rugozitate in funcție de teren

zona urbana dens construita (pct. 7.2, tabelul 1)

$$c_r(z) = 0,24^2 \times \left(\ln \frac{30,9}{1,0}\right)^2 = 0,68$$

$$c_e(z) = 2,61 \times 0,68 = 1,78$$

c_p – coeficientul aerodinamic de presiune

$c_p = 0,8$ (presiune) (pct. 12.2.2, tabelul 6)

$c_p = -0,3$ (suctiune) (pct. 12.2.2, tabelul 6)

Presiune: $w(z) = 0,5 \times 1,78 \times 0,8 = 0,71 \text{ kPa} = 0,71 \text{ kN/m}^2$

Suctiune: $w(z) = 0,5 \times 1,78 \times 0,3 = 0,27 \text{ kPa} = 0,27 \text{ kN/m}^2$

(3) Evaluarea încărcărilor datorită exploatării

Pentru evaluarea încărcărilor datorita exploatării a se vedea valorile din Tabelul 1.

3.3 Evaluarea acțiunilor accidentale

(1) Evaluarea acțiunii seismului (P100-1/2006)

Se adopta „Metoda de calcul cu spectru de răspuns” (paragraf 4.5.3.3.din P100-1/2006.

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

$$F_{b,k} = \gamma_I S_d(T_k) m_k \quad ((4.8 - P100)-1/2006)$$

unde:

m_k este masa modală efectivă asociată modului propriu de vibrație k ;

T_k perioada proprie în modul propriu de vibrație k ;

in care :

$\gamma_I = 1,2$ este factorul de importanta-expunere al construcției ;
clasa de importanta II (Tabel 4.2);

$S_d(T)$ - spectrul de proiectare pentru accelerații, exprimat in m/s^2 ;

$T_c = 0,7\text{s}$ si $T_B = 0,07\text{s}$ – amplasament Brașov (pct. 3.1, fig. 3.2);

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \text{ deoarece } T > T_B \text{ (} T \text{ perioada fundamentala este estimata la } 0,75\text{s} \div 0,85\text{s);}$$

$a_g = 0,2g = 0,2 \times 9,81 = 2,16$ - accelerația terenului pentru proiectare;
amplasament Brașov (fig. 3.1);

$q = 4$ – factorul de comportare al structurii - structura in cadre duale (tabelul 6.3);

$\beta(T)$ - spectru normalizat de răspuns elastic funcție de perioada de colt (vezi fig.14);

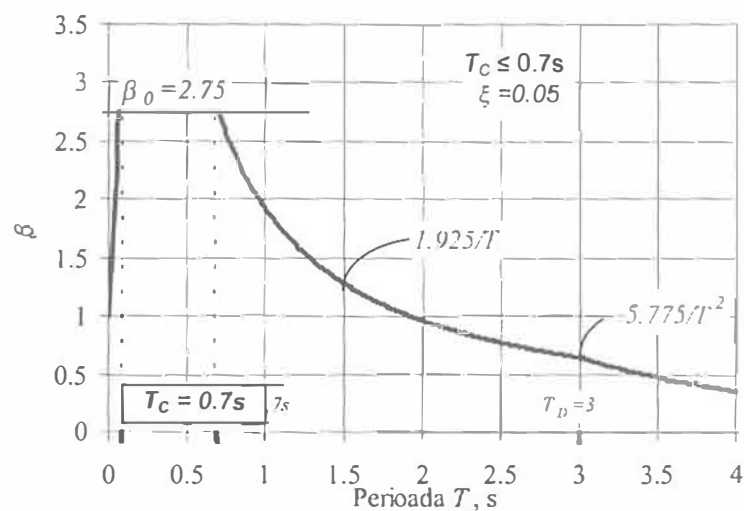


Fig.14

În programul de calcul utilizat se introduce spectrul normalizat de răspuns elastic din fig.14 pentru $T_c=0,7s$ vezi fig.14.

4. Evaluarea maselor

Pentru analiza modală a structurii, masele (m) se evaluează din combinația de încărcări conform tabel 4.1 din CR 0-2005:

TABEL 2

Încărcarea	Factor
Greutatea proprie	1,0
Instalații suspendate de planșeu	1,0
Pardoseala	1,0
Plafon fals	1,0
Pereți despartitori	1,0
Grinzi secundare	1,0
Utila	0,4

Pentru structura analizată masele au fost stabilite conform Tabel 2.

Predimensionarea elementelor structurii, se realizează pe baza experienței de proiectare și a unor relații simplificate de calcul pentru determinarea stării de eforturi și deformații în elementele structurale.

5. Analiza modală

5.1 Modelul elastic

Pentru structura analizată modelarea structurii s-a realizat cu un program de calcul spațial. Modelul realizat este tridimensional în care planșeele din beton armat au fost modelate cu elemente finite de tip membrană (în programul ETABS).

5.2 Etapele analizei modale:

1. Configurarea geometrica a structurii;
2. Definirea materialelor (greutate specifica, masa, modulul de elasticitate, coeficientul lui Poisson, rezistenta la curgere si rezistenta la rupere);
3. Definirea secțiunilor (tipul secțiunii cu dimensiunile acesteia);
4. Discretizarea structurii – toate barele structurii au fost definite cu elemente finite de tip beam;
5. Definirea plăcii de beton armat cu elemente finite de tip membrană;
6. Definirea răspunsului spectral - se introduce spectrul normalizat de răspuns elastic in cazul structurii analizate s-a introdus spectrul din fig.14;
7. Definirea sursei maselor (conform Tabel 2);
8. Atribuirea legaturilor structurii cu terenul;
9. Atribuirea legaturilor intre elemente (legaturi articulate daca exista);
10. Atribuirea tipului de secțiune pentru fiecare element;
11. Atribuirea incarcarilor pe elemente;
12. Atribuirea numărului gradelor de libertate;
13. Atribuirea parametrilor analizei modale (numărului de moduri proprii de vibrație);
Se definesc atâtea moduri proprii de vibrație pana când suma maselor modale sa fie de cel puțin 90% din masa totala, pe ambele direcții.
14. Definirea ipotezelor de încărcare pentru răspunsul spectral pe cele 2 direcții principale (UX si UY) – se definesc in aceasta faza ele fiind necesare pentru calculul static echivalent;
15. Definirea ipotezelor de încărcare;
16. Definirea combinațiilor de încărcări;
17. Se rulează analiza statică liniară;

Rezulta caracteristicile dinamice proprii ale structurii (perioade proprii de vibrație, vectori si valori proprii, factorii de participare a maselor).

Rezultatele analizei modale sunt prezentate in Tabelul 3.

TABEL 3

Mod	Perioada	Mase modale de translație pe direcțiile principale ale structurii (%)			Suma maselor modale de translație pe direcțiile principale ale structurii (%)			Mase modale de rotație pe direcțiile principale ale structurii (%)			Mase modale de rotație pe direcțiile principale ale structurii (%)		
		UX	UY	UZ	SUM UX	SUM UY	SUM UZ	RX	RY	RZ	SUM RX	SUM RY	SUM RZ
1	1.059213	71.2769	0.838	0	71.2769	0.838	0	1.0765	96.4775	0.8672	1.0765	96.4775	0.8672
2	0.989861	0.6678	77.099	0	71.9447	77.9369	0	98.6658	0.9553	0.3859	99.7424	97.4327	1.2531
3	0.8523	1.3359	0.1174	0	73.2806	78.0544	0	0.1116	1.7308	71.1369	99.8539	99.1636	72.39
4	0.361917	17.4925	0.0088	0	90.773	78.0632	0	0.0031	0.6028	0.3972	99.857	99.7664	72.7873
5	0.347805	0.0026	14.8059	0	90.7756	92.8691	0	0.0406	0.0006	0.1023	99.8977	99.767	72.8895
6	0.294053	0.2417	0.0006	0	91.0173	92.8697	0	0.001	0.0004	17.8149	99.8987	99.7673	90.7044
7	0.206109	4.5479	0.0068	0	95.5652	92.8765	0	0	0.2093	0.3466	99.8987	99.9766	91.051
8	0.196182	0.0104	3.5205	0	95.5756	96.3969	0	0.0812	0.0003	0.0534	99.9799	99.9769	91.1044
9	0.1681	0.1111	0.0008	0	95.6867	96.3977	0	0.0003	0.0019	4.5207	99.9802	99.9788	95.625
10	0.144407	2.0676	0.005	0	97.7543	96.4027	0	0	0.0037	0.1366	99.9802	99.9825	95.7617
11	0.14408	0.0205	0.015	0	97.7747	96.4177	0	0	0	0	99.9802	99.9825	95.7617
12	0.144057	0.06	0.0009	0	97.8347	96.4186	0	0	0.0001	0.0028	99.9802	99.9826	95.7645

Comentarii

- a) primul mod de vibrație: translație pe direcția X cu factor de participare a maselor 71.2769%
- b) modul 2 de vibrație: translație pe direcția Y cu factor de participare a maselor 77.099%;
- c) modul 3 de vibrație: torsiune cu factor de participare a maselor 1,3359% pe direcția X si 0,1174% pe direcția Y;
- d) suma maselor modale pentru primelor 12 moduri proprii de vibrație este mai mare de 90%.

Pe baza caracteristicilor dinamice, programele de calcul stabilesc valorile si distribuția incarcarilor orizontale echivalente din acțiunea seismică.

6. Calculul static liniar considerând structura omogena.

Cu elementele definite la paragrafele (3), (4) si (5) si in urma Analizei Modale se poate efectua un calcul spațial in domeniul elastic pentru stabilirea stării de eforturi si deformații in elementele structurale in combinațiile de acțiuni la Starea Limita Ultima si Starea Limita de Serviciu.

Au fost definite 6 combinații de incarcari:

- doua combinații de încărcare in gruparea fundamentala de calcul (S.L.U.),
 - doua combinații de încărcare in gruparea fundamentala normata (S.L.E.N.)
 - patru combinații de încărcare in gruparea speciala (S.L.U. cu acțiunea seismică)
- Combinațiile de incarcari in conformitate cu CR 0-2005 sunt date in Tabelul 4.

TABEL 4

Starea Limita Ultima (S.L.U.)	Combinația	Ipoteze	Factor	Tipul ipotezei
	Gruparea fundamentala de calcul cu vânt pe direcția X (GFCX)	greutate proprie	1,35	Static
		greutate grinzi secundare	1,35	Static
		utila	1,5	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,35	Static
		vânt X	1,5	Static
		pardoseala	1,35	Static
		plafoane false	1,35	Static
		pereți despartitori	1,35	Static
	Gruparea fundamentala de calcul cu vânt pe direcția Y (GFCY)	greutate proprie	1,35	Static
		greutate grinzi secundare	1,35	Static
		utila	1,5	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,35	Static
		vânt Y	1,5	Static
		pardoseala	1,35	Static
		plafoane false	1,35	Static
		pereți despartitori	1,35	Static
	Gruparea speciala pe direcția X (GSX)	greutate proprie	1,0	Static
		greutate grinzi secundare	1,0	Static
		utila	0,4	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,0	Static
		pardoseala	1,0	Static
		seism X	1,0	Spectru
		plafoane false	1,0	Static
		pereți despartitori	1,0	Static
	Gruparea speciala pe direcția Y (GSY)	greutate proprie	1,0	Static
		greutate grinzi secundare	1,0	Static
		utila	0,4	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,0	Static
		pardoseala	1,0	Static
		seism Y	1,0	Spectru
		plafoane false	1,0	Static
		pereți despartitori	1,0	Static
	Gruparea speciala pe direcția X $1,1\gamma_{ov}\Omega = 2,0$ (pt. stâlpi si diagonale întinse) (GSX2)	greutate proprie	1,0	Static
		greutate grinzi secundare	1,0	Static
		utila	0,4	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,0	Static
		pardoseala	1,0	Static
		seism X	2,0	Spectru
		plafoane false	1,0	Static
		pereti despartitori	1,0	Static

Nota:

TABEL 4

	Combinatia	Ipoteze	Factor	Tipul ipotezei
Starea Limita Ultima (S.L.U.)	Gruparea speciala pe directia Y $1,1\gamma_{ov}\Omega = 2,0$ (pt. Stâlpi si diagonale întinse) (GSY2)	greutate proprie	1,0	Static
		greutate grinzi secundare	1,0	Static
		utila	0,4	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,0	Static
		pardoseala	1,0	Static
		seism Y	2,0	Spectru
		plafoane false	1,0	Static
		pereți despartitori	1,0	Static
Starea Limita de Serviciu (S.L.S.)	Gruparea fundamentala normata cu vânt pe directia X (GFNX)	greutate proprie	1,0	Static
		greutate grinzi secundare	1,0	Static
		utila	1,0	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,0	Static
		vânt X	0,7	Static
		pardoseala	1,0	Static
		plafoane false	1,0	Static
		pereți despartitori	1,0	Static
	Gruparea fundamentala normata cu vânt pe directia Y (GFNY)	greutate proprie	1,0	Static
		greutate grinzi secundare	1,0	Static
		utila	1,0	Static
		instalații suspendate de planșeu	1,0	Static
		vânt Y	0,7	Static
		pardoseala	1,0	Static
		plafoane false	1,0	Static
		pereți despartitori	1,0	Static

6.1 Verificarea deformațiilor

Verificarea deformațiilor (deplasărilor laterale) la SLS (Starea Limita de Serviciu) conform P100/1-2006.

$$d_s = v \times q \times d_o \leq 0,0075h \quad (\text{Anexa la Exemplul 1 pct. F6})$$

Verificarea deformațiilor (deplasărilor laterale) la SLU (Starea Limita Ultima la seism) conform P100/1-2006.

$$d_s = c \times q \times d_o \leq 0,025h \quad (\text{Anexa E pct. E2}).$$

in care:

d_s - deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice;

$q = 4$ - factorul de comportare specific tipului de structura (vezi pct.2.2);

d_e - deplasarea aceluiasi punct din sistemul structural determinata prin calcul static elastic sub incarcari seismice de proiectare;

$v = 0.4$ - factor de reducere care tine seama de intervalul de recurenta al actiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS; clasa II de importanta (Anexa E ; P100/1-2006);

h - inaltimea de nivel

$c = 1$ - factor supraunitar (Anexa E ; P100/1-2006)

In Tabelul 5 sunt prezentate deplasările relative de nivel pe direcția X, respectiv direcția Y.

Verificarea la SLS

- direcția transversală: $\max(v \times q \times d_{eX}) / h = 0,4 \times 0,002388 = 0,0009552 \leq 0,0075$
- direcția longitudinală: $\max(v \times q \times d_{eY}) / h = 0,4 \times 0,001642 = 0,0006568 \leq 0,0075$

Verificarea la SLU

- direcția transversală: $\max(c \times q \times d_{eX}) / h = 0,002388 \leq 0,025$
- direcția longitudinală: $\max(c \times q \times d_{eY}) / h = 0,001642 \leq 0,025$

TABEL 5

Etaj	Item	Combinatie	Nod	DriftX	DriftY
E7	Max Drift X	GSX	30.9	0.00161	
E7	Max Drift Y	GSX	30.9		0.000219
E7	Max Drift X	GSY	30.9	0.000241	
E7	Max Drift Y	GSY	30.9		0.001039
E6	Max Drift X	GSX	27.3	0.002183	
E6	Max Drift Y	GSX	27.3		0.000263
E6	Max Drift X	GSY	27.3	0.000308	
E6	Max Drift Y	GSY	27.3		0.001435
E5	Max Drift X	GSX	23.7	0.002337	
E5	Max Drift Y	GSX	23.7		0.000286
E5	Max Drift X	GSY	23.7	0.000324	
E5	Max Drift Y	GSY	23.7		0.001564
E4	Max Drift X	GSX	20.1	0.002388	
E4	Max Drift Y	GSX	20.1		0.0003
E4	Max Drift X	GSY	20.1	0.000328	
E4	Max Drift Y	GSY	20.1		0.001642
E3	Max Drift X	GSX	16.5	0.002236	
E3	Max Drift Y	GSX	16.5		0.00028
E3	Max Drift X	GSY	16.5	0.000305	
E3	Max Drift Y	GSY	16.5		0.001531
E2	Max Drift X	GSX	12.9	0.002029	
E2	Max Drift Y	GSX	12.9		0.000254
E2	Max Drift X	GSY	12.9	0.000265	
E2	Max Drift Y	GSY	12.9		0.001428
E1	Max Drift X	GSX	9.3	0.001436	
E1	Max Drift Y	GSX	9.3		0.000272
E1	Max Drift X	GSY	9.3	0.000153	
E1	Max Drift Y	GSY	9.3		0.001509
P	Max Drift X	GSX	4.8	0.000933	
P	Max Drift Y	GSX	4.8		0.000147
P	Max Drift X	GSY	4.8	0.000099	
P	Max Drift Y	GSY	4.8		0.001087

Nota:

$$DriftX = q \times d_{eX} / h$$

$$DriftX = q \times d_{eX} / h$$

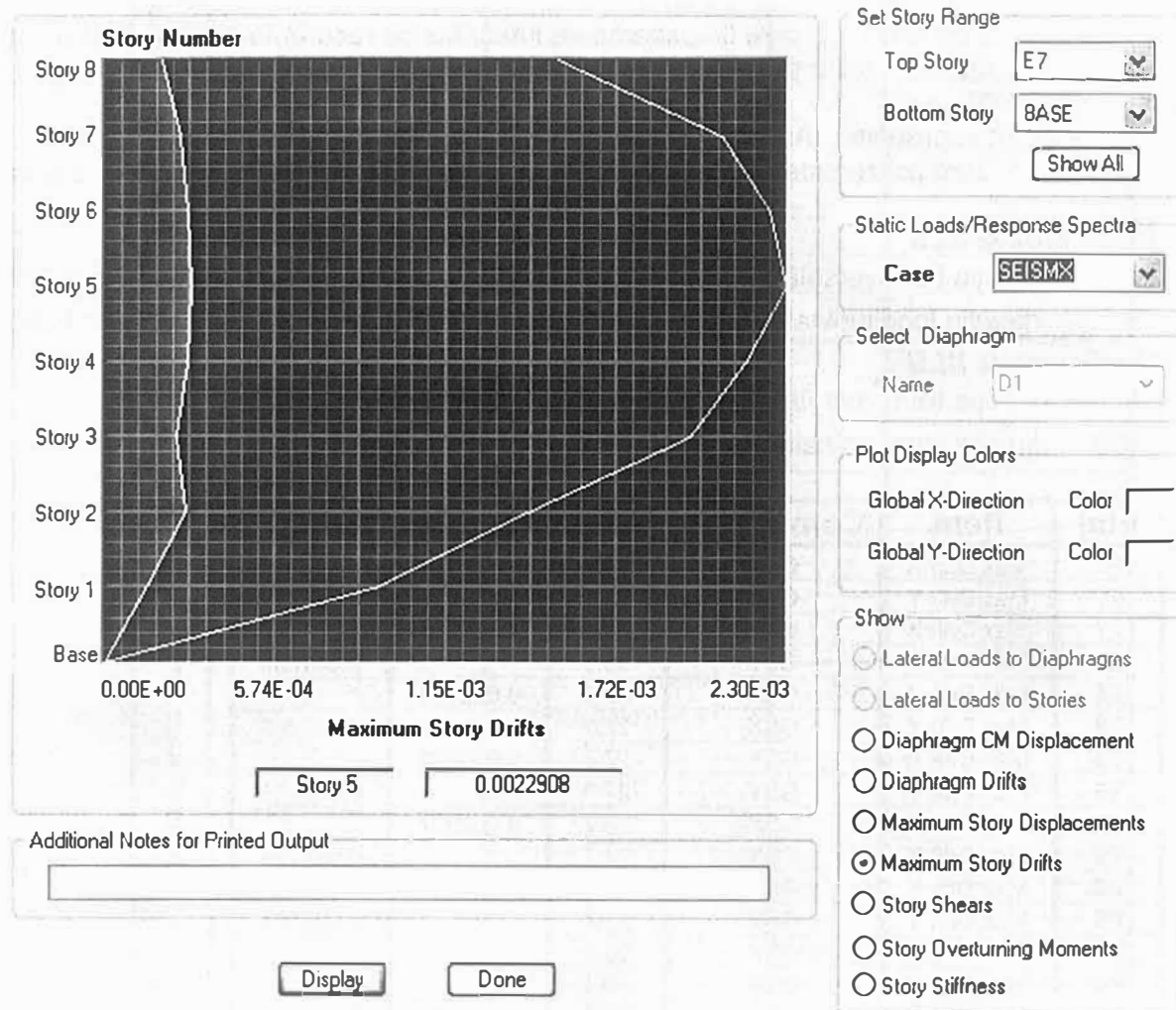


Fig.15 - Diagrama deplasărilor maxime relative de nivel pentru forța laterală dată de seism pe direcția „X”.

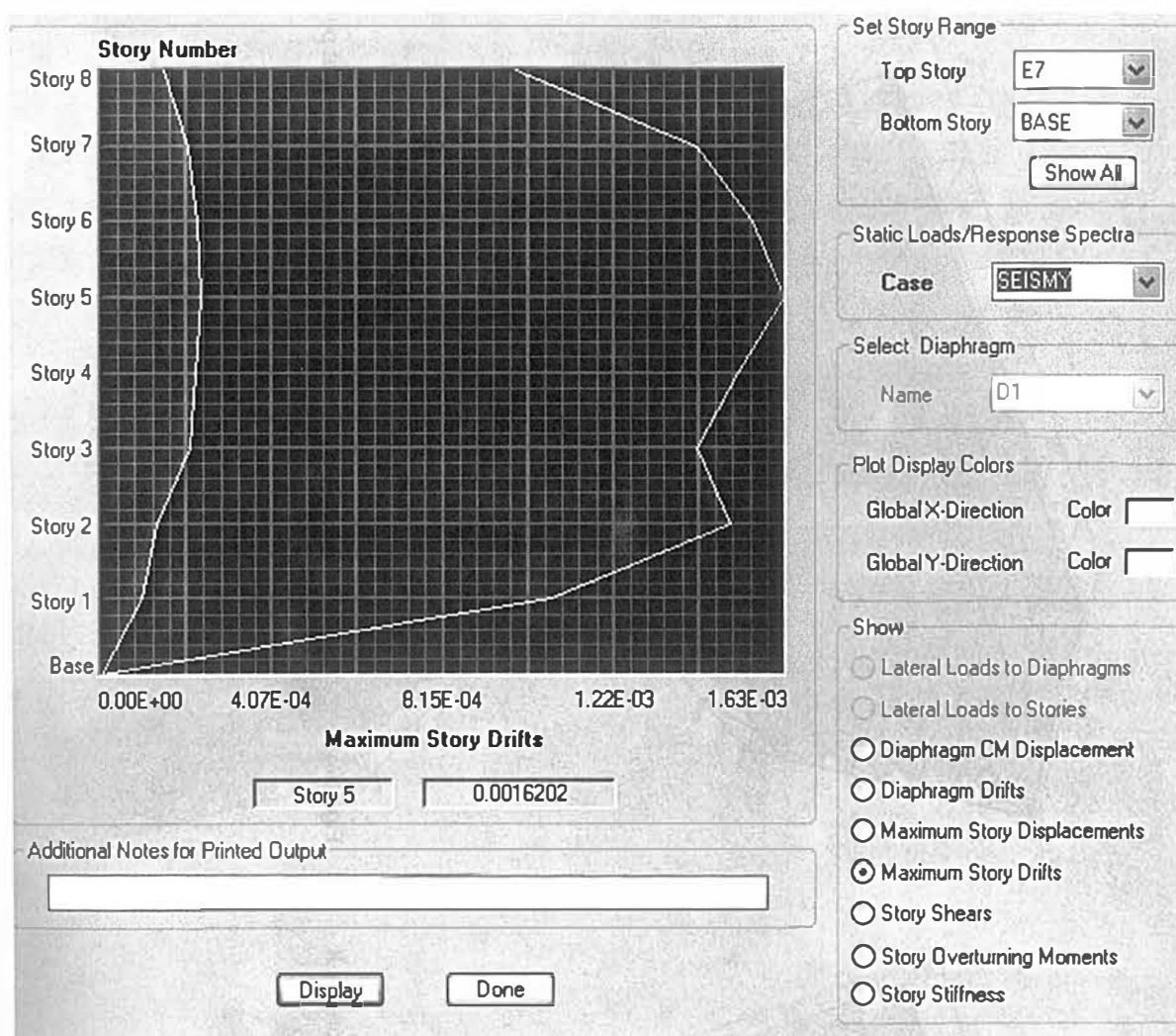


Fig. 16 - Diagrama deplasărilor maxime relative de nivel pentru forța laterală data de seism pe direcția „Y”.

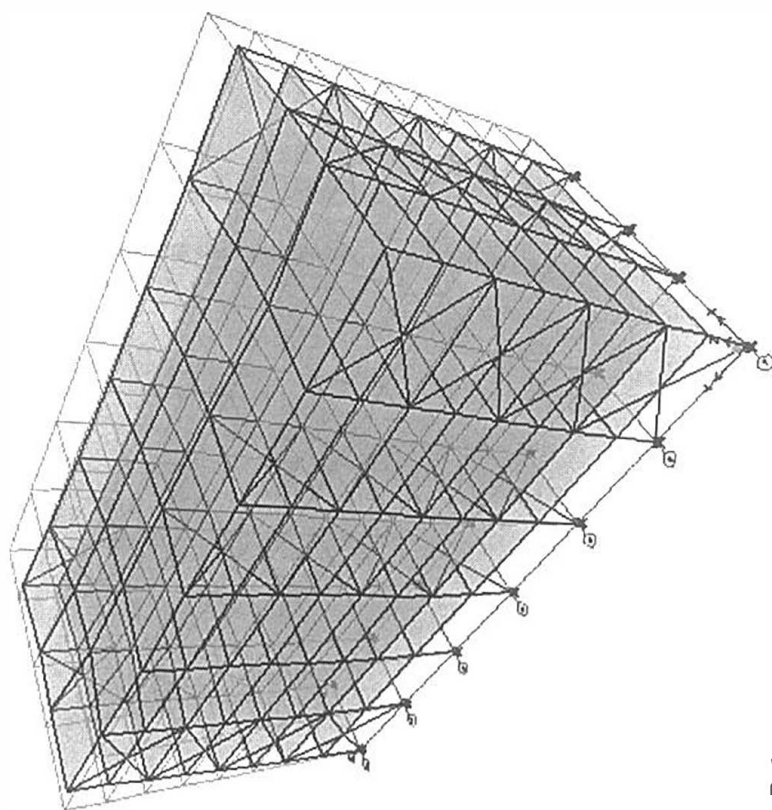


Fig.17 - Deformata structurii din gruparea fundamentală normată cu vânt pe X

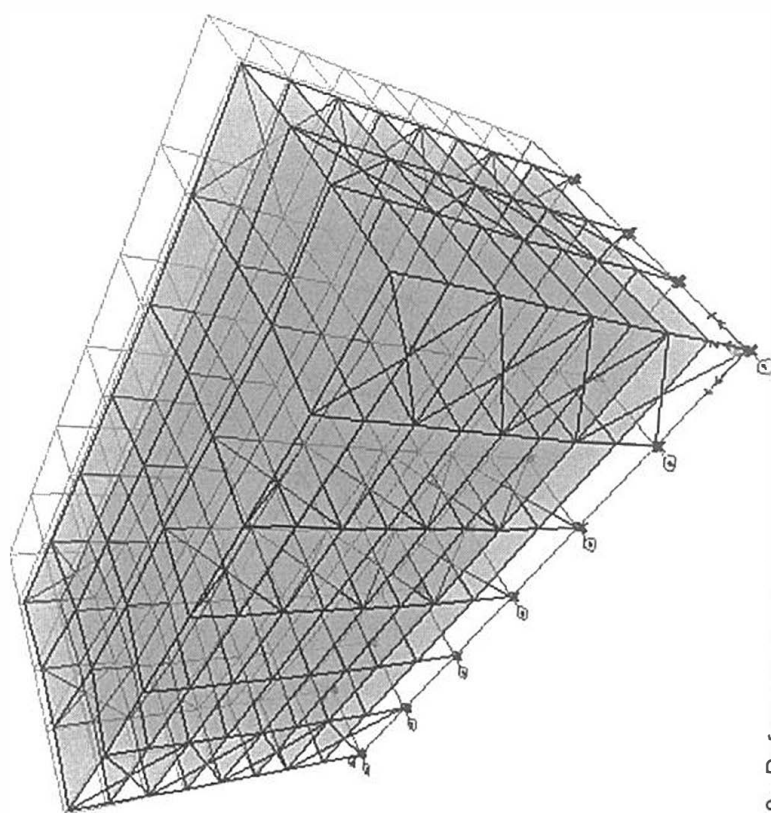


Fig.18 - Deformata structurii din gruparea fundamentală normată cu vânt pe Y

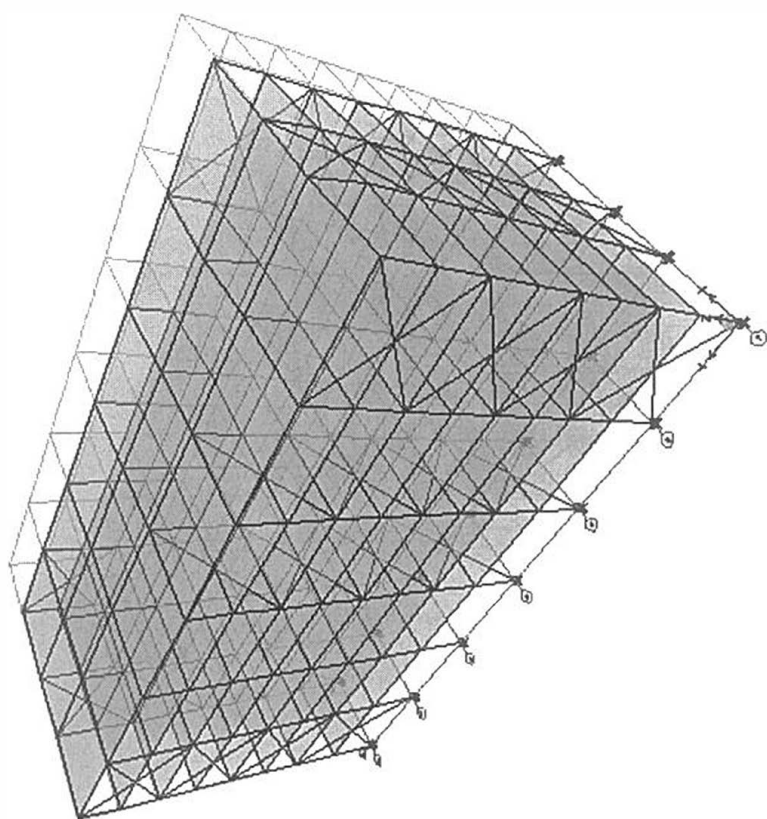


Fig.20 - Deformata structurii din gruparea speciala pe direcția Y

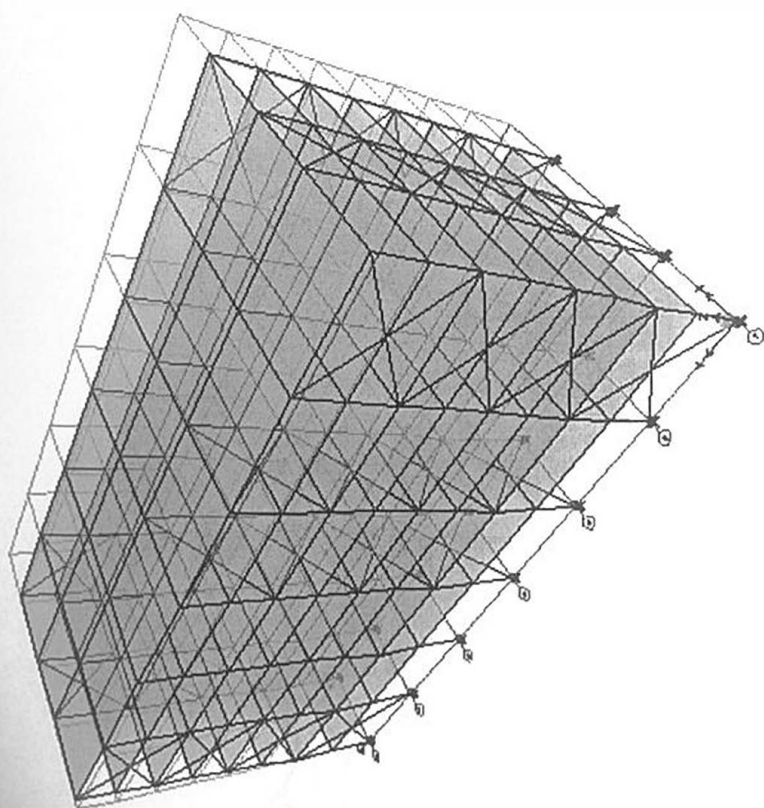


Fig.19 - Deformata structurii din gruparea speciala pe direcția X

6.2 Starea de eforturi

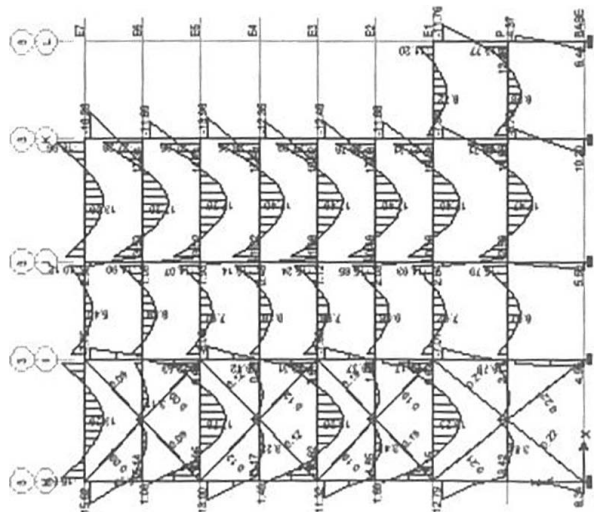


Fig.21 - Diagrama de moment Ax 3 din gruparea fundamentală de calcul cu vânt pe direcția X [tm]

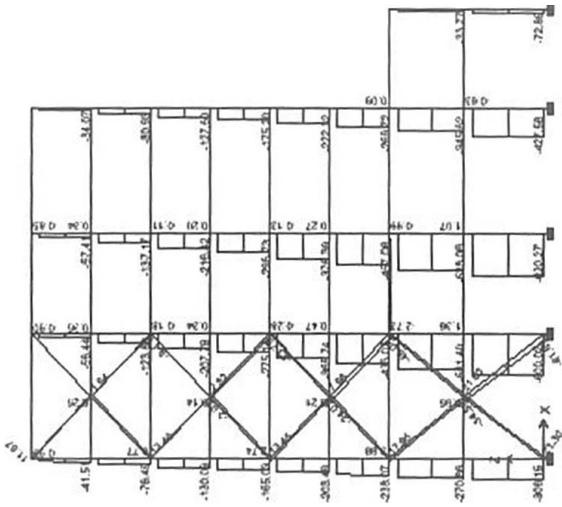


Fig.22 - Diagrama de forta axiala Ax 3 din gruparea fundamentală de calcul cu vânt pe direcția X [t]

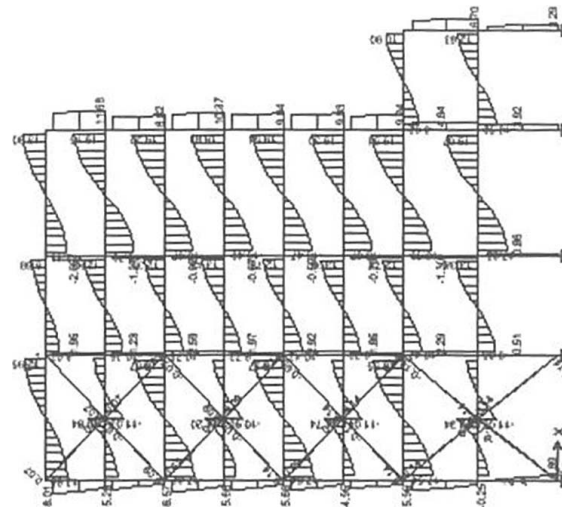


Fig.23 - Diagrama de forta tăietoare Ax 3 din gruparea fundamentală de calcul cu vânt pe direcția X [t]

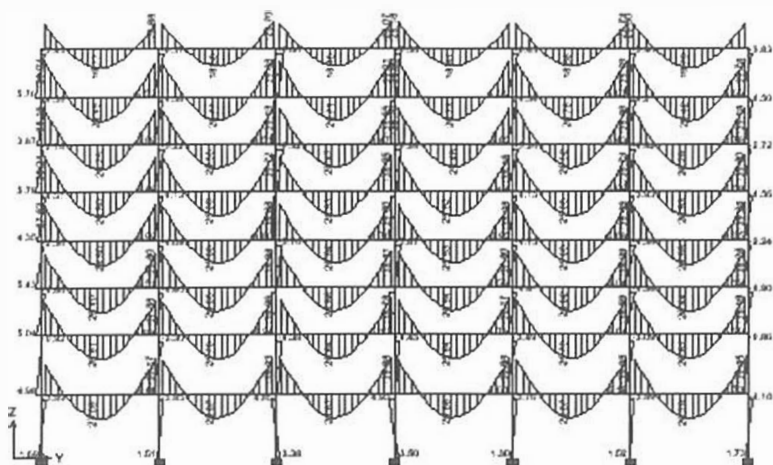


Fig.27 - Diagrama de moment Ax I
din gruparea fundamentală de calcul
cu vânt pe direcția Y [tm]

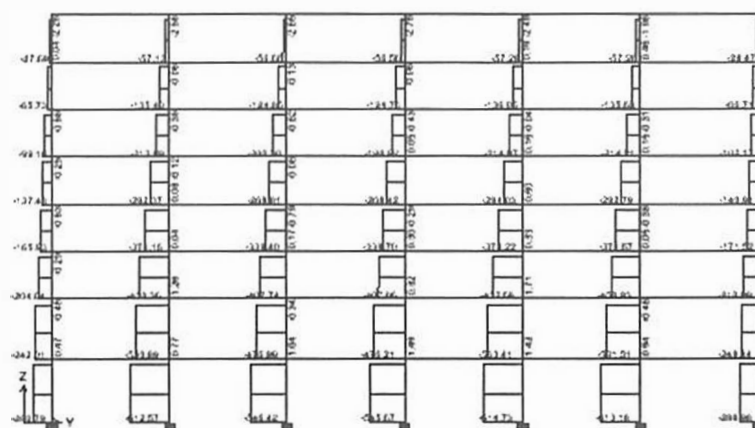


Fig.28 - Diagrama de forta axiala Ax I
din gruparea fundamentală de calcul
cu vânt pe direcția Y [t]

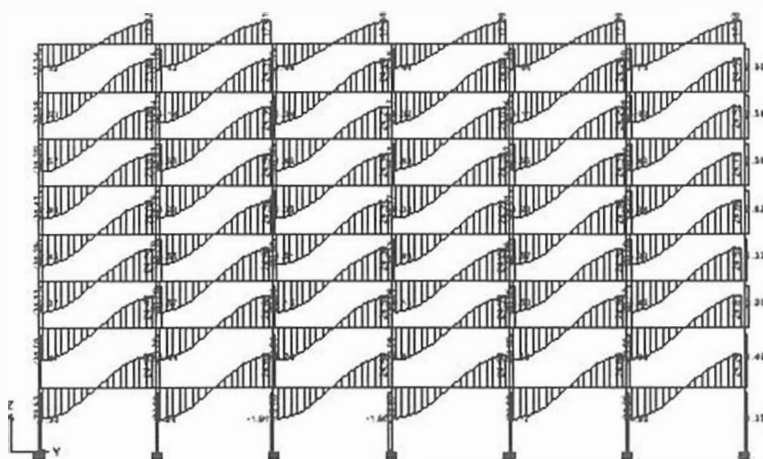


Fig.29 - Diagrama de forta tăietoare Ax I
din gruparea fundamentală de calcul
cu vânt pe direcția Y [t]

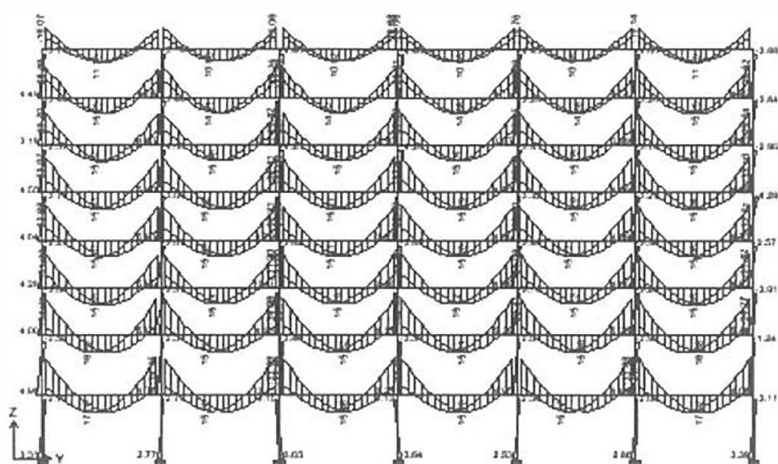


Fig.29 - Diagrama de moment Ax I
din gruparea speciala
pe direcția Y [tm]

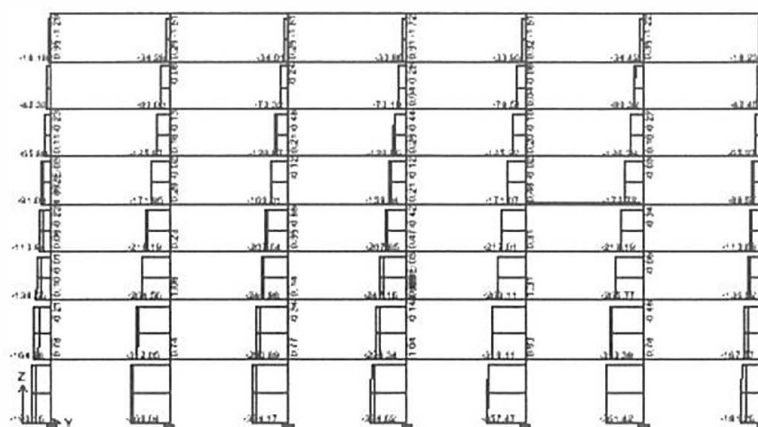


Fig.30 - Diagrama de forta axiala Ax I
din gruparea speciala
pe direcția Y [t]

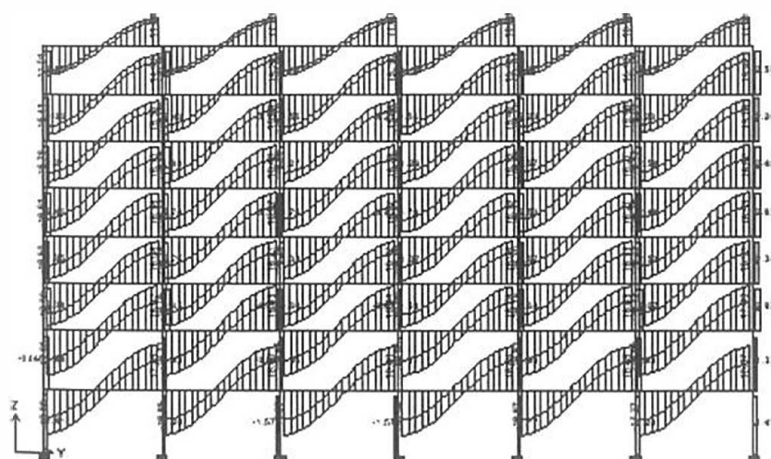


Fig.31 - Diagrama de forta tăietoare Ax I
din gruparea speciala
pe direcția Y [t]

stabilitate in conformitate cu Eurocode 3 exprimata ca
 ea de eforturi maxime/capacitatea portanta)

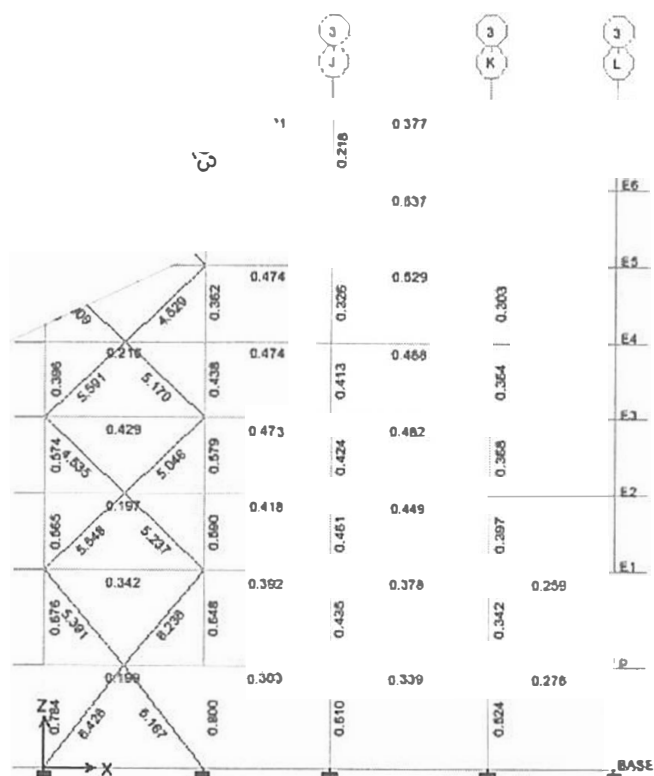


Fig.32 - S_e/S_{cap} in combinația cea mai defavorabila (GSX2)

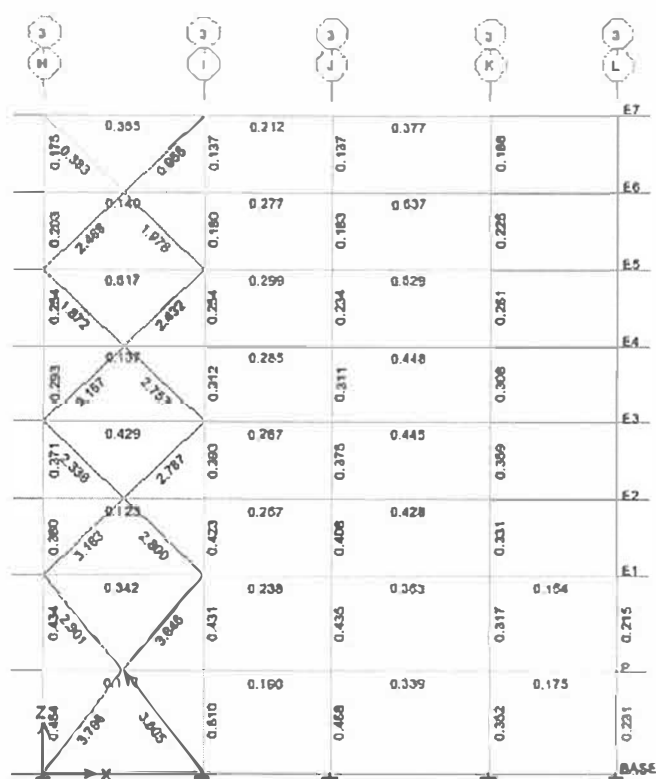


Fig.33 - S_e/S_{cap} in combinatia cea mai defavorabila (exclusiv GSX2 si GSY2)

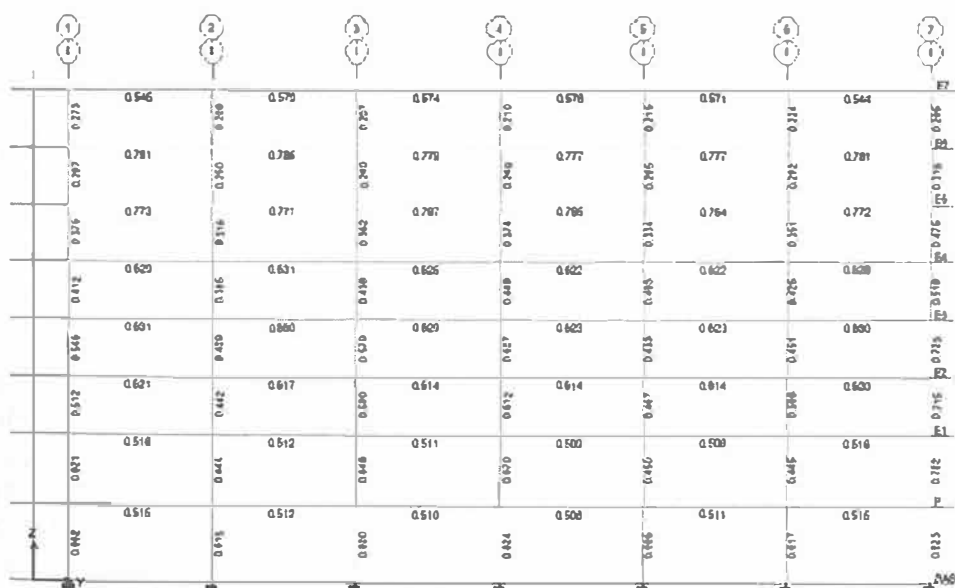


Fig.34 - S_e/S_{cap} in combinatia cea mai defavorabila (GSY2)

Cadrelor necontravantuite se verifica daca preiau minim 25% din acțiunea seismică. Aceasta verificare se face prin însumarea reacțiunilor orizontale a cadrelor necontravantuite și raportarea acestora la suma reacțiunilor orizontale pe întreaga structură (corespunzătoare grupării de acțiuni care conține și seismul). În cazul în care condiția nu este îndeplinită se amplifică acțiunea seismică cu raportul dintre 25% și procentul efectiv preluat de cadrele necontravantuite și se verifică din nou toate elementele cadrelor necontravantuite.

7. Calculul static neliniar.

7.1 Elemente generale

Încărcările gravitaționale din gruparea specială sunt menținute constante iar încărcarea seismică stabilită la pct. (3) crește monoton până la atingerea deplasării orizontale maxime, acceptate de normă după care se proiectează construcția. Creșterea monotonă a încărcărilor seismice va continua și după depășirea valorii limită a deplasării orizontale până la atingerea coeficientului $1,1\gamma_{ov}\Omega$ (tab. 3.7), amplificat cu $1,2 \div 1,5$. Aceasta creștere este necesară pentru a putea compara energia disipată de structură cu cea indusă de seism.

În această etapă de calcul se urmărește:

- ordinea formării articulațiilor plastice și distribuția acestora pe structură;
- evitarea formării articulațiilor plastice în stâlpi, cu excepția părții inferioare a stâlpilor de la primul nivel și a părții superioare a stâlpilor de la ultimul nivel;

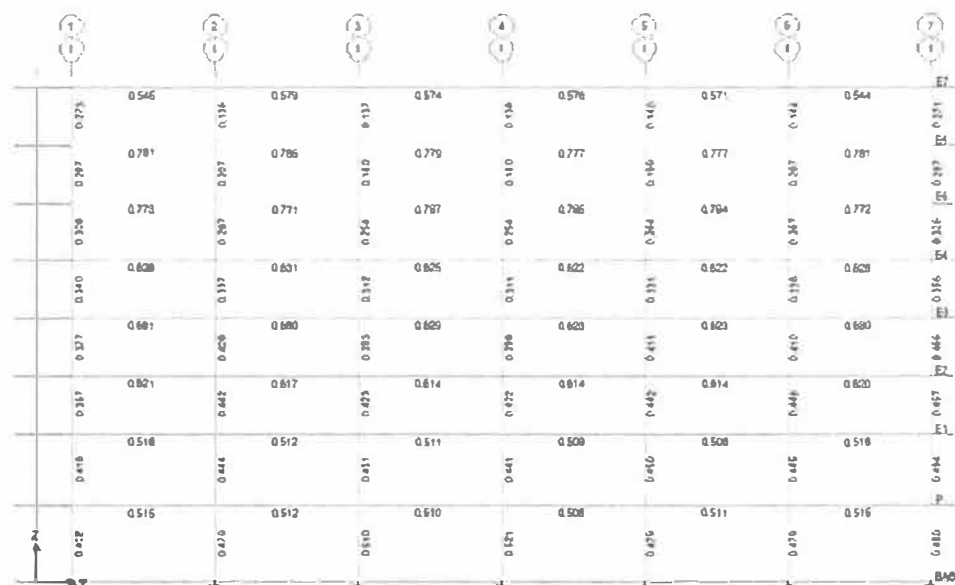


Fig.35 - S_6/S_{cep} în combinația cea mai defavorabilă (exclusiv GSX2 și GSY2)

Diagonalele se verifica la întindere, la efortul din acțiunea seismică amplificată cu 2 (se considera ca diagonala comprimată a ieșit din lucru) în program se verifica automat la efortul cel mai defavorabil (compresiune).

Cadrelor necontravantuie se verifica dacă preiau minim 25% din acțiunea seismică. Această verificare se face prin însumarea reacțiunilor orizontale a cadrelor necontravantuie și raportarea acestora la suma reacțiunilor orizontale pe întreaga structură (corespunzătoare grupării de acțiuni care conține și seismul).

În cazul în care condiția nu este îndeplinită se amplifică acțiunea seismică cu raportul dintre 25% și procentul efectiv preluat de cadrele necontravantuie și se verifica din nou toate elementele cadrelor necontravantuie.

7. Calculul static neliniar.

7.1 Elemente generale

Încărcările gravitaționale din gruparea specială sunt menținute constante iar încărcarea seismică stabilită la pct. (3) crește monoton până la atingerea deplasării orizontale maxime, acceptate de norma după care se proiectează construcția. Creșterea monotona a încărcărilor seismice va continua și după depășirea valorii limită a deplasării orizontale până la atingerea coeficientului $1,1\gamma_{ov}\Omega$ (tab. 3.7), amplificat cu $1,2 + 1,5$. Această creștere este necesară pentru a putea compara energia disipată de structură cu cea indusă de seism.

În această etapă de calcul se urmărește:

- ordinea formării articulațiilor plastice și distribuția acestora pe structură;
- evitarea formării articulațiilor plastice în stâlpi, cu excepția părții inferioare a stâlpilor de la primul nivel și a părții superioare a stâlpilor de la ultimul nivel;

- încadrarea rotirilor în limitele admise pentru fiecare tip de bară sau zonă disipativă.

Dirijarea articulațiilor plastice în elementele și zonele conformate în acest scop se realizează prin:

- "jocul" rigidităților grinda - stâlp la cadre necontravantuite (mărirea caracteristicilor geometrice a stâlpilor);
- mărirea rigidității stâlpilor și/sau realizarea continuității grinzilor pe stâlpi

Rotirile maxime admisibile au aceleași valori, practic în toată literatura tehnică de specialitate. Pentru încadrarea în limitele admisibile ale rotirilor se mărește rigiditatea de ansamblu a structurii.

7.2 Etapele analizei statice neliniare:

1. Definirea tipurilor de articulații plastice și stabilirea caracteristicilor acestora pentru fiecare element:

- (1) stâlpi – articulații plastice de tip „P-M₂-M₃” (axiala-moment pe direcția 2-moment pe direcția 3)
- (2) grinzi – articulație plastică de tip „M₃” (moment pe direcția 3)
- (3) contravântuiri – articulație plastică de tip „P” (axiala)

2. Atribuirea articulațiilor plastice pentru fiecare element;

La elementele de tip beam (grinzi și stâlpi) zonele potențial plastice se definesc la fața nodului grinda – stâlp (în program se setează valorile relative 0 și respectiv 1).

La elementul de tip beam dublu articulată se definește o singură zonă potențial plastică pe lungimea barei (se setează 0 sau 1).

3. Definirea ipotezelor de calcul static neliniar

- (1) Ipoteza 1 – „PUSH” - este ipoteza care cuprinde încărcările permanente și încărcările datorate exploatarei cu coeficienții specifici combinației care conține acțiunea seismică;
- (2) Ipoteza 2 – „PUSH X” – structura este preîncărcată cu acțiunile din ipoteza – „PUSH”, și se aplică incremental un sistem de forțe orizontale afin cu MODUL 1 de vibrație care este în cazul nostru pe direcția X. Se selectează direcția de monitorizare a deplasării „UX”;
- (3) Ipoteza 3 – „PUSH Y” – structura este preîncărcată cu acțiunile din ipoteza – „PUSH”, și se aplică incremental un sistem de forțe orizontale afin cu MODUL 2 de vibrație, care este în cazul nostru pe direcția Y. Se selectează direcția de monitorizare a deplasării „UY”;

4. Se rulează analiza statică neliniară.

Pentru zonele potențial plastice cu comportare caracteristică curba ductilă este dată în Fig. 36.

Coordonatele punctelor A, B, C, D și E care definesc curba au fost date după FEMA 273.

Pentru zonele cu comportare ductilă s-au luat valorile implicite din programul ETABS care coincid cu FEMA 273.

Pentru contravântuirile în „X” punctele curbei caracteristice se definesc pe baza tensiunilor și deformațiilor specifice limită.

La elementele încovoiate sau încovoiate cu forța axială (grinzi, respectiv stâlpi) zonele potențial plastice se definesc la capetele barei.

La diagonalele contravântuirilor încrucișate în „X” este suficient să se considere zona

potențial plastică amplasată la unul dintre capetele barei.

Pentru „PMM” respectiv „M₃” curbele caracteristice sunt generate automat de către program, în conformitate cu FEMA 273 (vezi Fig. 36).

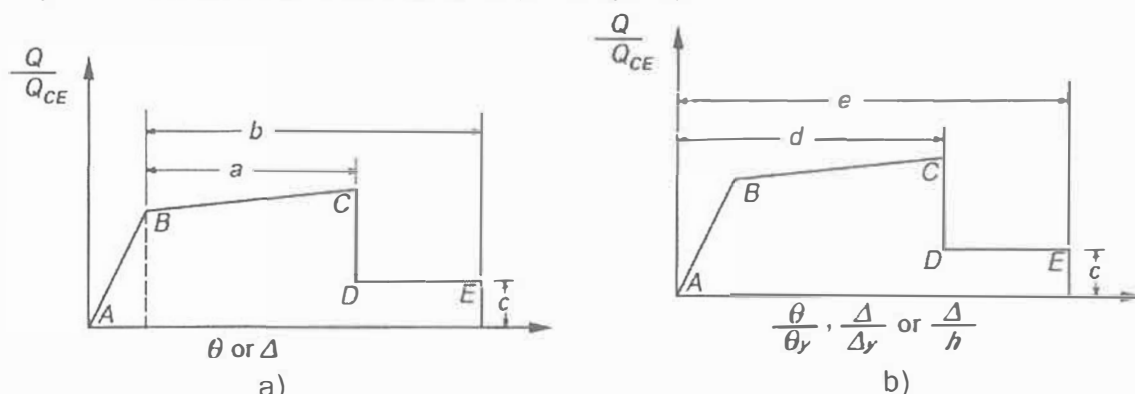


Fig.36 - Curba caracteristica forța (generalizată) - deplasare (generalizată):

a) Forța normalizată (Q/Q_{CE}) – Deformație (rotire, deplasare)

b) Forța normalizată (Q/Q_{CE}) – Deformație normalizată (θ/θ_y ; Δ/Δ_y ; sau Δ/h)

unde:

θ - rotire

Δ - deplasare

În funcție de deplasarea maximă se definesc criteriile de performanță (vezi Fig. 37).

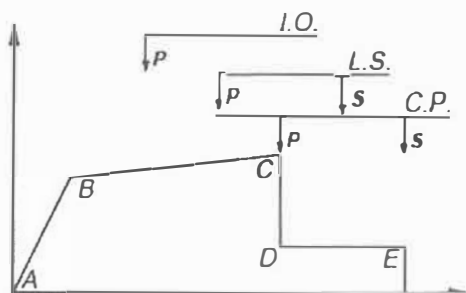


Fig. 37 - Criterii de performanță

Criteriile de performanță pentru cele 3 nivele sunt:

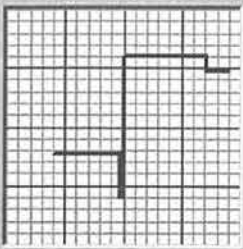
- (1) IO - Utilizare Imediată (Immediate Occupancy)
- (2) LS - Siguranța Vieții (Life Safety)
- (3) CP - Prevenirea Colapsului (Collapse Prevention)

Valorile deformațiilor (sau rotirilor de bară) acceptate pentru criteriile de mai sus diferă în funcție de tipul de secțiune și de tipul de solicitare. Valori orientative pentru toate situațiile sunt date în cap. 5 din FEMA 273.

În prezentul exemplu de calcul pentru grinzi și stâlpi (încovoiere, respectiv încovoiere cu forță axială) s-au luat valorile implicite furnizate de programul ETABS care coincid cu cele date de FEMA273.

Valorile setate în program pentru contravântuirile în „X” la care bara comprimată iese din lucru prin pierderea stabilității generale (flambaj) sunt date în Fig.38.

Point	Stress/SF	Strain/SF
E-	-0.4	-10.
D-	-0.4	-0.5
C-	-1.	-0.5
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	12.
D	0.8	12.
E	0.8	15.



☒ Hinge is Rigid Plastic
☐ Symmetric

Scaling for Stress and Strain

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Stress Stress SF	35500.	35500.
<input type="checkbox"/> Use Yield Strain Strain SF	1.775E-03	1.775E-03

Acceptance Criteria (Plastic Strain/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	2.	-2.
Life Safety	4.	-4.
Collapse Prevention	6.	-6.

Type

☐ Force - Displacement

☒ Stress - Strain

Hinge Length

☒ Relative Length

OK Cancel

Fig. 38 – Curba caracteristica pentru o bara dublu articulata cu comportare nesimetrica la întindere si compresiune. (Pierderea stabilitatii barei se definește prin setarea valorilor coordonatelor -E, -D, -C, -B conform FEMA273)

7.3 Rezultatele analizei statice neliniare

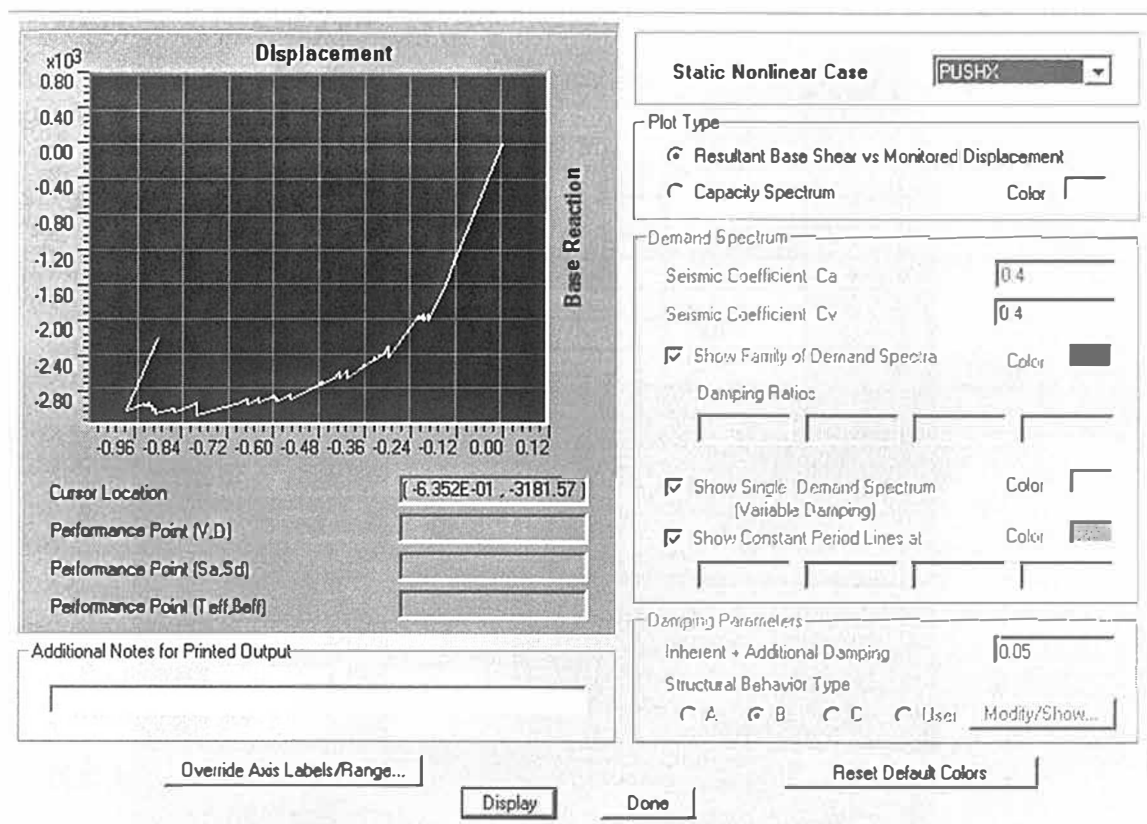


Fig. 39 - Curba de capacitate din ipoteza PUSH X

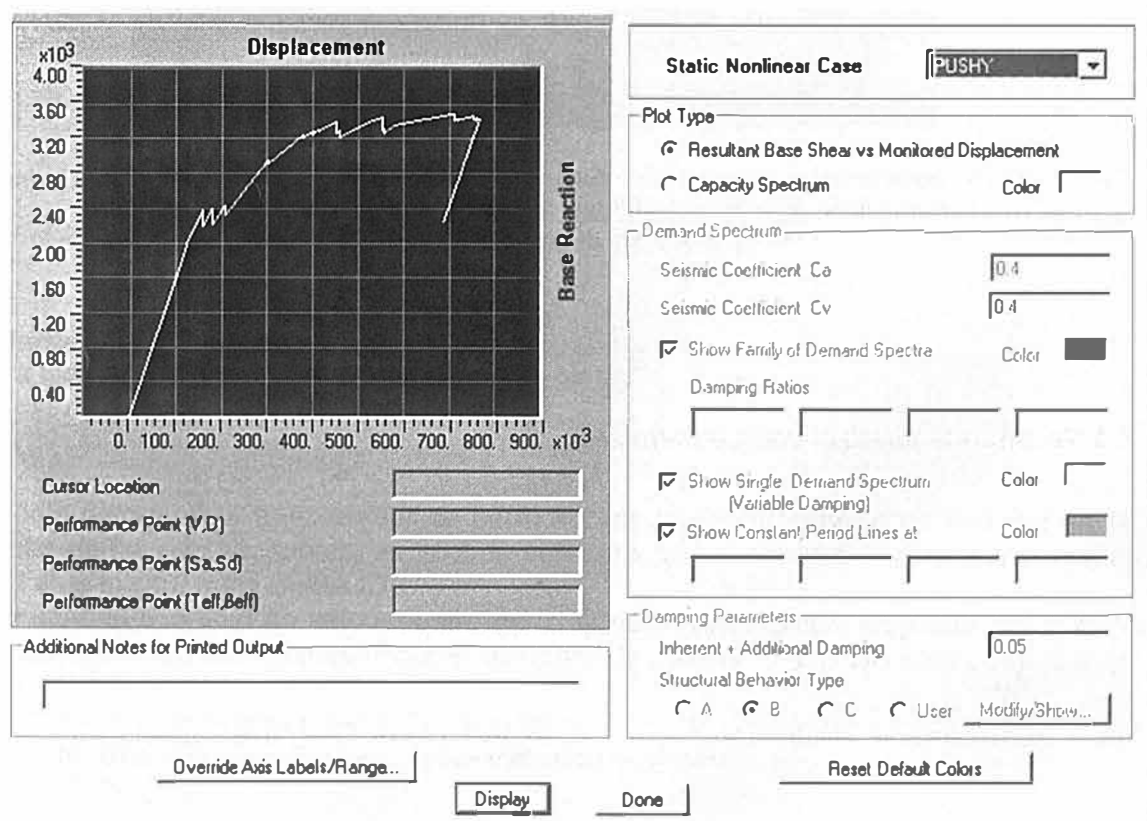


Fig. 40 - Curba de capacitate din ipoteza PUSH Y

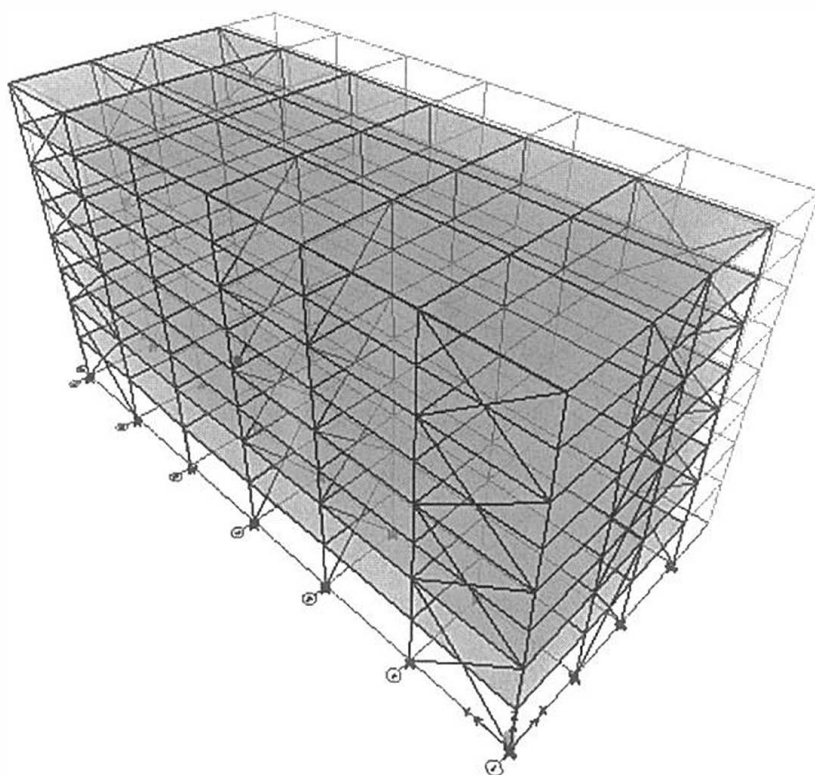


Fig. 41 - PUSH X - pasul 2

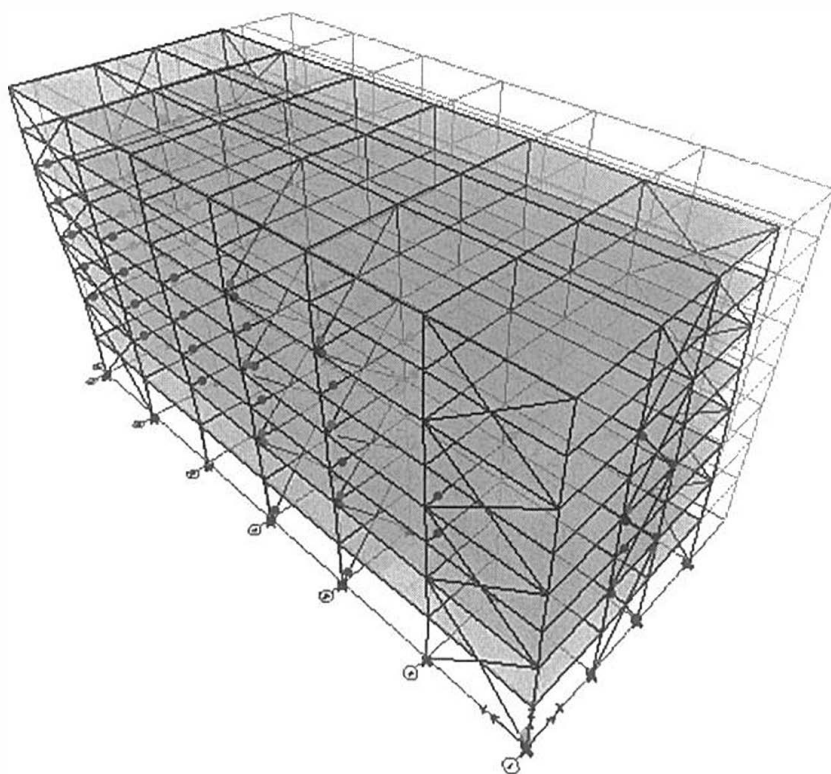


Fig. 42 - PUSH X - pasul 35

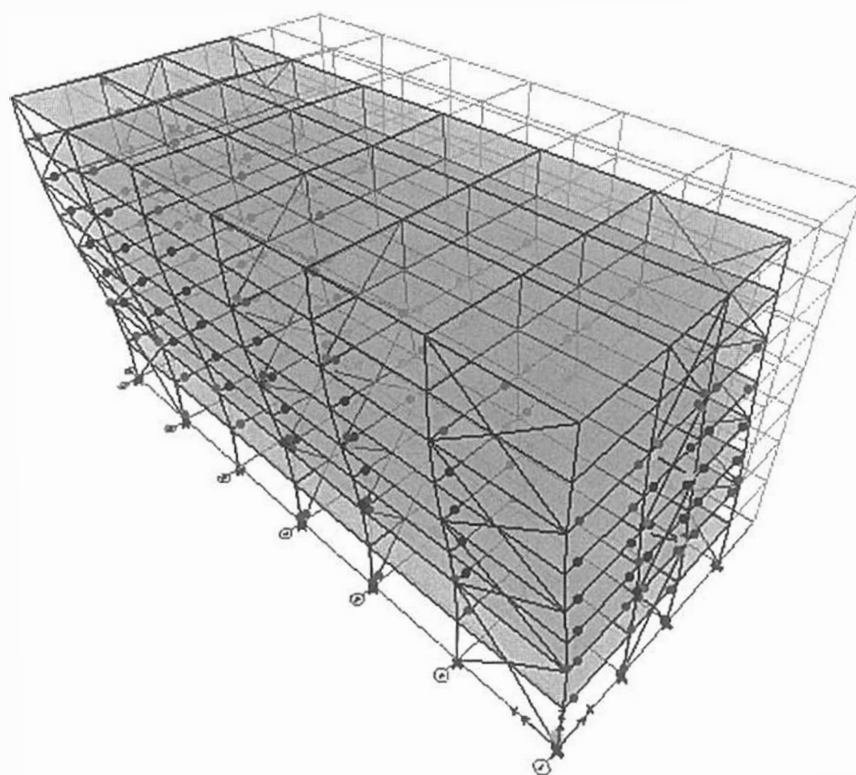


Fig. 43 - PUSH X - pasul 74(final)

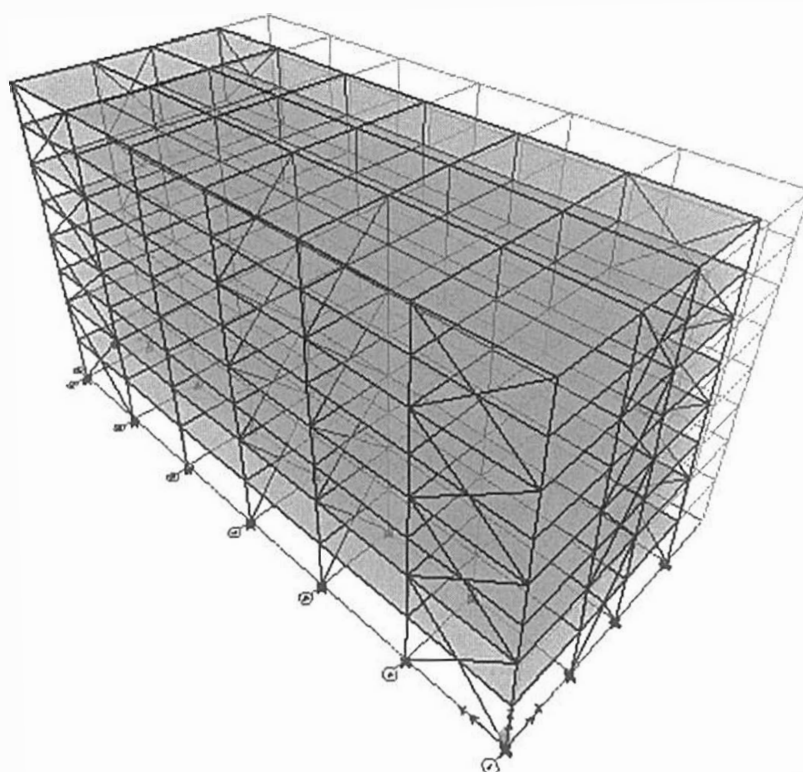


Fig. 44 - PUSH Y - pasul 2

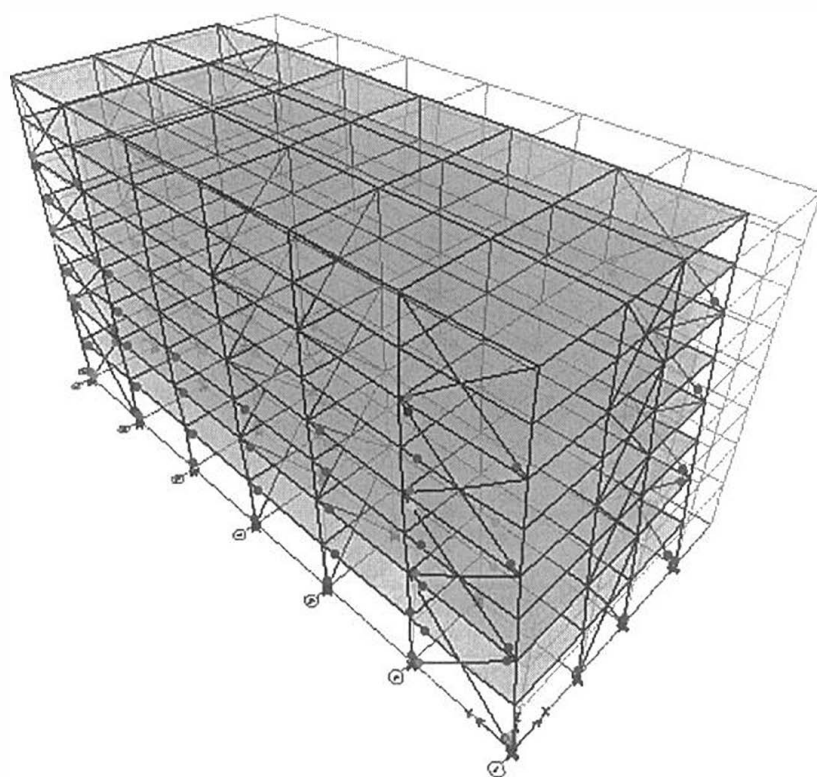


Fig. 45 - PUSH Y - pasul 20

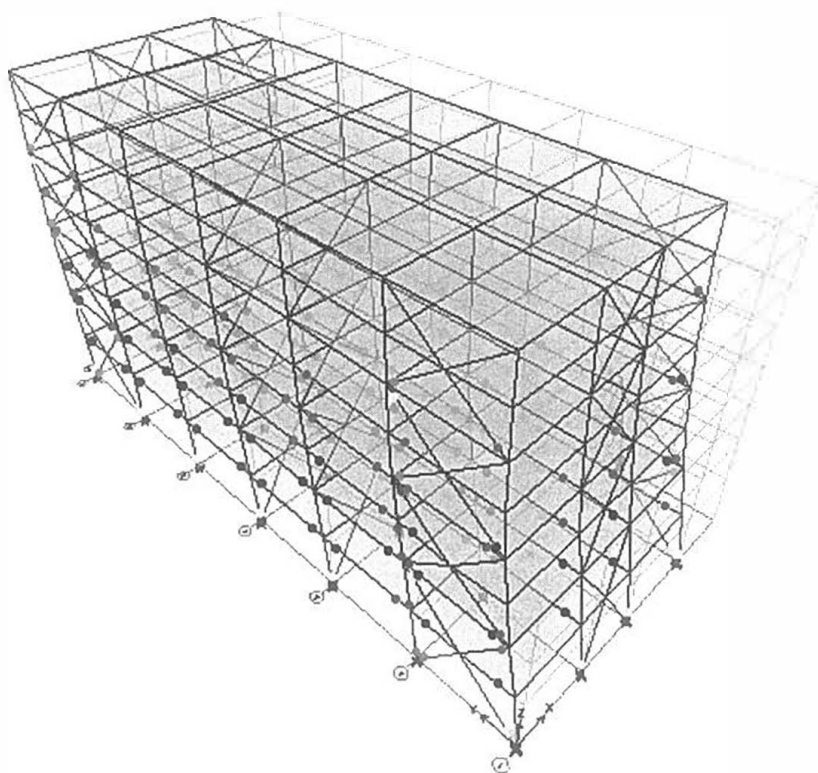


Fig. 46 - PUSH Y - pasul 54 (final)

Anexa la Exemplul 1

F6. Deplasări relative de nivel admisibile

- (1) Verificarea deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu, $d_r^{S.L.S}$, are drept scop menținerea funcției principale a clădirii în unor seisme care au o probabilitate mai mare de apariție decât acțiunea seismică de proiectare, fără degradări sau scoateri din uz ale căror costuri să fie exagerat de mari în comparație cu costul structurii;
- (2) În cazul unor clădiri cu destinație specială (ex. stabilimente de ocrotire a sănătății , centrale nucleare, centrale electrice, clădiri ce adăpostesc echipamente sensibile) se pot face verificări suplimentare cu limitarea mai severă a deplasărilor decât cele prevăzute la F6(3);
- (3) verificarea deplasării relative de nivel se face cu relația:

$$d_r^{S.L.S} \leq d_{r,a}^{S.L.S} \quad (F5)$$

în care:

$$d_r^{S.L.S} = \nu q d_r \quad (F6)$$

$d_r^{S.L.S}$ deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică;

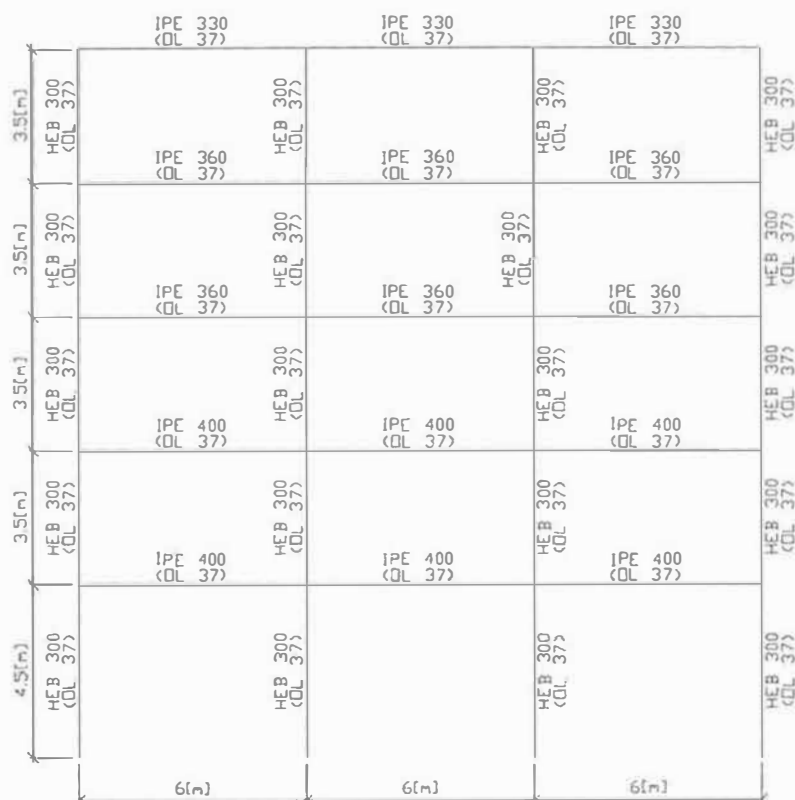
- v factor de reducere care ține seama de perioada de revenire mai scurtă a acțiunii seismice. Valoarea factorului este :
- 0,4 pentru clădiri încadrate în clasele I și II de importanță
- 0,5 pentru clădirile încadrate în clasele III și IV de importanță
- q factor de comportare specific tipului de structură (vezi tab. 6.3)
- d_r deplasarea relativă de nivel, determinată printr-un calcul static elastic în grupare de încărcări care conține și seismul (conform Cap.4);
- $d_{r,a}^{S.L.S}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, care pentru cazurile curente de clădiri se ia din tabelul F8

Tabel F8

Valori admisibile ale deplasărilor relative de nivel $d_{r,a}^{S.L.S}$		
Nr. crt	Tipul elementului nestructural folosit	$d_{r,a}^{S.L.S}$
1.	Clădiri cu elemente nestructurale din materiale fragile fixate de structură	0,005h
2.	Clădiri cu elemente nestructurale din materiale ductile fixate de structură	0,0075h
3.	Clădiri la care elementele nestructurale sunt astfel fixate încât nu sunt influențate de deformațiile structurii de rezistență	0,010h
4	Clădiri fără elemente nestructurale	0.010h
în care: h înălțimea de nivel		

EXEMPLUL C.2.

CADRU NECONTRAVÂNTUIT



1. Incarcari

Permanente \Rightarrow (planșeu + finisaje + pereți despartitori) = 400 daN/m^2
 $(\gamma_f = 1.35)$ (acoperiș) = 350 daN/m^2

Utile \Rightarrow (planșeu curent) = 200 daN/m^2
 $(\gamma_f = 1.5)$ (acoperiș) = 150 daN/m^2

2. Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor:

Gruparea fundamentală:

SLU: $1,35 P + 1,5 U$

SLS: $P + U$

Gruparea specială:

SLU: $P + 0,4 U + S$

SLS: $P + 0.4 U + 0.6 S$

3. Analiza modala

Masele pentru analiza modala, calculate funcție de incarcările de mai sus pentru o travée de 6m, sunt :

Pentru parter-etaj 3 : - 17280 kg in nodurile stâlpilor centrali;
- 8640 kg in nodurile stâlpilor laterali.

Pentru ultimul etaj : - 14760 kg in nodurile stâlpilor centrali;
- 7380 kg in nodurile stâlpilor laterali.

Suplimentar, in analiza s-au considerat si masele structurii de rezistenta a cadrului, in mod automat prin programul de calcul. S-au considerat 5 moduri de vibrație :

$$T_1=1.27s \quad T_2=0.42s \quad T_3=0.23s \quad T_4=0.14s \quad T_5=0.11s$$

$$T_{k+1} \leq 0,9T_k \Rightarrow E_E = \sqrt{\sum E_{E,k}^2} \quad \text{in conformitate cu P100/06 (4.5.3.3.2)}$$

Structura este situata in București: $T_c=1.6 s$ $ag=0.24 \text{ cm/s}^2$

Factorul de comportare $q=6$ in conformitate cu P100/06 (6.4 tab. 6.3)

4. Verificare grinzi

Verificarea grinzilor se face conform STAS 10108/78.

In conformitate cu Tab. 2/STAS 10108/78, pentru calitatea de otel OL37 si $t \leq 16 \text{ mm}$

$\Rightarrow R = 2200 \text{ daN/cm}^2$

IPE 400: $\sigma_{\max} = 1979 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$

IPE 360: $\sigma_{\max} = 1938 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$

IPE 300: $\sigma_{\max} = 1910 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$

In zonele potențial plastice ale grinzilor cu clasa de secțiune 1, se fac următoarele verificări suplimentare, in conformitate cu 6.6.2 (2)/ P100/06:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

IPE	$M_{xPl,Rd}(\text{KNm})$	$M_{Ed}(\text{KNm})$	$M_{Ed} / M_{xPl,Rd}$
400	287.5	225.03	0.78
360	224.2	175.09	0.78
330	176.9	129.97	0.73

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

IPE	$N_{pl,Rd}$ (KN)	N_{Ed} (KN)	$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$
400	1859	28.5	0.02
360	1599.4	14.78	0.01
330	1377.2	55.05	0.04

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$$

$V_{pl,Rd} = (d - t_f) t_w f_{yd} / \sqrt{3}$ pentru secțiuni dublu T laminate

$V_{Ed,G}$ forța tăietoare din acțiunile neseismice (din combinația 1P+0.4U):

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$V_{Ed,M}$ forța tăietoare rezultată din aplicarea momentelor capabile $M_{pl,Rd,A}$ și $M_{pl,Rd,B}$ cu semne opuse la cele două capete A și B ale grinzii:

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / l; \quad l = \text{deschiderea grinzii}$$

IPE	$V_{pl,Rd}$ (KN)	$V_{Ed,G}$ (KN)	$V_{Ed,M}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$
400	422.2	91.2	95.8	187	0.44
360	352.9	88.4	74.7	163.1	0.46
330	303.4	76.2	59	135.2	0.45

5. Verificare stâlpi

Eforturile unitare maxime se obțin în stâlpii intermediari de la parter. Baza stâlpilor se admite ca zona disipativă, în conformitate cu 6.6.1 (1) și deci verificarea se face la eforturile rezultate din combinația de seism :

$$N_{Ed} = 895.2 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 185.1 \text{ kNm}$$

Pentru secțiunea de la partea superioară a stâlpilor de la parter, verificarea se face cu eforturile rezultate din relațiile 6.6.3 (1) :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M V_{Ed,E}$$

În conformitate cu 6.6.3 (1) coeficientul $\Omega_i^M = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,i}}$ se calculează în tabelul de mai jos pentru grinzile

dimensionate din combinația de încărcări care include acțiunea seismică. Pentru fiecare grinda a structurii se calculează un singur raport, la capătul grinzii unde momentul are valoarea maximă.

Tip Grinda	Nr.	M _{xmax} (KNm)	W _{xPl, Rd} (cm ³)	f _{yd} (daN/cm ²)	M _{xPl, Rd} (KNm)	M _{xPl, Rd} (KNm)/	Ω _{min} ^M	Ω _{max} ^M
						M _{xmax} (KNm)		
IPE 400	1	225.03	1307	2200	287.5	1.28	1.28	1.41
	2	210.46				1.37		
	3	225.03				1.28		
	4	213.78				1.34		
	5	204.14				1.41		
	6	213.78				1.34		
IPE 360	7	175.09	1019		224.2	1.28	1.28	1.48
	8	171.49				1.31		
	9	175.09				1.28		
	10	151.35				1.48		
	11	152.17				1.47		
	12	151.35				1.48		
IPE 330	13	127.58	804.3		176.9	1.39	1.36	1.39
	14	129.97				1.36		
	15	127.58				1.39		

Din valorile calculate in tabelul de mai sus, se observa ca se respecta condiția in $\Omega_{imax}^M < 25\%$ conformitate cu 6.6.3.(1)/ P100.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M N_{Ed,E} = 899.4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M M_{Ed,E} = 221.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M V_{Ed,E} = 121.5 \text{ kN}$$

$$\text{in care: } 1,1 \gamma_{ov} \Omega^M = 1.1 \times 1.25 \times 1.28 = 1.76$$

Stâlpul de la parter se va verifica in consecința la eforturile maxime:

$$N_{Ed} = 899.4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 221.5 \text{ kNm}$$

In conformitate cu. 6.6.3.(12)/P100/06 si STAS 10108/78, relația de verificare a stâlpilor este:

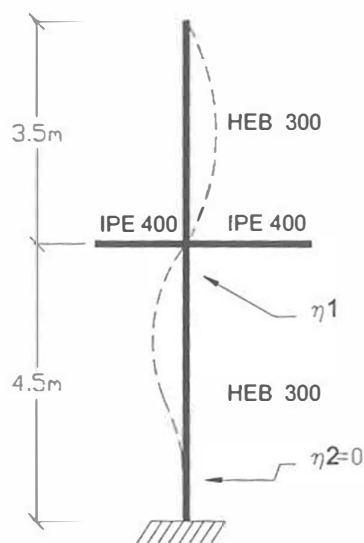
$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{M_x}{\varphi_g \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E} \right) \cdot W_x} < R$$

In conformitate cu Tab.2 STAS 10108/78 rezistenta de calcul pentru OL37 in cazul HEB300 cu $t > 16\text{mm}$ este $R = 2100 \text{ daN/cm}^2$.

$$\begin{aligned} \text{HEB300: } A &= 149.1 \text{ cm}^2, W_x = 1678 \text{ cm}^3 \\ I_x &= 25170 \text{ cm}^4, i_x = 12.99 \text{ cm}, I_y = 8563 \text{ cm}^4, i_y = 7.58 \text{ cm}, I_r = 185 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

În conformitate cu Anexa F P100/06, coeficientul lungimii de flambaj a stalpului în planul cadrului pentru structuri cu noduri deplasabile este:

$$\frac{l_f}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0.8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \quad (\text{formula F4/P100/06})$$



$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}$$

$$k = \frac{I}{L} \Rightarrow k_c = 55.9 \quad k_1 = 71.9$$

$$k_{11} = k_{12} = 38.6$$

$$\eta_1 = 0.623, \eta_2 = 0$$

$$\frac{l_f}{L} = 1.32$$

$$\lambda_x = \frac{1.32 \cdot L}{i_x} = 46 \leq 0.7 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 65, \text{ în conformitate cu (6.12)/ P100}$$

$$\lambda_y = \frac{0.7 \cdot L}{i_y} = 42 \leq 1.3 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 121, \text{ în conformitate cu (6.13)/ P100}$$

$$\text{Pentru } \lambda_x = 46 \Rightarrow \varphi_{0.137}^A = 0.935$$

$$\lambda_y = 42 \Rightarrow \varphi_{0.137}^B = 0.919 = \varphi_{\min}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} = 604 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = 9795 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = 657 \frac{daN}{cm^2} > 0.15R = 315 \frac{daN}{cm^2}$$

$$1 - \frac{\sigma}{\sigma_E} = 0.938$$

$$\varphi_g = f(\lambda_{tr}) \quad \lambda_{tr} = \gamma \frac{\mu \cdot L}{i_y}, \quad \mu = 0.5$$

$$\gamma = f\left(\frac{L^2 \cdot I_r}{h^2 \cdot I_y}\right) \Rightarrow \gamma = f(4.86) = 0.765 \quad (\text{cf. Tab.26 STAS 10108/78})$$

$$\Rightarrow \lambda_{tr} = 23 \Rightarrow \sigma_g = \varphi_{OL37}^B = 0.977$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{M_x}{\varphi_g \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right) \cdot W_x} = 2097 \frac{daN}{cm^2} < R$$

În conformitate cu 6.6.3 (3) forța tăietoare din stâlp V_{Ed} , trebuie să satisfacă următoarea condiție:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$$

$$V_{pl,Rd} = (d - t_f) t_w f_{yd} / \sqrt{3} \text{ pentru secțiuni dublu T laminate}$$

$$V_{pl,Rd} = 392.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 121.5 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.31 < 0.5$$

În conformitate cu 6.6.3 (5) panourile de inimă ale stâlpilor din zona îmbinărilor grinda-stâlp trebuie să satisfacă următoarea condiție :

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1.0$$

$V_{wp,Ed}$ este valoarea forței tăietoare în panou calculată funcție de rezistența plastică a zonelor disipative ale grinzilor adiacente:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{pl,Rdi} + M_{pl,Rdj}}{h_w} = 1541.6 \text{ kN}$$

$V_{wp,Rd}$ este efortul capabil de forfecare al panoului de inimă:

$$V_{wp,Rd} = f(N_{pl,Rd}; N_{Ed}) \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 3131.1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1522.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < 0.75 N_{pl,Rd} \Rightarrow V_{wp,Rd} = 0.6 \cdot f_{yd} \cdot d_s \cdot t_{wp} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_s \cdot t_f^2}{d \cdot d_s \cdot t_{wp}} \right) = 518.1 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 2.97 \Rightarrow \text{este necesara dispunerea de placi de dublare in conformitate cu 6.6.3 (6).}$$

6. Verificare deplasări

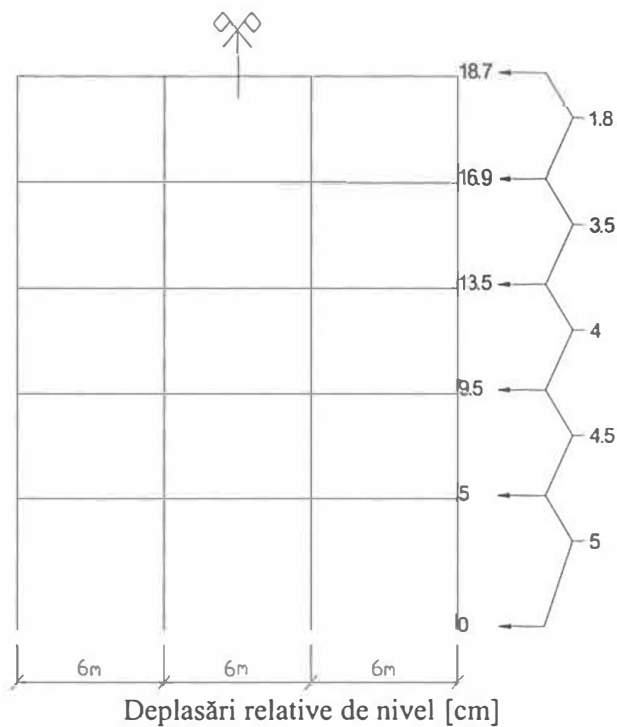
Verificarea deplasărilor se face în conformitate cu 4.6.3 și Anexa E P100-1/06:

$$d_r^{SLS} = v q d_r \leq d_{r,a}^{SLS}$$

$$v=0.4 \text{ pentru clasa III} \Rightarrow d_{r,a}^{SLS} = \frac{0.08h}{0.4} = 0.02h$$

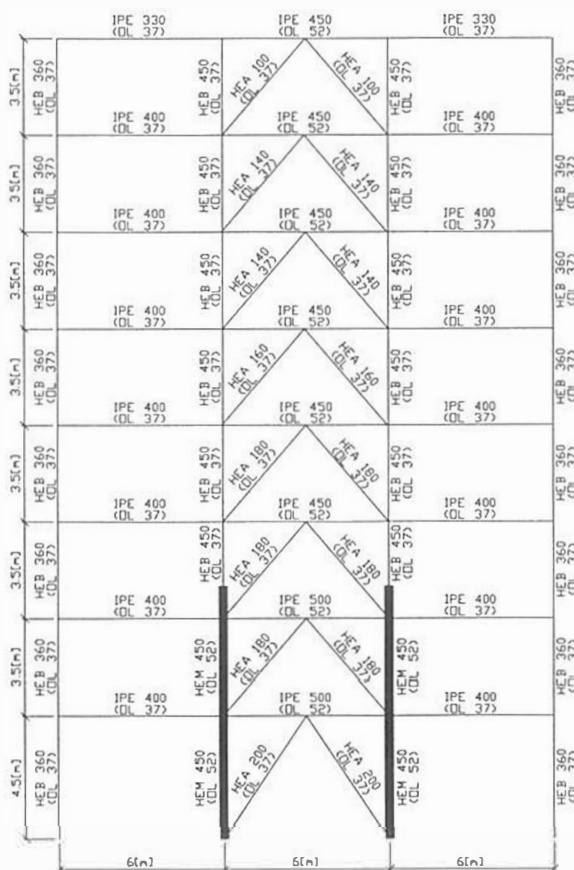
Deplasările se determina din următoarea combinație de încărcări :

$$\text{SLS: } 1P + 0.4U + 0.6S$$



Așa cum se arată în figura de mai sus, deplasările relative de nivel [cm] sunt inferioare valorii $d_r^{SLS} = 7 \text{ cm}$ pentru etajele 1-4, respectiv valorii $d_r^{SLS} = 9 \text{ cm}$ pentru parter.

CADRE CONTRAVANTUITE CENTRIC



Permanente => (planșeu + finisaje + pereți despartitori) = 400 daN/m²
($\gamma_f=1.35$) (acoperiș) = 350 daN/m²

Utile \Rightarrow (planșeu curent) = 200 daN/m²
 ($\gamma_f = 1.5$) (acoperiș) = 150 daN/m²

Gruparea fundamentală:

SLS: $P + U$

SLS: $P + 0.4 U + 0.6 S$

3. Analiza modala

Masele pentru analiza modala, calculate funcție de încărcările de mai sus pentru o travée de 6m, s-au considerat majorate cu 50%, pentru a lua în considerare faptul că un cadru transversal dual contravântuit în structură va prelua o forță seismică mai mare decât cadrele transversale necontravântuite.

Astfel, masele structurii, considerate concentrate în noduri, sunt :

- Pentru parter-etaj6 : - 25920 kg în nodurile stâlpilor centrali;
 - 12960 kg în nodurile stâlpilor laterali.
 Pentru ultimul etaj : - 22140 kg în nodurile stâlpilor centrali;
 - 11070 kg în nodurile stâlpilor laterali.

Suplimentar, în analiza s-au considerat și masele structurii de rezistență a cadrului, în mod automat prin programul de calcul. S-au considerat 6 moduri de vibrație :

$$T_1=0.89s \quad T_2=0.3s \quad T_3=0.17s \quad T_4=0.12s \quad T_5=0.09s \quad T_6=0.07s$$

$$T_{k+1} \leq 0,9T_k \Rightarrow E_E = \sqrt{\sum E_{E,k}^2} \quad \text{în conformitate cu P100-1/06 (4.5.3.3.2)}$$

Structura este situată în București: $T_c=1.6 \text{ s}$ $ag=0.24 \text{ cm/s}^2$

Factorul de comportare $q=4.8$ în conformitate cu P100-1/06 (6.4 tab. 6.3)

4. Calcul diagonale contravântuire

Verificarea contravântuirilor se face conform STAS 10108/78.

În conformitate cu Tab.2/ STAS 10108/78 pentru calitatea OL37 și $t \leq 16 \text{ [mm]}$
 $\Rightarrow R = 2200 \text{ [daN/cm}^2\text{]}.$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} < 2200 \text{ daN / cm}^2$$

$$\varphi_{\min} = \varphi_{OL37}^B \text{ pentru } \lambda_y = \frac{L}{i_y}$$

Element		N_{Ed} [KN]	$\sigma_{\max} \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$	$N_{pl,Rd}$ [KN]	Ω_i^N
Parter	HEA 200	529.6	1989	1183.6	2.23
Et. 1 - 3	HEA 180	487.3	1996	996.6	2.05
		450.9			2.21
		411.5			2.42
Et. 4	HEA 160	342	1942	853.6	2.50
Et. 5 - 6	HEA 140	261.1	2199	690.8	2.65
		191.6			3.61
Et. 7	HEA 100	89.4	1998	466.4	5.22

În conformitate cu 6.7.4. (1), valoarea $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ se calculează pentru diagonalele întinse ale sistemului de contravântuire al cadrului. Ω_i^N se calculează numai pentru diagonalele dimensionate din combinația de încărcări care include acțiunea seismică (în calcul nu se consideră diagonalele dimensionate din condiții constructive). Pentru o direcție de acțiune a seismului, Ω^N este unic pe întreaga structură. Condiția ca valoarea minimă și maximă a acestui coeficient să difere cu cel mult 25% (6.7.3 (7)) este satisfăcută doar pentru contravântuirile dintre parter și etajul 4.

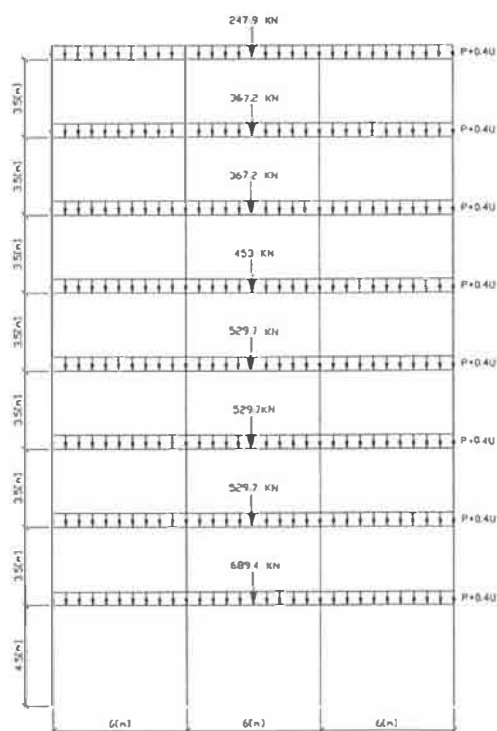
5. Verificare grinzi

Efortul unitar maxim pentru grinzile cadrelor laterale necontravântuite se obține în grinda IPE 330 de la ultimul etaj :

$$\text{IPE 330: } \sigma_{\max} = 1908 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$$

Grinzile cadrului central contravântuit se dimensionează din condiția 6.7.4.(2)/P100-1/06 : 'La cadre cu contravântuiri în V, grinzile trebuie proiectate pentru a prelua efortul neechilibrat aplicat grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Acest efort este calculat considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă și $0,3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată.'

Calculul eforturilor de dimensionare pentru grinzile cadrului contravântuit se conduce pe schema statică din figura de mai jos :



Eforturile unitare maxime se obțin pentru grinda IPE 450 de la etajul 2:

$$\text{IPE 450: } \sigma_{\max} = 3142 \text{ daN/cm}^2 < 3150 \text{ daN/cm}^2 \text{ (pentru OL 52 } t \leq 16 \text{ mm)}$$

6. Verificarea stâlpilor și grinzilor care au forțe axiale (cadru contravântuit)

Stâlpii și grinzile care au forțe axiale (grinzile cadrului contravântuit) se verifică având în vedere condiția 6.7.4.(1)/P100-1/06. Stâlpii și grinzile care au forțe axiale vor fi calculate în domeniul elastic la cea mai defavorabilă combinație de încărcări. În verificări, eforturile N_{Ed} și M_{Ed} se vor calcula cu relațiile:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^N N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^N M_{Ed,E}$$

$$\Omega_{i,\min}^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} = 2.05$$

$$1,1 \gamma_{ov} \Omega^N = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2.05 = 2.82$$

6.1 Verificare stâlpi

Efortul unitar maxim se obține în stâlpii intermediari HEM 450 de la parter.

În conformitate cu STAS 10108/78 pentru calitatea de oțel OL52 cu $t > 16$ [mm]
 $\Rightarrow R = 3000 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$

$$\text{HEM 450 : } A = 335.4 \text{ cm}^2, W_x = 5501 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 131500 \text{ cm}^4, i_x = 19.8 \text{ cm}, I_y = 19340 \text{ cm}^4, i_y = 7.59 \text{ cm}, I_r = 1529 \text{ cm}^4$$

$$N_{Ed} = 5152.9 \text{ kN}, \quad M_{Ed} = 616.3 \text{ kNm}$$

În conformitate cu 6.6.3.(12)/P100-1/06 și STAS 10108/78, relația de verificare este:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{M}{\varphi_g \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right) \cdot W} \leq R$$

Lungimea de flambaj a stâlpului în planul cadrului se determină în conformitate cu Anexa F/ P100-1/06:

$$\eta_1 = \frac{(k_c + k_1)}{(k_c + k_1) + k_{11} + k_{12}} = \frac{(292 + 375.7)}{(292 + 375.7) + 38.6 + 120.5} = 0.808$$

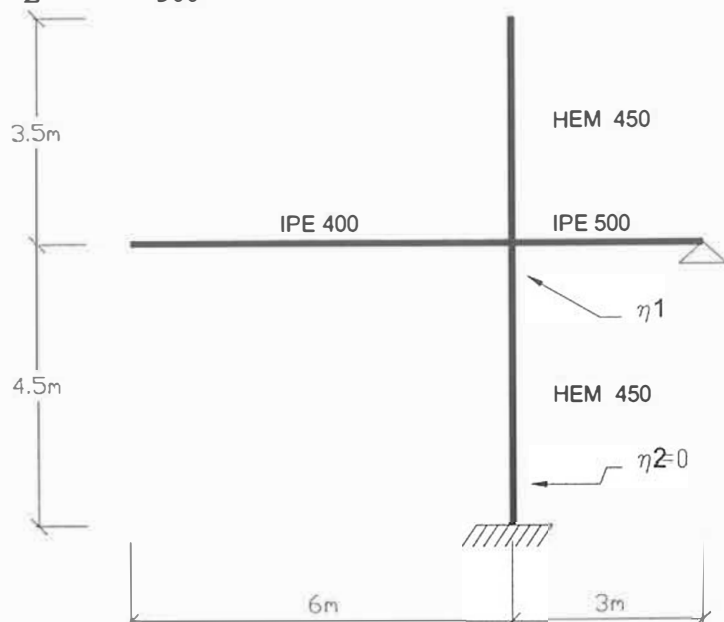
$$\eta_2 = 0$$

$$k_c = \frac{I}{L} = \frac{131500}{450} = 292.2$$

$$k_1 = \frac{I}{L} = \frac{131500}{350} = 375.7$$

$$k_{11} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{600} = 38.6$$

$$k_{12} = \frac{I}{L} = 0.75 \cdot \frac{48200}{300} = 120.5$$



Pentru o structura cu noduri fixe:

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} = 0.65 \quad (\text{formula F3/P100-1/06})$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{0.65 \cdot 450}{19.8} = 15 \leq 1.3 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 101$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 450}{7.59} = 42$$

$$\Rightarrow \varphi_{\min} = \varphi_{0.52}^B = 0.876$$

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{515290}{335.4} = 1536 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 E}{152} = 92116 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = 1754 \text{ daN/cm}^2 > 0.15R \quad 1 - \frac{\sigma}{\sigma_e} = 0.983$$

$$\varphi_g = f(\lambda_{tr}) \quad \lambda_{tr} = \gamma \cdot \frac{\mu \cdot l}{i_y} = 0.754 \cdot \frac{0.5 \cdot 450}{7.59} = 22$$

$$\gamma = f\left(\frac{l^2 \cdot I_r}{h^2 \cdot I_y}\right) = f\left(\frac{450^2 \cdot 1529}{47.8^2 \cdot 19340}\right) = f(7) = 0.754$$

$$\Rightarrow \varphi_g = \varphi_{01.52}^B = 0.968$$

$$\sigma_{\max} = \frac{515290}{0.876 \cdot 335.4} + \frac{6163000}{0.968 \cdot 0.983 \cdot 5501} = 2931 \text{ daN/cm}^2 < 3000 \text{ daN/cm}^2$$

6.2 Verificare grinzii cadru contravântuit

Eforturile unitare maxime se obțin în grinzile IPE 500 de la parter, din combinația de seism :

$$\text{IPE 500:} \quad \sigma_{\max} = 1950 \text{ daN/cm}^2 < 3150 \text{ daN/cm}^2$$

7. Verificare deplasări

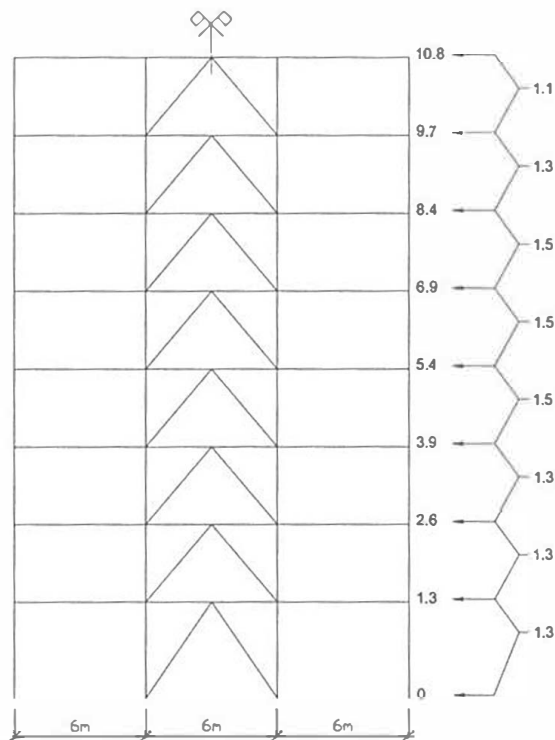
Verificarea deplasărilor se face în conformitate cu 4.6.3 și Anexa E/ P100:

$$d_r^{SLS} = v q d_r \leq d_{r,a}^{SLS}$$

$$v=0.4 \text{ pentru clasa III} \Rightarrow d_{r,a}^{SLS} = \frac{0.08h}{0.4} = 0.02h$$

Deplasările se determină din următoarea combinație de încărcări :

$$\text{SLS: } 1P + 0.4U + 0.6S$$



Deplasări relative de nivel [cm]

Deplasările relative de nivel sunt inferioare valorii $d_{r,a}^{SLS} = 7$ cm pentru etajele 1-7, respectiv $d_{r,a}^{SLS} = 9$ cm pentru parter.

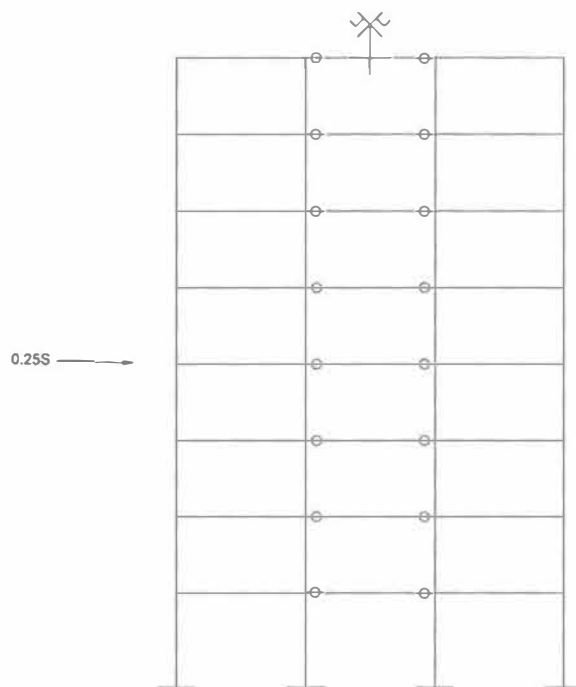
8. Verificarea cadrelor necontravantuite

În conformitate cu 6.7.1 (5), respectiv 6.10.2 (2) cadrele necontravantuite situate pe direcția contravantuia a clădirii se vor dimensiona pentru a prelua cel puțin 25% din forța seismică, în ipoteza în care cadrele contravantuie au ieșit din lucru.

Calculul se conduce pe schema statică din figura de mai jos considerând combinația de încărcări :

$$P + 0.4U + 0.25S$$

unde S este forța seismică determinată anterior pentru structura dala cu contravântuiri.



Cele 2 cadre necontravantuite se verifica in conformitate cu capitolul 6.6/P100.

8.1. Verificare grinzi

Efortul unitar maxim in grinzi se obține in grinda IPE 400 de la etajul 1 :

$$\sigma_{\max} = 1960 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$$

Raportul minim se obține pentru aceeași grinda :

$$\Omega_{i,\min}^M = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} = \frac{287.5}{226.4} = 1.27$$

$$\Rightarrow 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{i,\min}^M = 1.75$$

8.2. Verificare stâlpi

Efortul unitar maxim la baza stâlpilor se obține pentru stâlpii laterali HEB 360:

$$N_{Ed} = 970.7 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 142.9 \text{ KNm}$$

Efortul unitar maxim pentru stâlpii laterali se obține la capătul inferior al stâlpului de la primul etaj :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega^N \times N_{Ed,E} = 1000.4 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega^M \times M_{Ed,E} = 205.3 \text{ KNm}$$

Stâlpul de la parter se va verifica în consecința la eforturile maxime:

$$N_{Ed} = 1000.4 \text{ KN}$$

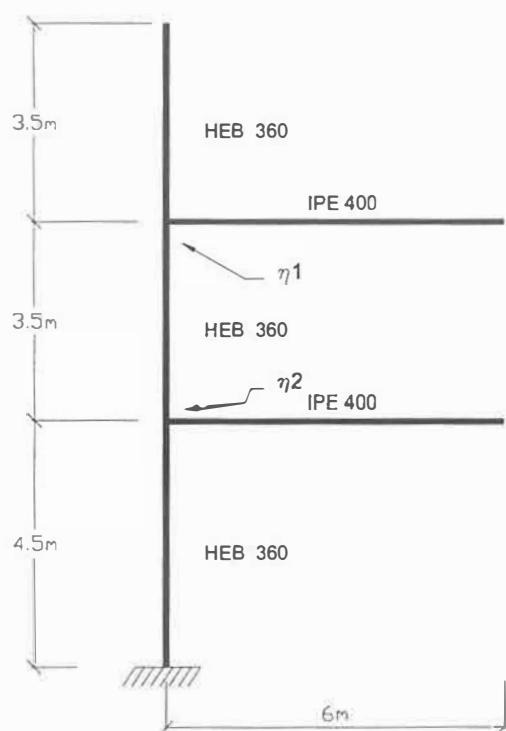
$$M_{Ed} = 205.3 \text{ KNm}$$

În conformitate cu STAS 10108/78 pentru calitatea de oțel OL37 cu $t > 16 \text{ mm}$

$$\Rightarrow R = 2100 \text{ dan/cm}^2$$

HEB 360 : $A = 180.6 \text{ cm}^2$, $W_x = 2400 \text{ cm}^3$

$$I_x = 43190 \text{ cm}^4, i_x = 15.46 \text{ cm}, I_y = 10140 \text{ cm}^4, i_y = 7.49 \text{ cm}, I_r = 292.5 \text{ cm}^4$$



$$\eta_1 = \frac{(k_c + k_1)}{(k_c + k_1) + k_{12}} = \frac{(123.4 + 123.4)}{(123.4 + 123.4) + 38.6} = 0.86$$

$$\eta_2 = \frac{(k_c + k_2)}{(k_c + k_2) + k_{22}} = \frac{(123.4 + 96)}{(123.4 + 96) + 38.6} = 0.85$$

$$k_1 = k_c = \frac{I}{L} = \frac{43190}{350} = 123.4$$

$$k_2 = \frac{I}{L} = \frac{43190}{450} = 96$$

$$k_{12} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{600} = 38.6$$

$$k_{22} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{600} = 38.6$$

Pentru o structură cu noduri deplasabile:

$$\frac{l_f}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} = 2.85 \quad (\text{formula F4/ P100-1/06})$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{2.85 \cdot 350}{15.46} = 65 \leq 0.7 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 65$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{350}{7.49} = 47 < 1.3 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 121$$

$$\Rightarrow \varphi_{OL37}^A = 0.854 = \varphi_{min}$$

$$\Rightarrow \varphi_{OL37}^B = 0.898$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{100040}{180.6} = 554 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 E}{65^2} = 4906 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = 649 \text{ daN/cm}^2 > 0.15R$$

$$1 - \frac{\sigma}{\sigma_e} = 0.887$$

$$\varphi_g = f(\lambda_u) \quad \lambda_u = \gamma \cdot \frac{\mu \cdot l}{i_y} = 0.780 \cdot \frac{0.5 \cdot 350}{7.49} = 18$$

$$\gamma = f\left(\frac{l^2 \cdot I_r}{h^2 \cdot I_y}\right) = f\left(\frac{350^2 \cdot 292.5}{36^2 \cdot 10140}\right) = f(2.73) = 0.780$$

EXEMPLUL C.4.

CADRE CONTRAVANTUITE EXCENTRIC



1. Incarcari

Permanente \Rightarrow (planșeu + finisaje + pereți despartitori) = 400 daN/m²
 $(\gamma_f = 1.35)$ (acoperiș) = 350 daN/m²

Utile \Rightarrow (planșeu curent) = 200 daN/m²
 $(\gamma_f = 1.5)$ (acoperiș) = 150 daN/m²

2. Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor :

Gruparea fundamentală:

SLU: 1,35P + 1,5U SLS: P + U

Gruparea specială:

SLU: P + 0,4U + S SLS: P + 0,4U + 0,6S

3. Analiza modala:

Masele pentru analiza modala, calculate funcție de încărcările de mai sus pentru o travée de 6m, s-au considerat majorate cu 50%, pentru a lua în considerare faptul că un cadru transversal dual contravantuit în structură va prelua o forță seismică mai mare decât cadrele transversale necontravantuite.

Astfel, masele structurii, considerate concentrate în noduri, sunt :

Pentru parter – etaj 6: - 25920 kg în nodurile stâlpilor centrali;

- 12960 kg în nodurile stâlpilor laterali.

Pentru ultimul etaj: - 22140 kg în nodurile stâlpilor centrali;

- 11070 kg în nodurile stâlpilor laterali.

Suplimentar, în analiza s-au considerat și masele structurii de rezistență a cadrului, în mod automat prin programul de calcul. S-au considerat 6 moduri de vibrație :

$$T_1 = 1s \quad T_2 = 0.34s \quad T_3 = 0.2s \quad T_4 = 0.14s \quad T_5 = 0.11s \quad T_6 = 0.09s$$

$$T_{k+1} \leq 0,9T_k \Rightarrow E_E = \sqrt{\sum E_{E,k}^2} \quad \text{în conformitate cu P100-1/06 (4.5.3.3.2)}$$

Structura este situată în București : $T_c = 1.6s$ $a_g = 0.24 \text{ cm/s}^2$

Factorul de comportare $q=6$ în conformitate cu P100-1/06 (6.4 tab. 6.3)

4. Calculul barelor disipative

Barele disipative fac parte din grinzile cadrului contravantuit și sunt alcătuite din elemente de tip IPE din oțel de calitate OL37 cu $R=2200 \text{ daN/cm}^2$ pentru grosimi $t < 16 \text{ mm}$.

În conformitate cu 8.6.2 (3-4) pentru barele disipative cu secțiune dublu T, verificarea barelor disipative se face cu relațiile :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,link} \quad M_{Ed} \leq M_{pl,link} \quad \text{daca } N_{Ed} / N_{Rd} \leq 0,15$$

$$\text{unde: } V_{pl,link} = (f_{yd} / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad M_{pl,link} = f_{yd} b t_f (d - t_f)$$

Element		N_{Ed} [KN]	V_{Ed} [KN]	M_{Ed} [KNm]	$V_{pl,link}$ [KN]	$M_{pl,link}$ [KNm]	Ω_i
Parter	IPE 360	4.7	353.1	104.6	352.9	165	1.50
Et. 1	IPE 330	3.6	269.2	76	303.4	128.9	1.87
Et. 2	IPE 300	0.9	244.1	67.1	260.9	102.2	1.61
Et. 3	IPE 270	0.8	211.6	58	217.8	217.8	1.55
Et. 4	IPE 240	0.4	178.8	49.8	181.3	59.6	1.52
Et. 5	IPE 220	1.4	136	40.2	158	46.9	1.74
Et. 6, 7	IPE 200	7.3	90.4	31.1	136.2	35.8	2.26
		42.4	40.2	17.3			5.07

În toate cazurile $e = 400\text{mm} < 1.6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \Rightarrow$ barele disipative sunt scurte conform 6.8.2 (8)/P100.

În conformitate cu 6.8.3 (1) coeficientul Ω_i se calculează cu formula:

$$\Omega_i^v = 1.5 \frac{V_{pl,link,i}}{V_{Ed,i}} = 1.5$$

Condiția ca valoarea minimă și maximă Ω_i^v să difere cu cel mult 25% nu este posibilă, în condițiile în care bara disipativă are aceeași secțiune ca și grinda. Pentru ultimele 2 etaje această condiție nu mai este satisfăcută. Singura soluție ar fi realizarea linkului cu o secțiune redusă față de grinda.

5. Verificare grinzi

Efortul unitar maxim în grinzi se obține în grinda IPE 200 de la etajul 6, din combinația fundamentală :

$$\text{IPE 200:} \quad \sigma_{\max} = 2173 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$$

6. Verificarea elementelor structurale care nu conțin bare disipative (stâlpii / diagonalele contravântuirilor)

În conformitate cu 6.8.3 (1), elementele care nu conțin bare disipative, adică stâlpii și diagonalele contravântuirilor, trebuie verificate în domeniul elastic, luând în considerare cea mai defavorabilă combinație de eforturi. În verificări, eforturile N_{Ed} și M_{Ed} se vor calcula cu relațiile:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^v N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^v M_{Ed,E}$$

$$1,1 \gamma_{ov} \Omega_{i,\min}^v = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,5 = 2,06$$

6.1 Verificare stâlpi

Efortul unitar maxim se obține în stâlpii intermediari HEB 360 de la parter.

În conformitate cu STAS 10108/78 pentru calitatea de oțel OL52 cu $t > 16 \text{ mm}$
 $\Rightarrow R = 3000 \text{ daN/cm}^2$.

$$\text{HEB 360 :} \quad A = 180,6 \text{ cm}^2, W_x = 2400 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 43190 \text{ cm}^4, i_x = 15,46 \text{ cm}, I_y = 10140 \text{ cm}^4, i_y = 7,49 \text{ cm}, I_r = 282,5 \text{ cm}^4$$

$$N_{Ed} = 3232,5 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 131 \text{ kNm}$$

În conformitate cu 6.6.3.(12)/P100-1/2006 și STAS 10108/78, relația de verificare este :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{M}{\varphi_{\xi} \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right) \cdot W} \leq R$$

Lungimea de flambaj a stâlpului în planul cadrului se determină în conformitate cu Anexa F/ P100-1/2006:

$$\eta_1 = \frac{(k_c + k_1)}{(k_c + k_1) + k_{11} + k_{12}} = \frac{(96 + 123.4)}{(96 + 123.4) + 38.6 + 40.7} = 0.73$$

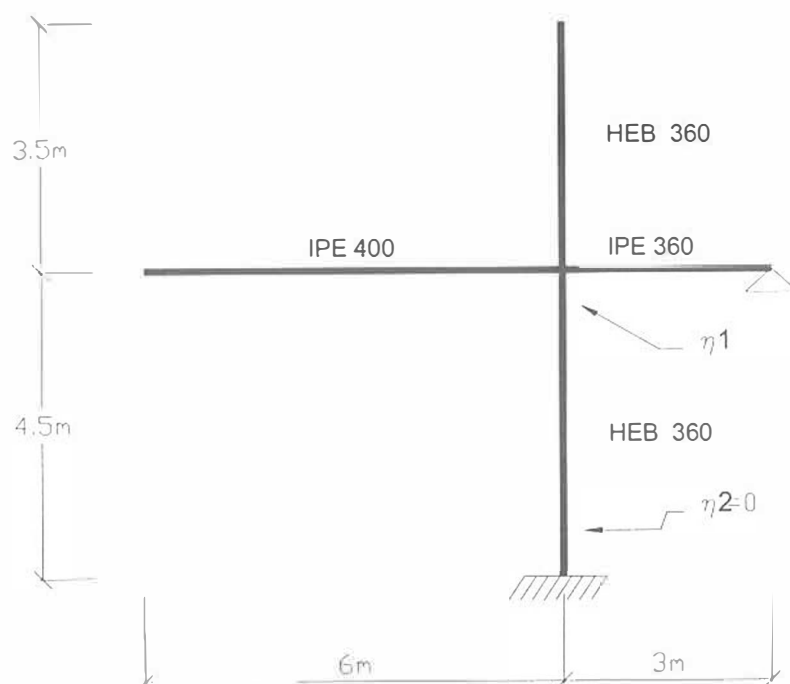
$$\eta_2 = 0$$

$$k_c = \frac{I}{L} = \frac{43190}{450} = 96$$

$$k_1 = \frac{I}{L} = \frac{43190}{350} = 123.4$$

$$k_{11} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{600} = 38.6$$

$$k_{12} = \frac{I}{L} = \frac{16270}{300} = 40.7$$



Pentru o structură cu noduri fixe:

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} = 0.64 \quad (\text{formula F3/P100-1/06})$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{0.64 \cdot 450}{15.46} = 19 < 1.3 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 101$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 450}{7.49} = 42$$

$$\Rightarrow \varphi_{\min} = \varphi_{OL.52}^B = 0.876$$

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{323250}{180.6} = 1790 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 E}{19^2} = 57413 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} > 0.15 R$$

$$1 - \frac{\sigma}{\sigma_E} = 0.969$$

$$\varphi_g = f(\lambda_{tr}) \quad \lambda_{tr} = \gamma \cdot \frac{\mu \cdot l}{i_y} = 0.768 \cdot \frac{0.5 \cdot 450}{7.49} = 23$$

$$\gamma = f\left(\frac{l^2 \cdot I_r}{h^2 \cdot I_y}\right) = f\left(\frac{450^2 \cdot 282.5}{36^2 \cdot 10140}\right) = f(4.5) = 0.768 \text{ (cf. Tab.26 STAS 10108/78)}$$

$$\text{Pentru } \lambda_{tr} = 23 \Rightarrow \varphi_g = \varphi_{OL.52}^B = 0.965$$

$$\sigma_{\max} = \frac{323250}{0.876 \cdot 180.6} + \frac{1300000}{0.965 \cdot 0.969 \cdot 2400} = 2623 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < 3000 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

6.2 Verificare diagonale contravântuiri

Verificarea se face în conformitate cu STAS 10108/78 pentru calitatea de oțel OL37 cu $t \leq 16 \text{ mm}$
 $\Rightarrow R = 2200 \text{ daN/cm}^2$.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} < 2200 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow \varphi_{\min} = \varphi_{OL.37}^B \text{ pentru } \lambda_y = \frac{L}{i_y}.$$

Eforturile unitare maxime se obțin pentru diagonalele contravântuirilor de la parter, din combinația de seism:

$$\text{HEA 240: } \sigma_{\max} = \frac{98790}{0.636 \cdot 76.8} = 2021 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$$

7. Verificare deplasări

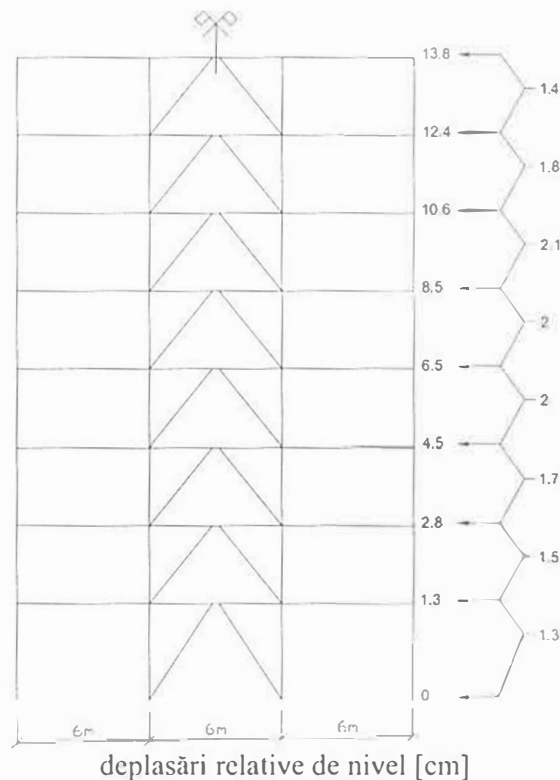
Verificarea deplasărilor se face în conformitate cu 4.6.3 și Anexa E/ P100-1/2006:

$$d_r^{SLS} = v \cdot q \cdot d_r \leq d_{r,a}^{SLS}$$

$$v = 0.4 \text{ pentru clasa III} \Rightarrow d_{r,a}^{SLS} = \frac{0.08h}{1} = 0.02h$$

Deplasările se determina din urmatoarea combinație de incarcari:

SLS: 1P+0.4U+0.6S



Deplasările relative de nivel sunt inferioare valorii $d_{r,a}^{SLS}=7$ pentru etajele 1-7, respectiv $d_{r,a}^{SLS}=9$ pentru parter.

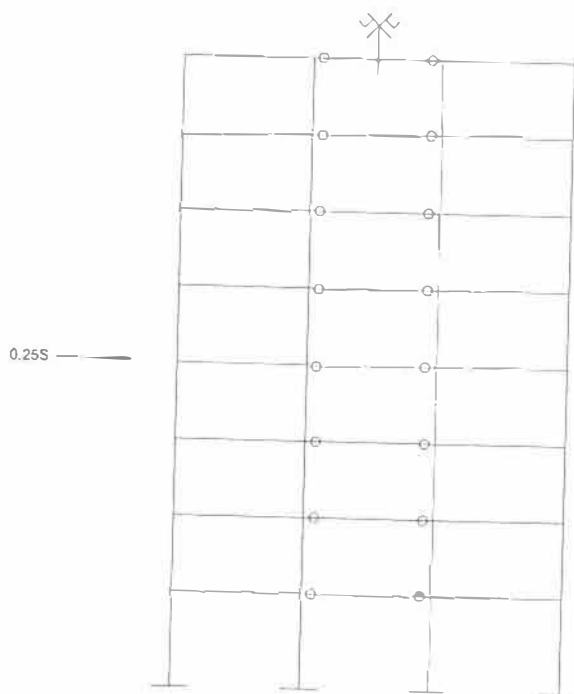
8. Verificarea cadrelor necontravantuite

În conformitate cu 6.8.1 (6), respectiv 6.10.2 (2) cadrele necontravantuite situate pe direcția contravantuia a clădirii se vor dimensiona pentru a prelua cel puțin 25% din forța seismică, în ipoteza în care cadrele contravantuie au ieșit din lucru.

Calculul se conduce pe schema statică din figura de mai jos considerând combinația de incarcari :

$$P + 0.4U + 0.25S$$

unde S este forța seismică determinată anterior pentru structura duală cu contravântuiri.



Cele 2 cadre necontravantuie se verifica in conformitate cu capitolul 6.6/P100-1/2006.

9. Verificare grinzi

Efortul unitar maxim in grinzi se obtine in grinda IPE 400 de la parter :

$$\sigma_{\max} = 1818 \text{ daN/cm}^2 < 2200 \text{ daN/cm}^2$$

Raportul minim se obtine pentru aceeași grinda :

$$\Omega_{i,\min}^M = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} = \frac{287.5}{207.2} = 1.39$$

$$\Rightarrow 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{i,\min}^M = 1.1 \times 1.25 \times 1.39 = 1.91$$

10. Verificare stâlpi

Efortul unitar maxim la baza stâlpilor se obtine pentru stâlpii laterali HEB300:

$$N_{Ed} = 802.3 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 119.9 \text{ KNm}$$

Efortul unitar maxim pentru stâlpii laterali se obtine la capătul inferior al stâlpului de la primul etaj :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega^N \times N_{Ed,E} = 953.1 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega^M \times M_{Ed,E} = 182.7 \text{ KNm}$$

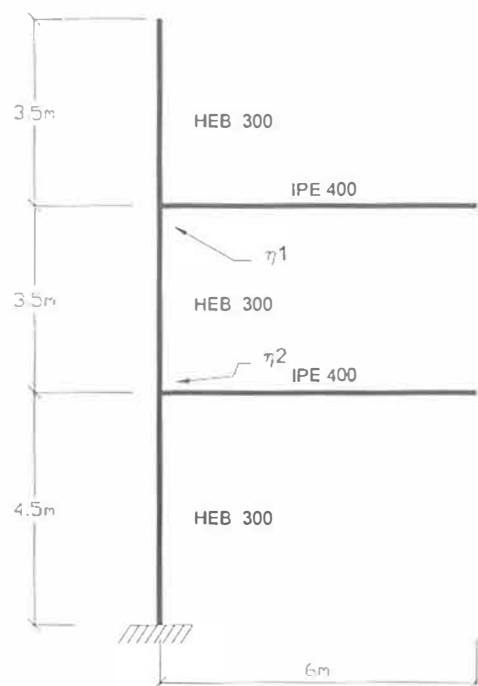
Stâlpu lateral de la parter se va verifica in consecința la eforturile maxime:

$$N_{Ed} = 953.1 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 182.7 \text{ KNm}$$

In conformitate cu STAS 10108/78 pentru calitatea de otel OL37 cu $t > 16 \text{ mm}$
 $\Rightarrow R = 2100 \text{ dan/cm}^2$.

$$\text{HEB 300 : } A = 149.1 \text{ cm}^2, W_x = 1678 \text{ cm}^3 \\ I_x = 25170 \text{ cm}^4, i_x = 12.99 \text{ cm}, I_y = 8563 \text{ cm}^4, i_y = 7.58 \text{ cm}, I_t = 185 \text{ cm}^4$$



$$\eta_1 = \frac{(k_c + k_1)}{(k_c + k_1) + k_{12}} = \frac{(71.9 + 71.9)}{(71.9 + 71.9) + 38.6} = 0.79$$

$$\eta_2 = \frac{(k_c + k_2)}{(k_c + k_2) + k_{22}} = \frac{(71.9 + 55.9)}{(71.9 + 55.9) + 38.6} = 0.77$$

$$k_1 = k_c = \frac{I}{L} = \frac{25170}{350} = 71.9$$

$$k_2 = \frac{I}{L} = \frac{25170}{450} = 55.9$$

$$k_{12} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{600} = 38.6$$

$$k_{22} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{600} = 38.6$$

Pentru o structura cu noduri deplasabile:

$$\frac{l_f}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} = 2.28 \quad (\text{formula F4/P100-1/06})$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{2.28 \cdot 350}{12.99} = 61 \leq 0.7 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 65$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{350}{7.58} = 46 < 1.3 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 121$$

$$\Rightarrow \varphi_{OL37}^A = 0.875 = \varphi_{\min}$$

$$\Rightarrow \varphi_{OL37}^B = 0.902$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{95310}{149.1} = 639 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 E}{61^2} = 5570 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = 730 > 0.15 R$$

$$1 - \frac{\sigma}{\sigma_E} = 0.885$$

$$\varphi_g = f(\lambda_{tr}) \quad \lambda_{tr} = \gamma \cdot \frac{\mu \cdot l}{i_y} = 0.779 \cdot \frac{0.5 \cdot 350}{7.58} = 18$$

$$\gamma = f\left(\frac{l^2 \cdot I_r}{h^2 \cdot I_y}\right) = f\left(\frac{350^2 \cdot 185}{30^2 \cdot 8563}\right) = f(2.94) = 0.779$$

$$\Rightarrow \varphi_g = \varphi_{OL37}^B = 0.986$$

$$\sigma_{\max} = \frac{95310}{0.875 \cdot 149.1} + \frac{1827000}{0.986 \cdot 0.885 \cdot 1678} = 1978 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < 2100 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

D. – EXEMPLE DE PROIECTARE STRUCTURI DE ZIDĂRIE EXEMPLUL D.1.

0. Date generale

- Clădire de locuit P+2E
- Înălțimea de nivel $h_{et} = 2.80$ m
- Structura din zidărie nearmată (**ZNA**), identică la toate nivelurile (figura.1)
- Zona seismică $a_g = 0.08g$.

PERETI STRUCTURALI

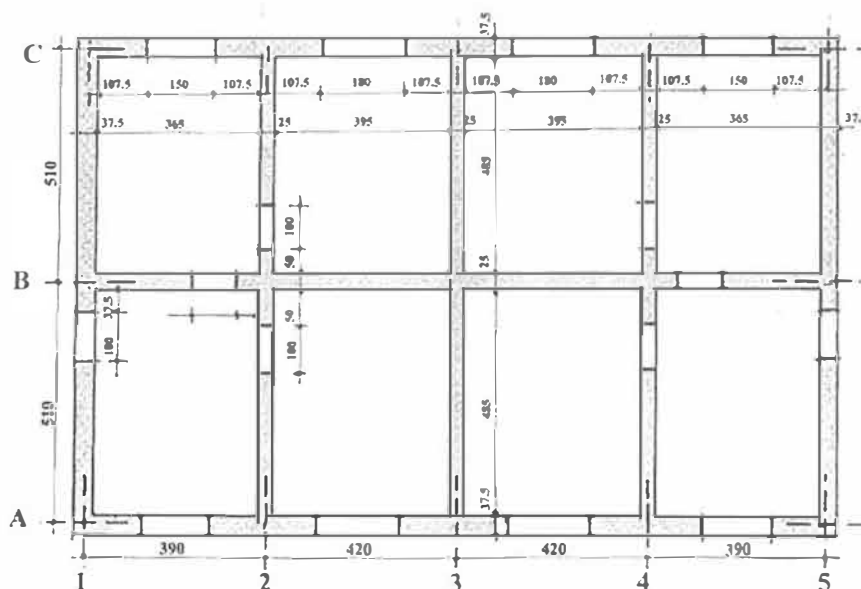


Figura Ex.1.1

1. Materiale

- elemente pentru zidărie: cărămizi pline de argilă arsă, $f_{med} = 7.5$ N/mm²;
- mortar M5;
- rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei $f_k = 2.30$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.2a, fig.4.1b);
- rezistența caracteristică la forfecare cu efort unitar de compresiune nul a zidăriei $f_{vk0} = 0.20$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.3);
- modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 1000 f_k = 2.300$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.9);
- modulul de elasticitate transversal al zidăriei $G_z = 0.4E_z = 0.4 \times 2300 = 920$ N/mm² (→ CR6-2006, relația 4.9).

2. Stabilirea încărcărilor verticale

2.1 Aria totală a nivelului

- $16.70 \times 10.70 = 178.69$ m²

2.2. Ariile nete ale încăperilor (pe care se aplică încărcările de la 2.6.1.)

$$- 4 \times (3.65 + 3.95) \times 4.85 = 147.44 \text{ m}^2$$

2.3 Ariile ocupate de pereți:

$$- 178.69 - 147.44 = 31.25 \text{ m}^2$$

2.4 Volum zidărie:

$$- 31.25 \times 2.80 = 87.50 \text{ m}^3$$

se scad golurile :

$$- (4 \times 1.50 \times 15.0 + 4 \times 1.80 \times 1.50 + 2 \times 1.0 \times 2.10) \times 0.375 = 9.00 \text{ m}^3$$

$$- 6 \times 1.0 \times 2.10 \times 0.25 = 3.15 \text{ m}^3$$

$$\text{Total goluri} \quad 12.15 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum total zidărie pe nivel} \quad 87.50 - 12.15 = 75.35 \text{ m}^3$$

2.5 Greutate zidărie:

$$- \text{greutatea volumetrică a zidăriei } \gamma_{\text{zid}} = 1.95 \text{ tone/m}^3 \text{ (inclusiv tencuiala)}$$

$$- \text{greutate totală zidărie : } G_{\text{zid}} / \text{nivel} = 1.95 \times 75.35 = 146.9 \text{ tone} = 1469.0 \text{ kN}$$

2.6 Greutate planșeu:

2.6.1. Greutate planșeu / 1 m²:

- placa din beton armat 13 cm grosime	3.25 kN/m ²
- tencuiala la tavan 2 cm grosime	0.40 kN/m ²
- pardoseala + șapa	1.50 kN/m ²
- pereți despărțitori amovibili	0.80 kN/m ²
• Total	5.95 kN/m ²

$$- \text{încărcare de exploatare (} \rightarrow \text{CR 0 - tab. 4.1) :}$$

$$* q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (locuință)}$$

$$* \psi_{2i} = 0.4$$

$$* \psi_{2i} q$$

$$0.6 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{încărcare totală / 1m}^2 \text{ planșeu} \quad 6.55 \text{ kN/m}^2$$

2.6.2. Greutate totală planșeu / nivel

$$- 147.44 \times 0.655 = 96.6 \text{ tone} = 966.0 \text{ kN}$$

2.7 Greutate totală clădire / nivel

$$- G_{\text{niv}} = 146.9 + 96.6 = 243.5 \text{ tone} = 2435 \text{ kN}$$

$$- q_{\text{echiv}} = \frac{243.5}{178.69} = 1.36 \text{ t/m}^2 = 13.6 \text{ kN/m}^2$$

2.8 Greutate totală clădire

$$- G = 3 \times 243.3 = 730 \text{ tone} = 7300 \text{ kN}$$

3 Calculul forței seismice de proiectare

3.1. Coeficienți de calcul:

$$- \text{Factor de importanță } \gamma_I = 1.0 \text{ (clădire din clasa de importanță III)} \\ (\rightarrow \text{P100-1/2006, tabel 4.3})$$

$$- \text{Valoarea spectrului elastic de proiectare } S_e = 0.08g \times 2.75 = 0.22g \\ (\rightarrow \text{P100-1/2006, relația 3.6})$$

- Factorul de comportare $q = 2.0 \times 1.1 = 2.2$ (\rightarrow P100-1/2006, 8.3.5. (3) și tab.8.5)
- Factorul de reducere pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=8\%$: $\eta = 0.88$ (\rightarrow P100-1/2006, Anexa A)
- Factorul de corecție pentru contribuția modului propriu fundamental $\lambda = 0.85$ pentru clădire cu $n_{niv} > 2$ (\rightarrow P100-1/2006, 4.5.3.2.2.)

3.2. Forța tăietoare de bază (\rightarrow P100-1/2006, relația 4.4)

$$F_b = 1.0 \times \frac{0.08 \times 2.75g}{2.2} \times 0.85 \times 0.88 \times \frac{7300.0}{g} \cong 546.0 \text{ kN}$$

3.3. Forțe seismice de nivel (\rightarrow P100-1/2006, relația 4.6)

- $F_1 = 91.0 \text{ kN}$
- $F_2 = 182.0 \text{ kN}$
- $F_3 = 273.0 \text{ kN}$

3.4. Moment de răsturnare la cota ± 0.00

$$M_0 = \sum_i F_i h_i = 91.0 \times 2.80 + 182.0 \times 5.60 + 273.0 \times 8.40 \cong 3570 \text{ kNm}$$

4. Eforturi unitare de compresiune pe pereții structurali

4.1. Încărcări din greutatea planșeului și încărcarea de exploatare:

- forțe uniform distribuite corespunzătoare ariilor aferente de planșeu

Tabelul Ex.1.1

Ax	Perete	q_{pl} (kN/m)	Ax	Perete	q_{pl} (kN/m)
Ax 1&5	1A-1B	7.5	Ax A	A1-A2 A4-A5	6.0
	1B-1C	7.5		A2-A3 A3-A4	6.6
Ax2&4	2A-2B	15.2	Ax B	B1-B2 B4-B5	12.0
	2B-2C	15.2		B2-B3 B3-B4	13.0
Ax3	3A-3B	15.4	Ax C	Idem ax A	
	3B-3C	15.4			

PEREȚI STRUCTURALI

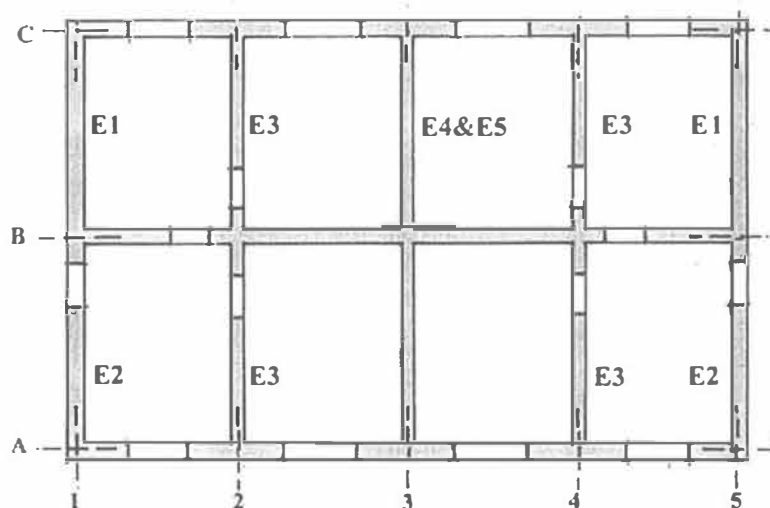


Figura Ex.1.2

4.3. Încărcări totale și eforturi unitare de compresiune pe grupuri de pereți

Tabelul Ex.1.2

Grup	A_{zid} m^2	$G_{\text{zidărie}}$ kN	$G_{\text{planșee}}$ kN	G_{total} kN	$G_{\text{bază}}$ kN	Efort σ_0 N/mm^2
E1	3.14	185.6	86.0	272.0	816.0	0.260
E2	1.85	114.5	41.0	155.5	466.5	0.252
E3	1.74	116.8	74.0	190.8	572.4	0.329
E4&E5	7.14	445.6	416.0	861.6	2584.8	0.362

5. Pereți activi pe direcțiile principale

TRANSVERSAL - pereți activi

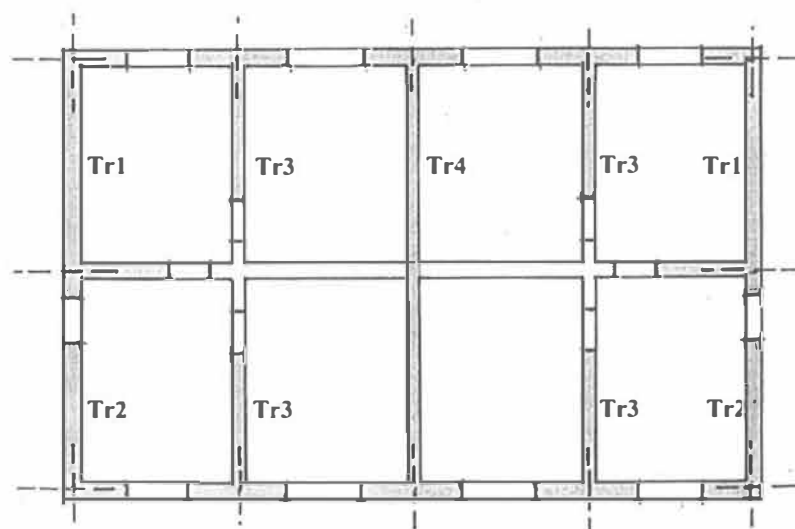


Figura Ex.1.3a

LONGITUDINAL - Pereti activi

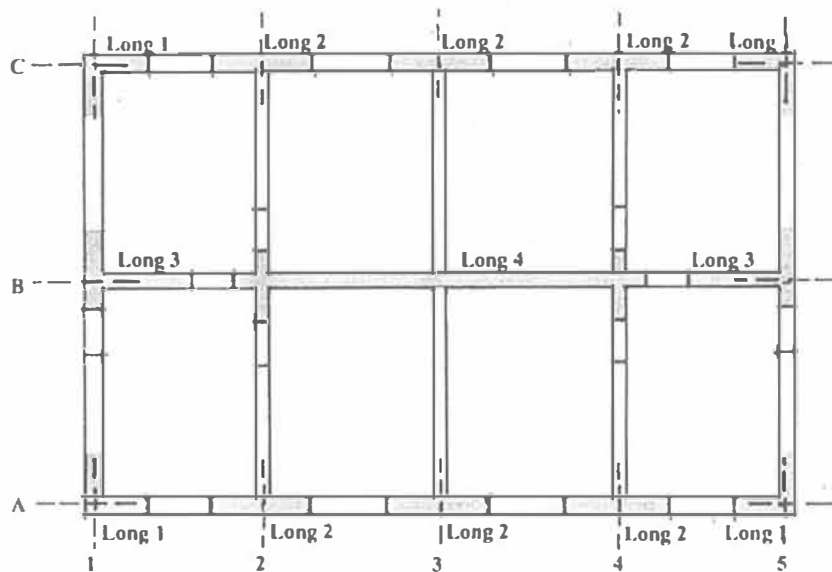


Figura Ex.1.3b

6. Distribuția forței seismice de proiectare între pereții activi:

- se neglijează aportul riglelor de cuplare (→ CR6-2006, 6.3.1.(11))
- rigiditatea consolelor verticale se calculează cu relația (→ relațiile C.8.4a÷ C.8.6a))

$$R = \frac{E_p}{\frac{H^3}{3I_p} + 3\frac{H}{A_i}}$$

(Ex.1.1)

unde

- * $H = 3 \times 2800 = 8400$ mm (înălțimea totală a consolei)
- * I_p - momentul de inerție al peretelui activ
- * A_i - aria inimii peretelui activ
- forța tăietoare seismică și momentul de răsturnare se distribuie între pereții activi proporțional cu rigiditățile respective

7. Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților activi

7.1. Schema de calcul

- Calculul caracteristicilor geometrice ale secțiunii active a peretelui:
 - * coordonatele centrului de greutate al secțiunii (x_G, y_G)
 - * aria (A)
 - * momentele de inerție față de axele care trec prin centrul de greutate (I_x, I_y)
 - * limitele sâmburelui central al secțiunii cu relațiile:

$$e_{1x} = \frac{I_x}{x_G A} \quad e_{2x} = \frac{I_x}{(h_x - x_G) A}$$

(Ex.1.2)

$$e_{1y} = \frac{I_y}{y_G A} \quad e_{2y} = \frac{I_x}{(h_y - y_G) A}$$

(Ex.1.3)

unde h_x și h_y sunt înălțimile secțiunii pe cele două direcții.

-

- Calculul forței axiale (N_E) pe secțiunea activă a peretelui:

$$N_E = \sigma_0 E A$$

(Ex.1.4)

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul Ex1.2 pentru grupul de pereți căruia îi aparține.

- Calculul momentului încovoietor capabil

$$M_{cap} = 1.2 e_N N_E$$

(Ex.1.5)

Caracteristici geometrice pereți activi (a se vedea figurile 3a și 3b)

Transversal

Tabelul Ex.1.3a

Perete	A mm ²	h mm	I _x mm ⁴	y _G mm	e ₁ mm	e ₂ mm
Tr1	2.93 x 10 ⁶	5475	11.2 x 10 ¹²	2825	1353	1264
Tr2	1.85 x 10 ⁶	3850	2.74 x 10 ¹²	2305	664	960
Tr3	1.74 x 10 ⁶	3725	2.30 x 10 ¹²	1085	1218	501
Tr4	4.29 x 10 ⁶	10700	68.5 x 10 ¹²	5350	2986	2986

Longitudinal

Tabelul Ex.1.3b

Perete	A mm ²	h mm	I _y mm ⁴	x _G mm	e ₁ mm	e ₂ mm
Long1	1.04 x 10 ⁶	1450	0.27 x 10 ¹²	467	556	264
Long2	0.90 x 10 ⁶	2400	0.43 x 10 ¹²	1200	400	400
Long3	1.32 x 10 ⁶	2525	0.72 x 10 ¹²	701	783	300
Long4	3.03 x 10 ⁶	10150	31.7 x 10 ¹²	5075	2060	2060

7.2 Momente încovoietoare capabile (asociate încărcărilor aferente fiecărui perete activ)

Transversal

Tabelul Ex.1.4a

Perete	A mm ²	σ ₀ N/mm ²	N kN	1.2e ₁ mm	M _{cap,1} kNm	1.2e ₂ mm	M _{cap,2} kNm
Tr1	2.93 x 10 ⁶	0.26	762.0	1624	1238.0	1264	1156.0
Tr2	1.85 x 10 ⁶	0.25	462.0	773	357.0	1152	532.0
Tr3	1.74 x 10 ⁶	0.33	574.0	1462	839.0	600	345.0
Tr4	4.29 x 10 ⁶	0.36	1544.0	3580	5526.0	3580	5526.0

Longitudinal

Tabelul Ex.1.4b

Perete	A mm ²	σ ₀ N/mm ²	N kN	1.2e ₁ mm	M _{cap,1} kNm	1.2e ₂ mm	M _{cap,2} kNm
Long1	1.04 x 10 ⁶	0.26	271.0	667	181.0	317	86.0

Long2	0.90×10^6	0.33	297.0	480	143.0	480	143.0
Long3	1.32×10^6	0.26	343.0	940	309.0	360	123.0
Long4	3.03×10^6	0.36	1090	2472	2696.0	2472	2696

7.3 Distribuția forței seismice de bază și a momentului de răsturnare

Transversal

Tabelul Ex.1.5a

Perete	R_i kN/mm	n_{ei} ----	$n_{ei}R_i$ kN/mm	k_{Ri} ----	F_{Si} kN	M_{Ri} kNm
Tr1	79.0	2	158.0	0.174	95.0	620.0
Tr2	14.6	2	29.2	0.032	17.5	114.0
Tr3	20.4	4	81.6	0.045	24.6	160.3
Tr4	186.0	1	186.0	0.409	223.3	1457.7

$\Sigma 454.8 \text{ kN/mm}$

Longitudinal

Tabelul Ex.1.5b

Perete	R_i kN/mm	n_{ei} ----	$n_{ei}R_i$ kN/mm	k_{Ri} ----	F_{Si} kN	M_{Ri} kNm
Long1	2.97	4	11.9	0.015	8.2	53.5
Long2	4.74	6	28.4	0.024	13.1	85.5
Long3	7.35	2	14.7	0.037	20.2	132.0
Long4	142.3	1	142.3	0.721	393.4	2573.0

$\Sigma 197.3 \text{ kN/mm}$

8. Calculul forțelor tăietoare capabile ale pereților activi

8.1. Schema de calcul

- Forță tăietoare capabilă se calculează conform CR6-2006 considerând că lungimea zonei comprimate corespunzătoare momentului capabil (determinat cu relația C.E.5) este $0.6 l_i$, unde l_i este lungimea inimii peretelui compus

$$V_{cap} = 0.6 l_i t_p f_{vd}$$

(Ex.1.6)

- Valoarea caracteristică a rezistenței unitare la forfecare se determină conform (CR6-2006, 4.1.1.2.1.)

8.2 Forțe tăietoare capabile (asociate momentelor încovoietoare capabile)

Transversal

Tabelul Ex.1.6a

Perete	σ_0 N/mm ²	f_{vk} N/mm ²	$f_{vd}=f_{vk}/\gamma_M$ N/mm ²	l_i mm	t_p mm	V_{cap} kN
Tr1	0.26	0.304	0.138	5475	375	170.0
Tr2	0.25	0.300	0.136	3850	375	117.8
Tr3	0.33	0.332	0.151	3725	250	84.4
Tr4	0.36	0.344	0.156	10700	250	250.4

Longitudinal

Tabelul Ex.1.6b

Perete	σ_0 N/mm ²	f_{vk} N/mm ²	$f_{vd}=f_{vk}/\gamma_M$ N/mm ²	l_i mm	t_p mm	V_{cap} kN
Long1	0.26	0.304	0.138	1450	375	45.0
Long2	0.33	0.332	0.151	2400	375	81.5
Long3	0.26	0.304	0.138	2525	250	52.3
Long4	0.36	0.344	0.156	10150	250	237.5

9. Verificarea siguranței

9.1. Siguranța în raport cu solicitarea de încovoiere cu forță axială

- Se compară momentele capabile (tabelele Ex.1.4a și Ex.1.4b) cu momentele încovoietoare rezultate din distribuția momentului de răsturnare între pereții activi de pe fiecare direcție (tabelele Ex.1.5a și Ex.1.5b)

Transversal			Tabelul Ex.1.7a		
Perete	$M_{cap,i}$ kNm	n_{el} ----	$n_{el}M_{cap,i}$ kNm	$M_{nec,i}$ kNm	$n_{el}M_{nec,i}$ kNm
Tr1	1156.0	2	2312.0	620.0	1240.0
Tr2	532.0	2	1064.0	114.0	228.0
Tr3	345.0	4	1380.0	160.3	641.2
Tr4	5526.0	1	5526.0	1457.7	1457.7
			Σ 10282.0 kNm	Σ 3567.0 kNm	

Longitudinal			Tabelul Ex.1.7b		
Perete	$M_{cap,i}$ kNm	n_{el} ----	$n_{el}M_{cap,i}$ kNm	$M_{nec,i}$ kNm	$n_{el}M_{nec,i}$ kNm
Long1	86.0	4	344.0	53.5	214.0
Long2	143.0	6	858.0	86.0	516.0
Long3	123.0	2	246.0	132.0	264.0
Long4	2696.0	1	2696.0	2573.0	2573.0
			Σ 4144 kNm	Σ 3567.0 kNm	

9.2. Siguranța în raport cu solicitarea la forță tăietoare

- Se compară forțele tăietoare capabile (tabele Ex.1.6a și Ex.1.6b) cu forțele tăietoare rezultate din distribuția forței seismice între pereții activi de pe fiecare direcție (tabelele Ex.1.5a și Ex.1.5b) considerând majorarea cu 25% dată de condiția (8.1).

Transversal			Tabelul Ex.1.8a			
Perete	$V_{cap,i}$ kN	n_{el} ----	$n_{el}V_{cap,i}$ kN	$V_{nec,i}$ kN	$n_{el}V_{nec,i}$ kN	$1.25n_{el}V_{nec,i}$ kN
Tr1	170.0	2	340.0	95.0	190.0	237.5
Tr2	117.0	2	234.0	17.5	35.0	43.7
Tr3	84.4	4	337.6	24.6	98.4	123.0
Tr4	250.4	1	250.4	223.2	223.2	279.0
			Σ 1162.0 kN	$\Sigma 1.25 \times 546.6 = 683.3$ kN		

Longitudinal			Tabelul Ex.1.8b			
Perete	$V_{cap,i}$ kN	n_{el} ----	$n_{el}V_{cap,i}$ kN	$V_{nec,i}$ kN	$n_{el}V_{nec,i}$ kN	$1.25n_{el}V_{nec,i}$ kN
Long1	45.0	4	180.0	8.3	33.2	41.5
Long2	81.5	6	489.0	13.1	78.6	98.3
Long3	52.3	2	104.6	20.2	40.4	50.5
Long4	237.5	1	237.5	393.7	393.7	492.1
			Σ 1011.1 kN	$\Sigma 1.25 \times 545.9 = 682.4$ kN		

10. Concluzii:

- Condiția de verificare la încovoiere cu forța axială este satisfăcută pentru ansamblul clădirii și pentru fiecare perete pentru ambele direcții de acțiune a cutremurului.
- Condiția de verificare la forța tăietoare este satisfăcută, pentru ansamblul clădirii, pentru ambele direcții de acțiune a cutremurului.
- Pentru fiecare perete în parte rezultă:

- * Pe direcția *transversală* forța tăietoare capabilă a peretelui Tr4 nu satisface relația (8.1)
- * Pe direcția *longitudinală* forța tăietoare capabilă a peretelui L4 nu satisface relația (8.1). Deoarece diferența este mai mare de 20%, chiar dacă pe ansamblul clădirii condiția de siguranță este satisfăcută, nu se poate accepta redistribuirea forței tăietoare către ceilalți pereți: CONDIȚIA DE SIGURANȚĂ NU ESTE SATISFĂCUTĂ

EXEMPLUL D.2.

0. Date generale

- Clădire de locuit P+3E
- Înălțimea de nivel $h_{et} = 2.80$ m
- Structura din **zidărie confinată (ZC)**, identică la toate nivelurile (figura Ex.2.1)
- Zona seismică $a_g = 0.16g$.

PERETI STRUCTURALI

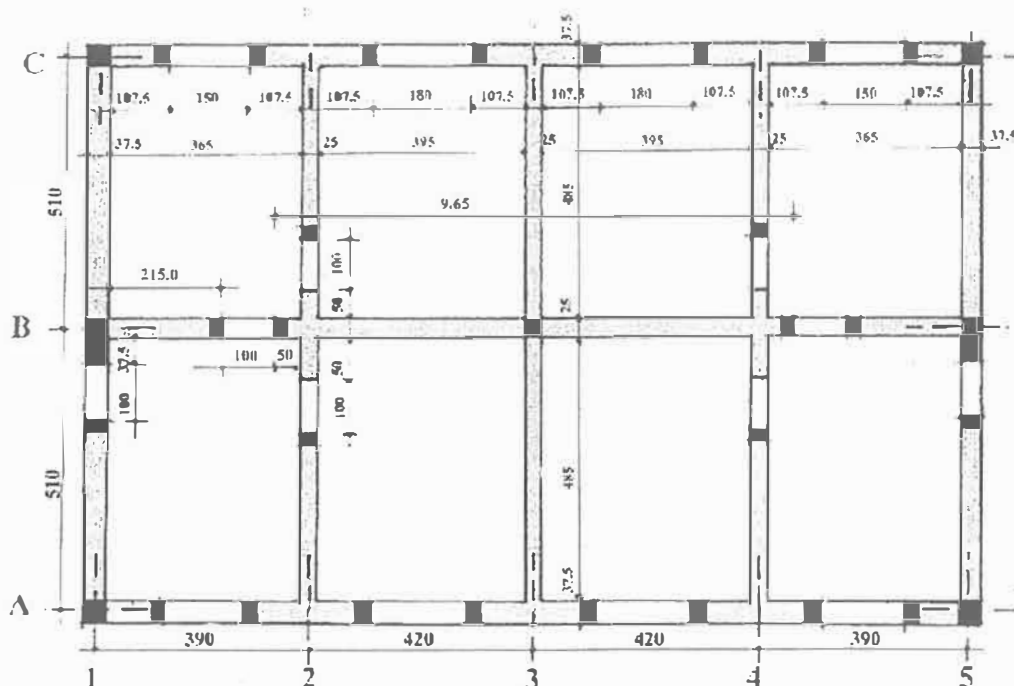


Figura Ex.2.1

1. Materiale

- elemente pentru zidărie: cărămizi pline de argilă arsă, $f_b = 7.5 \text{ N/mm}^2$;
- mortar M5;
- rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei $f_k = 2.30 \text{ N/mm}^2$ (\rightarrow CR6-2006, tab.4.2a, fig.4.1b);
- rezistența caracteristică la forfecare cu efort unitar de compresiune nul a zidăriei $f_{vk0} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (\rightarrow CR6-2006, tab.4.3);
- modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 1000 f_k = 2.300 \text{ N/mm}^2$ (\rightarrow CR6-2006, tab.4.9);
- modulul de elasticitate transversal al zidăriei $G_z = 0.4 E_z = 0.4 \times 2300 = 920 \text{ N/mm}^2$ (\rightarrow CR6-2006, relația 4.9).
- beton clasa C12/15, $f_{cd} \equiv R_c = 9.5 \text{ N/mm}^2$
- oțel OB37 $f_{yd} \equiv R_a = 210 \text{ N/mm}^2$
- armarea stâlpișorilor ($\geq 0.8\%$ pentru $a_g = 0.16g \rightarrow$ P100-1/2006, 8.5.4.2.1. (3)) :
 - * $25 \times 25 \Rightarrow 4\Phi 14 \Rightarrow A_s = 616 \text{ mm}^2$
 - * $25 \times 37.5 \Rightarrow 4\Phi 14 + 2\Phi 12 = 842 \text{ mm}^2$

$$\bullet \quad 37.5 \times 37.5 \Rightarrow 8\Phi 14 = 1231 \text{ mm}^2$$

2. Stabilirea încărcărilor verticale

2.1 Aria totală a nivelului

$$- \quad 16.70 \times 10.70 = 178.69 \text{ m}^2$$

2.2. Ariile nete ale încăperilor (pe care se aplică încărcările de la 2.6.1.)

$$- \quad 4 \times (3.65 + 3.95) \times 4.85 = 147.44 \text{ m}^2$$

2.3 Ariile ocupate de pereți:

$$- \quad 178.69 - 147.44 = 31.25 \text{ m}^2$$

2.4 Volum zidărie:

$$- \quad 31.25 \times 2.80 = 87.50 \text{ m}^3$$

se scad golurile :

$$- \quad (4 \times 1.50 \times 15.0 + 4 \times 1.80 \times 1.50 + 2 \times 1.0 \times 2.10) \times 0.375 = 9.00 \text{ m}^3$$

$$- \quad 6 \times 1.0 \times 2.10 \times 0.25 = 3.15 \text{ m}^3$$

$$\text{Total goluri} \quad 12.15 \text{ m}^3$$

$$\text{Volum total zidărie pe nivel} \quad 87.50 - 12.15 = 75.35 \text{ m}^3$$

2.5 Greutate zidărie:

$$- \quad \text{greutatea volumetrică a zidăriei } \gamma_{\text{zid}} = 1.95 \text{ tone/m}^3 \text{ (inclusiv tencuiala)}$$

$$- \quad \text{greutate totală zidărie : } G_{\text{zid}} / \text{nivel} = 1.95 \times 75.35 = 146.9 \text{ tone} = 1469.0 \text{ kN}$$

2.6 Greutate planșeu:

2.6.1. Greutate planșeu / 1 m²:

- placa din beton armat 13 cm grosime	3.25 kN/m ²
- tencuiala la tavan 2 cm grosime	0.40 kN/m ²
- pardoseala + șapa	1.50 kN/m ²
- pereți despărțitori amovibili	0.80 kN/m ²
	<hr/>
	Total 5.95 kN/m ²

$$- \quad \text{încărcare de exploatare } (-\rightarrow \text{CR 0 - tab. 4.1}) :$$

$$\bullet \quad q_u = 1.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (locuință)}$$

$$\bullet \quad \psi_{2i} = 0.4$$

$$\bullet \quad \psi_{2i} q$$

$$0.6 \text{ kN/m}^2$$

$$- \quad \text{încărcare totală / 1 m}^2 \text{ planșeu} \quad 6.55 \text{ kN/m}^2$$

2.6.2. Greutate totală planșeu / nivel

$$- \quad 147.44 \times 0.655 = 96.6 \text{ tone} = 966.0 \text{ kN}$$

2.7 Greutate totală clădire / nivel

$$- \quad G_{\text{niv}} = 146.9 + 96.6 = 243.5 \text{ tone} = 2435 \text{ kN}$$

$$- \quad q_{\text{echiv}} = \frac{243.5}{178.69} = 1.36 \text{ t/m}^2 = 13.6 \text{ kN/m}^2$$

2.8 Greutate totală clădire

$$- \quad G = 4 \times 243.3 = 973 \text{ tone} = 9730 \text{ kN}$$

3 Calculul forței seismice de proiectare

3.1. Coeficienți de calcul:

- Factor de importanță $\gamma_1 = 1.0$ (clădire din clasa de importanță III)
(→ P100-1/2006, tabel 4.3)
- Valoarea spectrului elastic de proiectare $S_e = 0.16g \times 2.75 = 0.44g$
(→ P100-1/2006, relația 3.6)
- Factorul de comportare $q = 2.5 \times 1.25 = 3.125$
(→ P100-1/2006, 8.3.5. (3) și tab.8.5)
- Factorul de reducere pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=8\%$: $\eta = 0.88$
(→ P100-1/2006, Anexa A)
- Factorul de corecție pentru contribuția modului propriu fundamental $\lambda = 0.85$ pentru clădire cu $n_{niv} > 2$ (→ P100-1/2006, 4.5.3.2.2.)

3.2. Forța tăietoare de bază (→ P100-1/2006, relația 4.4)

$$F_b = 1.0 \times \frac{0.16 \times 2.75g}{3.125} \times 0.88 \times 0.85 \times \frac{9730.0}{g} \cong 1025.0 \text{ kN}$$

3.3 Modelul de calcul simplificat.

3.3.1. Ipoteze de modelare:

- s-au considerat numai "inimile" profilelor compuse pe ambele direcții (secțiuni dreptunghiulare, fără aportul tălpilor);
- modulul de elasticitate, pentru fiecare secțiune, s-a calculat cu relația:
$$E_{zc} = \frac{E_z I_z + E_b I_b}{I_z + I_b} \quad (\rightarrow \text{CR6-2006, relația 4.7});$$
- riglele de cuplare au fost considerate încastrate în montanți/stâlpișori, la fața golurilor respective.

3.3.2. Pentru calculul eforturilor secționale s-a folosit varianta **P100-92** a programului **CASE 386**, cu următorii parametri:

- Factor de importanță $\gamma_1 = 1.0$ (clădire din clasa de importanță III)
- Coeficientul $k_s = 0.16$
- Factorul de comportare convențional $\psi_{conv} = 0.30$
- Coeficientul ε a fost calculat prin program

Notă. Pentru folosirea variantei **P100-92** a programului **CASE 386** în condițiile din Codul P100-1/2006 este necesară introducerea unei valori convenționale pentru coeficientul ψ care să înglobeze efectele modificărilor făcute în formula de calcul a spectrului de proiectare.

Această valoare a fost determinată cu relația

$$\psi_{conv} = \frac{1}{q * \alpha_u / \alpha_1} k_\beta \eta$$

în care:

- $q = 2.5$
- $\alpha_u / \alpha_1 = 1.25$
- $k_\beta = \beta_{max, P100-1/2006} / \beta_{max, \psi 100-92} = 2.75 / 2.50 = 1.1$ (pentru clădirile din zidărie avem întotdeauna $T_0 < T_C$)
- $\eta = 0.88$ (conform Anexa A la P100-1/2006)

A rezultat valoarea $\psi_{conv} = 0.31$.

În calculul automat s-a introdus valoarea $\psi = 0.30$ (programul admite numai valori fixe ale ψ) iar rezultatele s-au multiplicat cu raportul $\delta_\psi = 0.31/0.30 = 1.033$.

3.3.3. Valorile forței seismice de bază calculate cu modelul simplificat:

- $F_{bx} = 979.0 \text{ kN}$ (-4.4% față de valoarea din P100-1/2006)
- $F_{by} = 955.0 \text{ kN}$ (-6.8% față de valoarea din P100-1/2006)

Diferențele se datorează calculului exact al valorii ε care este mai mică decât $\lambda = 0.85$.

3.4. Forțe seismice de nivel

Tabel Ex.2.1

Nivel	Forțe de nivel P100-1/2006 (kN)	Forțe conform CASE 386	
		F_x	F_y
N4	410.0	392.0	399.0
N3	307.5	309.0	299.0
N2	205.0	198.0	184.0
N1	102.5	80.0	73.0

3.5. Moment de răsturnare la cota ± 0.00

Cu valorile din P100-1/2006

$$M_0 = \sum_1^4 F_i h_i = 102.5 \times 2.80 + 205.0 \times 5.60 + 307.5 \times 8.40 + 410.0 \times 11.20 = 8610 \text{ kNm}$$

4. Eforturi unitare de compresiune pe pereții structurali

4.1. Încărcări din greutatea planșeului și încărcarea de exploatare:

- forțe uniform distribuite corespunzătoare ariilor aferente de planșeu
-

Tabelul Ex.2.2

Ax	Perete	q_{pi} (kN/m)	Ax	Perete	q_{pi} (kN/m)
Ax 1&5	1A-1B	7.5	Ax A	A1-A2 A4-A5	6.0
	1B-1C	7.5		A2-A3 A3-A4	6.6
Ax2&4	2A-2B	15.2	Ax B	B1-B2 B4-B5	12.0
	2B-2C	15.2		B2-B3 B3-B4	13.0
Ax3	3A-3B	15.4	Ax C	Idem ax A	
	3B-3C	15.4			

PERETI STRUCTURALI

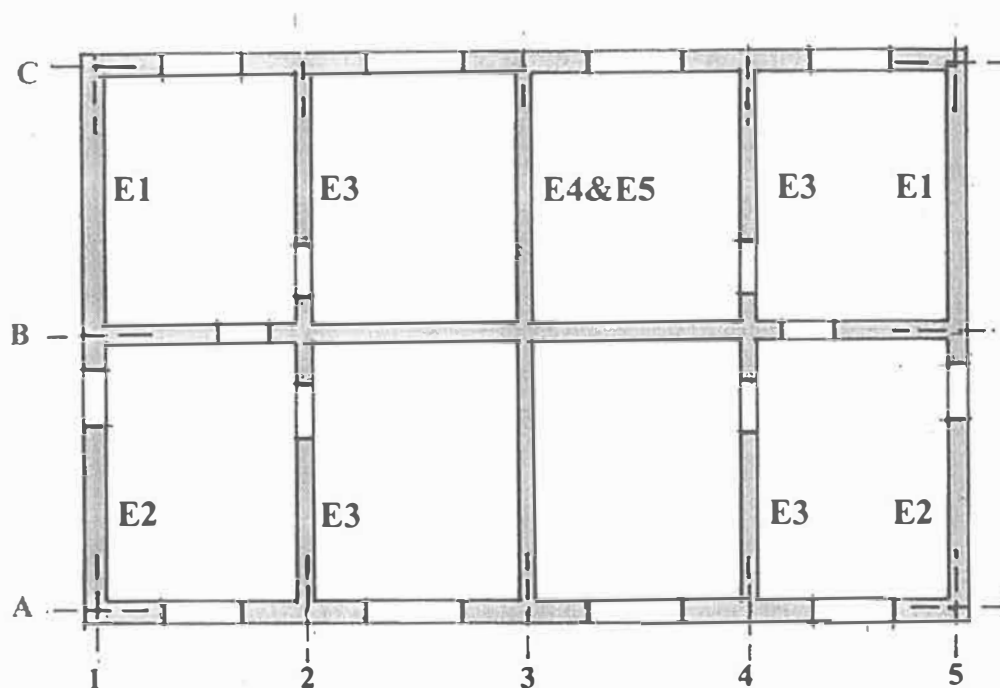


Figura Ex.2.2

4.3. Încărcări totale și eforturi unitare de compresiune pe grupuri de pereți

Tabelul

Ex.2.3

Grup	$A_{zid,i}$ m^2	G_{zidane} kN	$G_{planșee}$ kN	G_{total} kN	$G_{bază}$ kN	Efort σ_0 N/mm ²
E1	3.14	185.6	86.0	271.6	1086.4	0.346
E2	1.85	114.5	41.0	155.5	622.0	0.336
E3	1.74	116.8	74.0	190.8	763.2	0.439
E4&E5	7.14	433.9	384.3	818.2	3272.8	0.458

$$A_z = 24.08 \text{ m}^2$$

$$G = 9742.4 \text{ kN}^*$$

Nota. Se regăsește valoarea de la 2.8. cu diferența de 1.3‰

5. Pereți activi pe direcțiile principale

TRANSVERSAL - pereti activi **ZIDARIE CONFINATA**
(model simplificat)

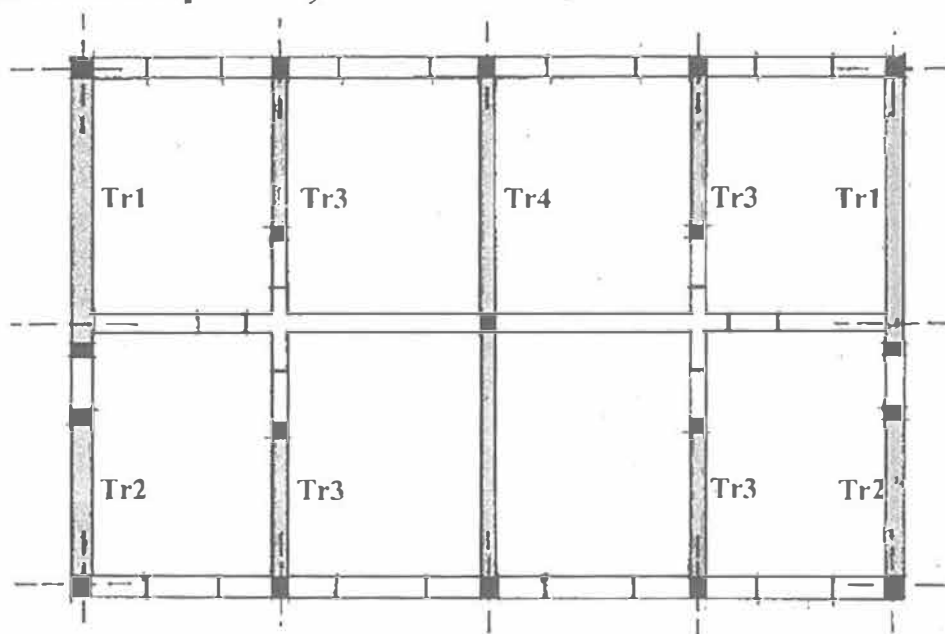


Figura Ex.2.3a

LONGITUDINAL (pereti activi) **ZIDARIE CONFINATA**
(model simplificat)

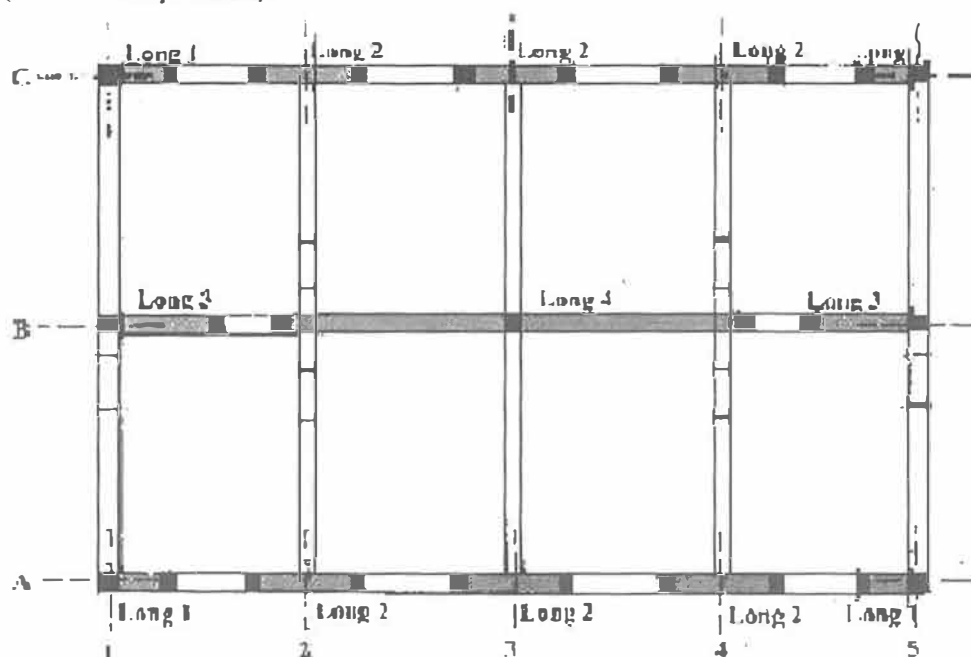


Figura Ex.2.3b

6. Distribuția forței seismice de proiectare între pereții activi:

- Eforturile secționale globale (M și V) au fost obținute pe modelul simplificat cu programul CASE386

- Valorile de proiectare pentru secțiunile de la cota ± 0.00 sunt date în tabelul Ex.2.4

Tabelul Ex.2.4

Direcția principală	Axe		V	M
			kN	kNm
Longitudinal	A,C	1,5 (L1)	34.0	89.0
		2,4 (L2)	78.1	228.8
		3 (L2)	78.1	228.8
	B	1,5 (L3)	65.5	164.3
		3 (L4)	149.1	1362.5
Transversal	1,5	A (Tr2)	109.7	363.4
		C (Tr1)	158.2	664.3
	2,4	A (Tr3)	65.1	244.0
		C (Tr3)	65.1	244.0
	3	B (Tr4)	229.4	680.1

7. Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților activi (M_{Rd})

7.1. Schema de calcul

- Se folosesc relațiile
 - pentru calculul M_{Rd} : CR6-2006, relația (6.23)
 - pentru calculul $M_{Rd}(z_{na,i})$: CR6-2006, relațiile (6.25), (6.26)
 - pentru calculul $M_{Rd}(A_s)$: CR6-2006, relația (6.27)

7.2. Valorile sunt date în tabelele Ex.2.5a și Ex.2.5b

Transversal

Tabelul Ex.2.5a

Element	A_{total} $\times 10^6$ mm ²	I_w mm	σ_o N/mm ²	N_{Ed} kN	A_{zc} $\times 10^6$ mm ²	x_c mm	y_{zc} $\times 10^3$ mm	M_{Rd} ($z_{na,i}$) kNm
Tr1(E1)	2.194	5850	0.346	759	0.908	355		
Tr2(E2)	1.444	3850	0.336	485	0.580	227		
Tr3(E3)	0.931	3725	0.439	408	0.489	286		
Tr4(E4&5)	2.675	10700	0.458	1225	1.465	3307 ^(*)

^(*) $x_c = 3307 \text{ mm} > 0.3 I_w = 3210 \text{ mm} \rightarrow$ nu se respectă condiția din

CR6-2006, 6.6.3.3. (5) care limitează adâncimea zonei comprimate, pentru a favoriza comportarea ductilă a peretelui.

Longitudinal

Tabelul Ex.2.5b

Element	A_{total} $\times 10^6$ mm ²	I_w mm	σ_o N/mm ²	N_{Ed} kN	A_{zc} $\times 10^6$ mm ²	x_c mm	y_{zc} $\times 10^3$ mm	M_{Rd} ($z_{na,i}$) kNm
L1(E1)	0.544	1450	0.346	188	0.225	88		
L2(E4)	0.900	2400	0.458	412	0.493	204		
L3(E1)	0.631	2525	0.346	218	0.261	153		
L4(E4&E5)	2.413	9650	0.458	1105	1.321	3580 ^(*)

^(*) $x_c = 3580 \text{ mm} > 0.3 I_w = 2895 \text{ mm} \rightarrow$ nu se respectă condiția

din **CR6-2006, 6.6.3.3. (5)** care limitează adâncimea zonei comprimate, pentru a favoriza comportarea ductilă a peretelui.

Se modifică proprietățile materialelor:

Se aleg elemente pentru zidărie $f_{med} = 10.0 \text{ N/mm}^2$ și M5 $\Rightarrow f_k = 2.80 \text{ N/mm}^2$

(\rightarrow CR6-2006, tab.4.2a, fig.4.1b).

Verificare:

- Pentru Tr4 rezultă:
 - $A_{zc} = 1.204 \times 10^6 \text{ mm}^2 \rightarrow x_c = 2635 \text{ mm} < 0.3 \times 10700 = 3210 \text{ mm}$
 - Pentru L4 rezultă
 - $A_{zc} = 1.086 \times 10^6 \text{ mm}^2 \rightarrow x_c = 2890 \text{ mm} < 0.3 \times 9650 = 2895 \text{ mm}$
- Condiția $x_c < 0.3 l_w$ fiind îndeplinită se reiau calculele

I. Calculul valorilor M_{Rd} ($z_{na,i}$)

Tabelul Ex.2.5a1

Element	A_{total} $\times 10^6$ mm ²	l_w mm	σ_o N/mm ²	N_{Ed} kN	A_{zc} $\times 10^6$ mm ²	x_c mm	y_{gc} mm	y_{zc} $\times 10^3$ mm	M_{Rd} ($z_{na,i}$) kNm
Tr1(E1)	2.194	5850	0.346	759	0.746	291	145	2.780	2110
Tr2(E2)	1.444	3850	0.336	485	0.477	186	93	1.832	889
Tr3(E3)	0.931	3725	0.439	408	0.402	236	118	1.745	712
Tr4(E4&5)	2.675	10700	0.458	1225	1.204	2635	806	4.544	5566

Tabelul Ex.2.5b1

Element	A_{total} $\times 10^6$ mm ²	l_w mm	σ_o N/mm ²	N_{Ed} kN	A_{zc} $\times 10^6$ mm ²	x_c mm	y_{gc} mm	y_{zc} $\times 10^3$ mm	M_{Rd} ($z_{na,i}$) kNm
L1(E1)	0.544	1450	0.346	188	0.185	72	36	689	130
L2(E4)	0.900	2400	0.458	412	0.404	159	80	1120	461
L3(E1)	0.631	2525	0.346	218	0.214	126	63	1200	262
L4(E4&E5)	2.413	9650	0.458	1105	1.085	2890	1003	3822	4223

II. Calculul valorilor M_{Rd} (A_s) și M_{Rd}

Transversal

Tabelul Ex.2.6a

Element	A_s mm ²	I_s mm	M_{Rd} (A_s) kNm	M_{Rd} ($z_{na,i}$) kNm	M_{Rd} kNm
Tr1(E1)	1231	5475	1415.0	2110.0	3525.0
Tr2(E2)	842	3538	626.0	889.0	1515.0
Tr3(E3)	614	3412	440.0	712.0	1152.0
Tr4(E4&5)	842	10325	1826.0	5566.0	7392.0

Longitudinal

Tabelul Ex.2.6b

Element	A_s mm ²	I_s mm	M_{Rd} (A_s) kNm	M_{Rd} ($z_{na,i}$) kNm	M_{Rd} kNm
L1(E1)	842	1138	201.0	130.0	331.0
L2(E4)	842	2150	380.0	461.0	841.0
L3(E1)	614	2213	285.0	262.0	547.0
L4(E4&E5)	614	9400	1212.0	4223.0	5435.0

8. Calculul forțelor tăietoare capabile (V_{Rd})

8.1 Schema de calcul

- Se folosesc relațiile
 - Pentru calculul V_{Rd} : CR6-2006, relația (6.32)
 - Pentru calculul V_{Rd1} : CR6-2006, relația (6.31)
 - Pentru calculul V_{Rd2} : CR6- 2006, relația (6.33)
- Aria de armătură din stâlpișori : valoarea A_s din tabelele E2.6a și E2.6b
- În stadiul ultim, pe zona comprimată efortul unitar este dat de relația $\sigma_d = 0.8f_d$ (pentru $f_k = 2.8 \text{ N/mm}^2$ rezultă $\sigma_d = 1.02 \text{ N/mm}^2$)

- Cu $\sigma_d = 1.02 \text{ N/mm}^2$ din CR6-2006, tabelul 4.4a, rezultă $f_{vk} = 0.483 \text{ N/mm}^2$ și cu $\gamma_M = 2.2$ avem $f_{vd} = 0.221 \text{ N/mm}^2$
- Pentru parter, rezistența panoului de zidărie s-a luat egală cu 30% din valoarea dată de relația (6.31) din CR6-2006 (\rightarrow P100-1/2006, 8.7.3.(2)).

8.2. Valorile sunt date în tabelele Ex.2.7a și Ex.2.7b (pentru parter)

Transversal Tabelul Ex.2.7a

Element	$A_{zc} \times 10^6$ mm ²	V_{Rd1} kN	$0.3V_{Rd1}$ kN	A_s mm ²	V_{Rd2} kN	V_{Rd} kN
Tr1	0.746	164.8	49.4	1231	51.7	101.1
Tr2	0.477	105.4	31.6	842	35.4	67.0
Tr3	0.402	88.8	26.6	614	25.8	52.4
Tr4	1.204	266.1	79.8	842	35.4	115.2

Longitudinal Tabelul Ex.2.7b

Element	$A_{zc} \times 10^6$ mm ²	V_{Rd1} kN	$0.3V_{Rd1}$ kN	A_s mm ²	V_{Rd2} kN	V_{Rd} kN
L1	0.225	49.7	14.9	842	35.4	50.3
L2	0.493	108.9	32.7	842	35.4	68.1
L3	0.261	57.7	17.3	614	25.8	43.1
L4	1.321	291.9	87.6	614	25.8	113.4

9. Verificarea siguranței (la parter)

9.1. Siguranța în raport cu solicitarea la încovoiere cu forță axială

- Pentru toate elementele structurale, în secțiunea de încastrare, este satisfăcută relația $M_{Rd} \geq qM_{Ed}$ (\rightarrow P100-1/2006, relația 8.3) așa cum rezultă din tabelul Ex.2.8

Tabelul Ex.2.8

Transversal				Longitudinal			
Element	M_{Ed} kNm	qM_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	Element	M_{Ed} kNm	qM_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm
Tr1	664.3	2075.9	3525.0	L1	89.0	278.1	331.0
Tr2	336.3	1135.6	1515.0	L2	228.8	715.0	841.0
Tr3	244.0	762.5	1152.0	L3	164.3	513.4	547.0
Tr4	680.1	2125.3	7392.0	L4	1362.5	4257.8	5435.0

9.2. Siguranța în raport cu solicitarea la forță tăietoare

- Pentru toate elementele structurale, în secțiunea de încastrare, nu este satisfăcută relația (8.4) deoarece $V_{Rd} < qV_{Ed}$ așa cum rezultă din tabelul Ex.2.9.

Tabelul Ex.2.9

Transversal				Longitudinal			
Element	V_{Ed} kN	qV_{Ed} kN	V_{Rd} kN	Element	V_{Ed} kN	qV_{Ed} kN	V_{Rd} kN
Tr1	158.2	494.4	101.1	L1	34.1	106.6	50.3
Tr2	109.7	342.8	67.0	L2	77.4	241.9	68.1
Tr3	65.1	203.4	52.4	L3	64.1	200.3	43.1
Tr4	229.4	716.8	115.2	L4	147.6	461.3	113.4

10. Posibilități de corectare

10.1. Armarea zidăriei în rosturi

Se propune armare cu $2\Phi 8$ OB37 la trei asize (≈ 20.0 cm) -

Rezistența de proiectare la forță tăietoare se calculează cu relația CR6-2006, 6.35.

Rezultă:

- Tr1 $\rightarrow V_{Rd3} = 489.0$ kN L1 $\rightarrow V_{Rd3} = 121.7$ kN
- Tr2 $\rightarrow V_{Rd3} = 323.1$ kN L2 $\rightarrow V_{Rd3} = 201.6$ kN
- Tr3 $\rightarrow V_{Rd3} = 312.6$ kN L3 $\rightarrow V_{Rd3} = 211.8$ kN
- Tr4 $\rightarrow V_{Rd3} = 705.0$ kN L4 $\rightarrow V_{Rd3} = 809.9$ kN

Rezistența de proiectare totală la forță tăietoare, pentru parter, devine:

Transversal

Tabel Ex.2.12a

Element	$0.3V_{Rd1}$ kN	V_{Rd2} kN	V_{Rd3} kN	V_{Rd} kN
Tr1	49.4	51.7	489.0	590.1
Tr2	31.6	35.4	323.1	390.1
Tr3	26.6	25.8	312.6	365.0
Tr4	79.8	35.4	705.0	820.2

Longitudinal

Ex.2.12b

Element	$0.3V_{Rd1}$ kN	V_{Rd2} kN	V_{Rd3} kN	V_{Rd} kN
L1	14.9	35.4	121.7	172.0
L2	32.7	35.4	201.6	269.7
L3	17.3	25.8	211.8	254.9
L4	87.6	25.8	809.9	922.4

Tabel

Condiția de siguranță (8.4) este verificată pentru toate elementele așa cum rezultă din tabelul Ex.2.13

Tabelul Ex.2.13

Transversal				Longitudinal			
Element	V_{Ed} kN	qV_{Ed} kN	V_{Rd} kN	Element	V_{Ed} kN	qV_{Ed} kN	V_{Rd} kN
Tr1	156.6	489.4	590.1	L1	34.1	106.6	172.0
Tr2	108.7	339.7	390.1	L2	77.4	241.9	269.7
Tr3	62.7	195.9	365.0	L3	64.1	200.3	254.9
Tr4	230.6	720.6	820.2	L4	147.6	461.3	922.4

Note.

1. Deoarece s-a adoptat, pentru toți pereții, armarea zidăriei în rosturile orizontale, pentru calculul forței seismice se poate folosi factorul de comportare $q = 3.0 \times 1.25 = 3.75$ (\rightarrow P100-1/2006 tabelul 8.4) ceea ce reduce cerințele pentru M și V cu 20%. În consecință armarea orizontală se poate face la circa patru asize (≈ 30 cm) sau poate fi redusă la $2\Phi 6$. Pentru a se evita erorile de execuție toți pereții vor avea aceeași armare în rosturile orizontale

2. Pentru nivelurile 2÷4 nu se aplică reducerea capacității de rezistență a panoului de zidărie (→P100-1/2006, 8.7.3.(2)).
3. În cazul în care, pentru unii pereți, rezistența zidăriei simple și a armăturilor din stâlpișori este suficientă (nu mai este necesară armarea în rosturile orizontale) calculul forței seismice pentru ansamblul clădirii se face cu coeficientul $q = 2.5 \times 1.25 = 3.125$.

EXEMPLUL D.3.

Verificarea unui panou de zidărie de umplură într-un cadru de beton armat

[conform P100-1/2006, 8.6.1.(5)÷(7)]

1. Date de temă

1.1 Cadru din beton armat P+3E (4 niveluri)

- deschidere interax $l_0 = 500$ cm
- înălțime de nivel $h_{et} = 320$ cm
- stâlpi 45×45 cm (toate nivelurile)
- grinzi 25×50 cm (toate nivelurile)
- beton C16/20

1.2 Panoul de zidărie

- panou de zidărie din cărămidă plină, $t = 25$ cm
 - * varianta $P_a \Rightarrow$ panou plin
 - * varianta $P_b \Rightarrow$ panou cu un gol de fereastră 150×120 cm
- materiale pentru zidărie:
 - * varianta Z_a (valori minime),
 - \Rightarrow cărămidă C7.5 ($f_{med} \equiv f_b = 7.5$ N/mm² \rightarrow P100-1/2006, 8.2.1.2.)
 - mortar M5 \rightarrow CR6-2006, 3.2.3.1., tab.3.2
 - * varianta Z_b (valori maxime)
 - \Rightarrow cărămidă C10 ($f_{med} \equiv f_b = 10$ N/mm²)
 - mortar M 10

1.3. Caracteristicile mecanice de rezistență și deformabilitate ale materialelor:

- beton:
 - * $E_b = 27000$ N/mm² (\rightarrow STAS 10107/0-90)
- zidărie
 - * varianta Z_a :
 - rezistența unitară caracteristică la compresiune $f_k = 2.3$ N/mm² (\rightarrow CR6-2006, 4.1.1.1.(7), tab.4.2a, pentru zidărie alcătuită conform fig.4.1b)
 - coeficientul de siguranță pentru zidărie $\gamma_M = 2.2$ (\rightarrow CR6-2006, 2.3.2.3.)
 - rezistența unitară de proiectare la compresiune:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2.3}{2.2} = 1.05 \text{ N/mm}^2 \quad (\rightarrow \text{CR6-2006, 4.1.1.2.2. relația (4.4) cu } m_z = 1.0)$$
 - rezistența unitară caracteristică la forfecare sub efort de compresiune zero : $f_{vk0} = 0.20$ N/mm² (\rightarrow CR6-2006, 4.1.1.2.1, tab.4.3)
 - rezistența unitară de proiectare la forfecare sub efort de compresiune zero : $f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M} = \frac{0.20}{2.2} = 0.091 \text{ N/mm}^2$
 - modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 500 f_k = 500 \times 2.3 = 1150$ N/mm² (\rightarrow CR6-2006, 4.1.2.2.1., tab.4.9, deformații pentru SLU)

- * varianta Z_b:
 - rezistența unitară caracteristică la compresiune $f_k = 3.45 \text{ N/mm}^2$ (→ CR6-2006, 4.1.1.1.1.(7), tab.4.2a, pentru zidărie alcătuită conform fig.4.1b)
 - coeficientul de siguranță pentru zidărie $\gamma_M = 2.2$ (→ CR6-2006, 2.3.2.3.)
 - rezistența unitară de proiectare la compresiune:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3.45}{2.2} = 1.57 \text{ N/mm}^2 \text{ (→ CR6-2006, 4.1.1.2.2. relația (4.4) cu } m_z = 1.0)$$
 - rezistența unitară caracteristică la forfecare sub efort de compresiune zero : $f_{vk0} = 0.30 \text{ N/mm}^2$ (→ CR6-2006, 4.1.1.2.1, tab.4.3)
 - rezistența unitară de proiectare la forfecare sub efort de compresiune zero : $f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M} = \frac{0.30}{2.2} = 0.136 \text{ N/mm}^2$
 - modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 500 f_k = 500 \times 3.45 = 1725 \text{ N/mm}^2$ (→ CR6-2006, 4.1.2.2.1., tab.4.9, deformații pentru SLU)

1.4 Caracteristicile geometrice și mecanice ale panoului de zidărie:

- lungimea panoului : $l_p = 500 - 45 = 455 \text{ cm}$
- înălțimea panoului : $h_p = 320 - 50 = 270 \text{ cm}$
- lungimea diagonalei panoului: $D_p = \sqrt{l_p^2 + h_p^2} = \sqrt{455^2 + 270^2} \cong 530 \text{ cm}$
- lățimea diagonalei echivalente $d_p = \frac{D_p}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$ (→ P100-1/2006, 8.6.1.(6))
- $\cos \theta = \frac{l_p}{D_p} = \frac{455}{530} = 0.858 \Rightarrow \cos^2 \theta = 0.737$
- aria diagonalei echivalente pentru panoul plin:
- $A_{dp} = d_p \times t = 53 \times 25 = 1325 \text{ cm}^2$

1.5 Caracteristicile geometrice ale cadrului:

- momentul de inerție al stâlpului $I_s = \frac{45^4}{12} = 34.2 \times 10^4 \text{ cm}^4$

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 $\Rightarrow 25 \text{ kN}$

2. Eforturi în diagonalele echivalente (din calculul de cadru plan cu diagonale articulate la capete).

2.1. Panouri pline

- Varianta Z_a
 - * D_1 (nivel 1) = 112 kN

- * $D_2 = 148 \text{ kN}$ - valoarea maximă
- * $D_3 = 117 \text{ kN}$
- * $D_4 = 71 \text{ kN}$

- Varianta Z_b

- * $D_1 (\text{nivel } 1) = 140 \text{ kN} (+25\%)$
- * $D_2 = 175 \text{ kN} (+18\%)$ - valoarea maximă
- * $D_3 = 136 \text{ kN} (+16\%)$
- * $D_4 = 82 \text{ kN} (+15\%)$

2.2. Panouri cu gol de fereastră

- Raportul $\frac{A_{\text{gol}}}{A_{\text{panou}}} = \frac{120 \times 150}{270 \times 455} = 0.1465$
- Coeficientul de reducere a lăţimii diagonalei echivalente

$$\eta_{\text{gol}} = 0.6 \left(\frac{A_{\text{gol}}}{A_{\text{panou}}} \right)^2 - 1.6 \frac{A_{\text{gol}}}{A_{\text{panou}}} + 1 = 0.6 \times 0.1465^2 - 1.6 \times 0.1465 + 1 = 0.778 \quad (\rightarrow \text{C.8.7.3.})$$
- Lăţimea diagonalei echivalente $d_p (\text{gol}) = 0.778 \times 53 = 41.2 \text{ cm}$

3. Rezistenţele de proiectare ale panourilor de zidărie

3.1 Rezistenţa de proiectare corespunzător mecanismului de rupere prin lunecare din forţă tăietoare în rosturile orizontale (F_{Rd1})

i. Coeficientul α depinde numai de proporţia panoului

$$\alpha = 0.07 \left(4 \frac{h_p}{l_p} - 1 \right) = 0.07 \left(4 \frac{270}{455} - 1 \right) = 0.096 \quad (\rightarrow \text{CR6-2006, 6.6.5, relaţia 6.41})$$

ii. $F_{Rd1}(zu) = \frac{l}{\cos \theta} f_{vd0} l_p t_p (1 + \alpha) \quad (\rightarrow \text{CR6-2006, 6.6.5, relaţia 6.40})$

ii.1. Pentru varianta Z_a $F_{Rd1} = \frac{l}{0.858} 0.091 \times 4550 \times 250 (1 + 0.096) = 132.2 \text{ kN}$

ii.2. Pentru varianta Z_b $F_{Rd1} = \frac{l}{0.858} 0.136 \times 4550 \times 250 (1 + 0.096) = 197.6 \text{ kN} (+49)$

3.2. Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin strivirea diagonalei comprimate (F_{Rd2}) se determină cu relaţia ($\rightarrow \text{CR6-2006, 6.6.5, relaţia 6.42}$):

$$F_{Rd2}(zu) = 0.8 f_d \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_b}{E_z} I_{st} h_p t_p^3}$$

i. Pentru varianta Z_a

$$F_{Rd2}(zu) = 0.8 \times 1.045 \times 0.858^2 \sqrt[4]{\frac{27000}{1150} \times 34.2 \times 10^8 \times 2700 \times 250^3} = 148.4 \text{ kN}$$

ii. Pentru varianta Z_b

$$F_{Rd2}(zu) = 0.8 \times 1.57 \times 0.858^2 \sqrt[4]{\frac{27000}{1725} \times 34.2 \times 10^8 \times 2700 \times 250^3} = 201.5 \text{ kN}$$

3.3. Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurarea în scară în lungul diagonalei comprimate (F_{Rd3}) se determină cu relaţia ($\rightarrow \text{CR6-2006, 6.6.5, relaţia 6.43}$):

$$F_{Rd3}(zu) = \frac{f_{vd0} l_p t_p}{0.6 \cos \theta}$$

i. Pentru varianta Z_a

$$F_{Rd3}(zu) = \frac{0.091 \times 4550 \times 250}{0.6 \times 0.858} = 201 \text{ kN}$$

ii. Pentru varianta Z_b

$$F_{Rd3}(zu) = \frac{0.136 \times 4550 \times 250}{0.6 \times 0.858} = 301 \text{ kN}$$

3.4. Rezistența de proiectare a panoului corespunde mecanismului de lunecare în rost orizontal:

i. Varianta Z_a $F_{Rd} = 132.2 \text{ kN} (\rightarrow F_{Rd1})$

ii. Varianta Z_b $F_{Rd} = 197.6 \text{ kN} (\rightarrow F_{Rd1})$

3.5. Condiția de siguranță:

i. Varianta Z_a $F_{Rd} = 132.2 \text{ kN} < D_2 = 148.0 \text{ kN}$ - condiția nu este satisfăcută!

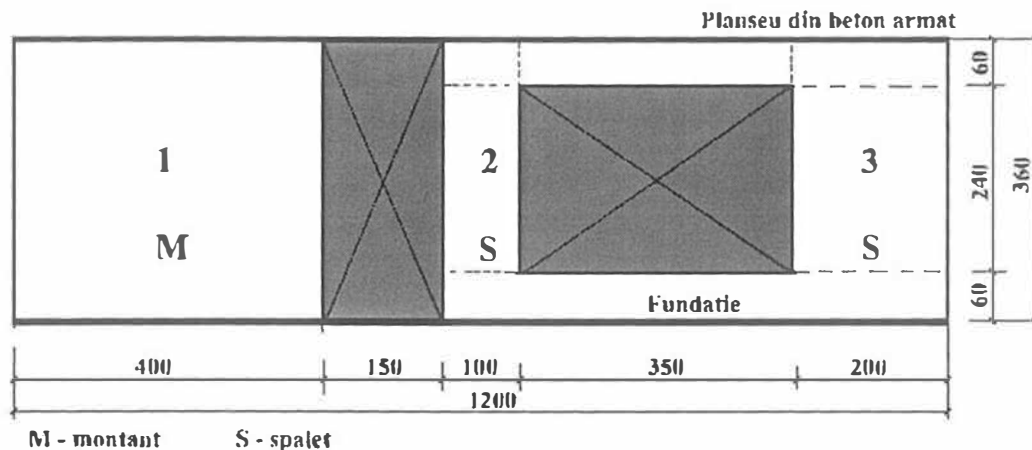
ii. Varianta Z_b $F_{Rd} = 197.6 \text{ kN} > D_2 = 175.0 \text{ kN}$ - OK!

EXEMPLUL 4

Calculul rigidității unui perete cu goluri.

1. Date de temă

- Grosimea panoului $t_p = 250$ mm;
- zidăria cu elemente $f_b = 7.5$ N/mm² și mortar M5 (valori minime conform P100-1/2006)
 - * $f_k = 2.30$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.2a)
 - * $E_z = 1000 f_k = 2300$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.9)
 - * $G_z = 0.40 E_z = 920$ N/mm² (→ CR6-2006, relația 4.9)



Varianta 1

1. Calculul coeficienților de rigiditate K_M (montanți) și K_S (spalet) (→ relațiile C.8.7a și C.8.7b)

- Panoul 1 (montant) → $\lambda_{p1} = \frac{360}{400} = 0.90$ →

$$k_M(1) = \frac{1}{0.90 \times (3 + 4 \times 0.90^2)} = 0.178$$

- Panoul 2 (spalet) → $\lambda_{p2} = \frac{240}{100} = 2.40$ →

$$k_S(2) = \frac{1}{2.40 \times (3 + 2.40^2)} = 0.048$$

- Panoul 3 (spalet) → $\lambda_{p3} = \frac{240}{200} = 1.20$ → $k_S(3) = \frac{1}{1.20 \times (3 + 1.2^2)} = 0.188$

2. Calculul rigidității panourilor (→ relațiile C.8.7a și C.8.7b)

- $R_1 = 2300 \times 250 \times 0.178 = 102500$ N/mm (102.5 tone/cm)
- $R_2 = 2300 \times 250 \times 0.048 = 27600$ N/mm (27.6 tone/cm)
- $R_3 = 2300 \times 250 \times 0.188 = 108000$ N/mm (108.0 tone/cm)

3. Rigiditatea peretelui (→ relația C.8.8)

$$R_{\text{perete}} = R_1 + R_2 + R_3 = 238100 \text{ N/mm (238.1 tone/cm)}$$

Varianta 2 pentru calculul rigidității subansamblului 2+3

1. Caracteristicile geometrice ale peretelui considerat plin (consola)

$$A_{2+3} = 6500 \times 250 = 1,625 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{2+3} = \frac{250 \times 6500^3}{12} = 5,72 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

2. Se calculează săgeata la vârful panoului pentru peretele plin (→ relația C.8.6a)

$$f_3(V=1) = \frac{3600^3}{3 \times 2300 \times 5,72 \times 10^{12}} + 1,2 \frac{3600}{920 \times 1,625 \times 10^6} = 4,07 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

3. Se admite că deformată panoului este liniară și se determină deplasările acesteia în secțiunile care mărginesc golul.

3.1. Săgeata la baza ferestrelor (secțiunea 1)

$$f_1 = \frac{600}{3600} \times 4,07 \times 10^{-6} = 0,678 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

3.2. Săgeata la partea superioară a ferestrelor (secțiunea 2)

$$f_2 = \frac{3000}{3600} \times 4,07 \times 10^{-6} = 3,392 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

4. Caracteristicile geometrice ale ansamblului celor doi spaleți dublu încastrați

$$\begin{aligned} - A_2 &= 1000 \times 250 = 250000 \text{ mm}^2 & I_2 &= 20830 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ - A_3 &= 2000 \times 250 = 500000 \text{ mm}^2 & I_3 &= 166400 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

5. Deplasarea laterală a ansamblului celor doi spaleți dublu încastrați (→ relația C.8.6b)

$$d_{12} = \frac{2400^3}{12 \times 2300 \times (2,08 + 16,64) \times 10^{10}} + 1,2 \times \frac{2400}{920 \times (250000 + 500000)} = 6,85 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

6. Săgeata totală a ansamblului la partea superioară a panoului

$$\begin{aligned} - \Delta_{2+3} &= f_1 + d_{12} + (f_3 - f_2) = [0,678 + 6,85 + (4,07 - 3,392)] \times 10^{-6} = \\ &= 8,206 \times 10^{-6} \text{ mm} \end{aligned}$$

7. Rigiditatea ansamblului celor doi spaleți

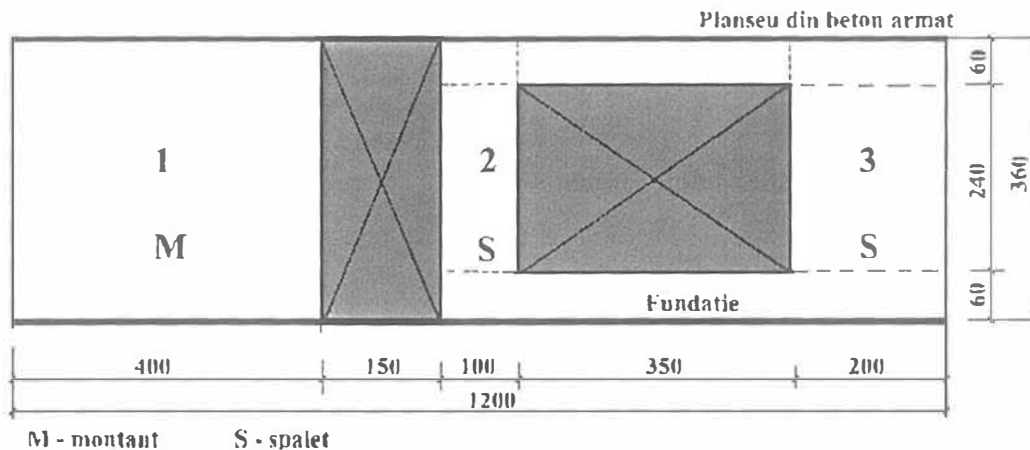
$$- R_{2+3} = 1/\Delta_{2+3} = 121000 \text{ N/mm (121 tone/cm)} \rightarrow \text{diferența față de procedeul de la varianta 1 este de 10\%}.$$

EXEMPLUL D.4.

Calculul rigidității unui perete cu goluri

1. Date de temă

- Grosimea panoului $t_p = 250$ mm;
- zidăria cu elemente $f_b = 7.5$ N/mm² și mortar M5 (valori minime conform P100-1/2006)
 - * $f_k = 2.30$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.2a)
 - * $E_z = 1000 f_k = 2300$ N/mm² (→ CR6-2006, tab.4.9)
 - * $G_z = 0.40 E_z = 920$ N/mm² (→ CR6-2006, relația 4.9)



Varianta 1

1. Calculul coeficienților de rigiditate K_M (montanți) și K_S (spaletți) (→ relațiile C.8.7a și C.8.7b)

- Panoul 1 (montant) $\rightarrow \lambda_{p1} = \frac{360}{400} = 0.90 \rightarrow$

$$k_M(1) = \frac{1}{0.90 \times (3 + 4 \times 0.90^2)} = 0.178$$

- Panoul 2 (spalet) $\rightarrow \lambda_{p2} = \frac{240}{100} = 2.40 \rightarrow$

$$k_S(2) = \frac{1}{2.40 \times (3 + 2.40^2)} = 0.048$$

- Panoul 3 (spalet) $\rightarrow \lambda_{p3} = \frac{240}{200} = 1.20 \rightarrow k_S(3) = \frac{1}{1.20 \times (3 + 1.2^2)} = 0.188$

2. Calculul rigidității panourilor (→ relațiile C.8.7a și C.8.7b)

- $R_1 = 2300 \times 250 \times 0.178 = 102500$ N/mm (102.5 tone/cm)
- $R_2 = 2300 \times 250 \times 0.048 = 27600$ N/mm (27.6 tone/cm)
- $R_3 = 2300 \times 250 \times 0.188 = 108000$ N/mm (108.0 tone/cm)

3. Rigiditatea peretelui (\rightarrow relația C.8.8)

$$R_{\text{perete}} = R_1 + R_2 + R_3 = 238100 \text{ N/mm (238.1 tone/cm)}$$

Varianta 2 pentru calculul rigidității subansamblului 2+3

1. Caracteristicile geometrice ale peretelui considerat plin (consola)

$$A_{2+3} = 6500 \times 250 = 1,625 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{2+3} = \frac{250 \times 6500^3}{12} = 5,72 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

2. Se calculează săgeata la vârful panoului pentru peretele plin (\rightarrow relația C.8.6a)

$$f_1 (V=1) = \frac{3600^3}{3 \times 2300 \times 5,72 \times 10^{12}} + 1,2 \frac{3600}{920 \times 1,625 \times 10^6} = 4,07 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

3. Se admite că deformată panoului este liniară și se determină deplasările acesteia în secțiunile care mărginesc golul.

3.1. Săgeata la baza ferestrelor (secțiunea 1)

$$f_1 = \frac{600}{3600} \times 4,07 \times 10^{-6} = 0,678 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

3.2. Săgeata la partea superioară a ferestrelor (secțiunea 2)

$$f_2 = \frac{3000}{3600} \times 4,07 \times 10^{-6} = 3,392 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

4. Caracteristicile geometrice ale ansamblului celor doi spaleți dublu încastrați

$$\begin{aligned} - A_2 &= 1000 \times 250 = 250000 \text{ mm}^2 & I_2 &= 20830 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ - A_3 &= 2000 \times 250 = 500000 \text{ mm}^2 & I_3 &= 166400 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

5. Deplasarea laterală a ansamblului celor doi spaleți dublu încastrați (\rightarrow relația C.8.6b)

$$d_{12} = \frac{2400^3}{12 \times 2300 \times (2,08 + 16,64) \times 10^{10}} + 1,2 \times \frac{2400}{920 \times (250000 + 500000)} = 6,85 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

6. Săgeata totală a ansamblului la partea superioară a panoului

$$\Delta_{2+3} = f_1 + d_{12} + (f_3 - f_2) = [0,678 + 6,85 + (4,07 - 3,392)] \times 10^{-6} = 8,206 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

7. Rigiditatea ansamblului celor doi spaleți

$$R_{2+3} = 1/\Delta_{2+3} = 121000 \text{ N/mm (121 tone/cm)} \rightarrow \text{diferența față de procedeul de la varianta 1 este de 10\%}.$$

E. – EXEMPLE DE CALCUL COMPONENTE NESTRUCTURALE

EXEMPLUL E.1.

Verificarea unui perete despărțitor din zidărie de cărămidă

1.1.Date generale

- Perete despărțitor 11.5 x 300 x 500 cm (rezemat pe planșeu, fixat lateral și sub grinda structurii, la partea superioară \Rightarrow rezemare simplă pe contur)- nu condiționează continuarea funcționării
- 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

1.2.Materiale și rezistențe de calcul

- Cărămidă plină C100 ($f_{med} = 10$ N/mm²), mortar M5
- Greutatea volumetrică a zidăriei 1850 daN/m³, greutatea volumetrică a mortarului 1900 daN/m³
- Rezistența caracteristică a zidăriei la compresiune $f_k = 35$ daN/cm² $\{\rightarrow$ CR6-2006, tab.4.2a.- fig.4.1a}
- Modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 1000 f_k = 35.000$ daN/cm² $\{\rightarrow$ CR6-2006, tab.4.9.)
- Modulul de elasticitate transversal al zidăriei $G_z = 0.4 E_z \Rightarrow$ coeficientul lui Poisson $\mu_z = 0.25 \rightarrow G_z = 14.000$ daN/cm² $\{\rightarrow$ CR6-2006.4.1.2.2.2 (1).}
- Rezistențele caracteristice ale zidăriei la încovoiere perpendicular pe planul peretelui $\{\rightarrow$ CR6-2006, tab.4.6}.:
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xk1} = 2.4$ daN/cm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xk2} = 4.8$ daN/cm²
- Rezistențele de proiectare ale zidăriei la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru SLS ($\gamma_{zid} = 1.5$, pentru pereți nestructurali la clădiri din clasa de importanță I) $\{\rightarrow$ CR6-2006, 6.6.1.4.(2)}
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xd1} = 1.60$ daN/cm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xd2} = 3.20$ daN/cm²
- Rezistențele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS ($\gamma_{zid} = 2.2$)
 - rupere paralel cu rostul orizontal $f_{xd1} = 1.10$ daN/cm²
 - rupere perpendicular pe rostul orizontal $f_{xd2} = 2.20$ daN/cm²

Notația $\{\rightarrow.....\}$ reprezintă trimiterea la textul de referință (P100-1/2006, CR6-2006)

1.3. Calculul forței seismice convenționale

- Greutatea proprie a peretelui $g = 0.115 \times 1850 + 2 \times 0.02 \times 1900 \cong 290$ daN/m²
- Accelerația terenului pentru proiectare $a_g = 0.24 g$ {→ figura 3.1}
- Coeficientul de reducere a accelerației terenului pentru SLS, pentru clădire din clasa I de importanță, $\nu = 0.4$ {→ Anexa E, E1}
- Coeficientul de importanță al peretelui $\gamma_{\text{perete}} = \gamma_{\text{clădire}} = 1.4$ (spital ⇒ nu condiționează continuarea funcționării ⇒ clasa de importanță I) {→ 10.3.1.3.1.(2)}
- Coeficientul de amplificare dinamică al peretelui $\beta_{\text{perete}} = 1.00$ {→ tab. 10.1}
- Coeficientul de reducere a efectului acțiunii seismice $q_{\text{perete}} = 2.50$ {→ tab. 10.1}
- Coeficientul mediu de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea clădirii la etajul 3 (nivelul 4) {→ 10.3.1.2.(2) rel. 10.1}:

$$- K(z_3) = 1 + 2 \frac{11.40}{15.00} = 2.52$$

$$- K(z_4) = 3.00$$

$$K(4) = 0.5 \times (2.52 + 3.00) = 2.76$$

- Forța seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafața peretelui:

$$\text{pentru ULS : } F_{\text{perete}}^{\text{ULS}} = \frac{1.4 \times 0.24g \times 1.0 \times 2.76}{2.50} \times \frac{290}{g} = 108 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{pentru SLS : } F_{\text{perete}}^{\text{SLS}} = 0.4 \times 108.0 = 43.0 \text{ daN/m}^2$$

- Momente încovoietoare în perete sub acțiunea încărcărilor seismice
 - raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 300 / 500 = 0.60$
 $M_{Ex1} = c_1 q h_w^2$ $M_{Ex2} = c_2 q l_w^2$
 - pentru $\lambda = 0.60$ avem $c_1 \cong 0.0813$ și $c_2 \cong 0.0105$
- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
 - $M_{Exd1} = 0.0813 \times 0.108 \times 3.0^2 \cong 0.079 \text{ tm}$
 - $M_{Exd2} = 0.0105 \times 0.108 \times 5.0^2 \cong 0.028 \text{ tm}$

1.4. Caracteristicile de rezistență ale peretelui

- Modulul de rezistență elastic $W_{el} = \frac{100 \times 11.5^2}{6} = 2205 \text{ cm}^3/\text{m}$

1.5. Verificarea rezistenței peretelui

- Efortul unitar în zidărie pentru ULS

$$\sigma_{xd1}(\text{ULS}) = \frac{M_{Exd1}(\text{ULS})}{W_{z,el}} = \frac{0.079 \times 10^5}{2205} \cong 3.58 \text{ daN/cm}^2 >> f_{xd1}(\text{ULS}) = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{2.4}{2.2} \cong 1.10 \text{ daN/cm}^2$$

Condiția de rezistență pentru cutremurul de proiectare nu este satisfăcută !

- Efortul unitar maxim în zidărie pentru SLS

$$\sigma_{xd1}(\text{SLS}) = \nu \sigma_{xd1}(\text{ULS}) = 0.4 \times 3.58 = 1.43 \text{ daN/cm}^2 < f_{xd1}(\text{SLS}) = 1.6 \text{ daN/cm}^2$$

Condiția de rezistență pentru cutremurul cu perioada de revenire de circa 30 de ani este satisfăcută.

1.6. Verificarea rigidității peretelui

- Săgeata în centrul peretelui (calculată ca pentru o placă elastică) este dată de relația

$$v = c_0 \frac{(1-\nu^2) E_{\text{perete}} h_w^4}{E_z t^3} = 0.10.34 \frac{(1-0.25^2) \times 43 \times 10^{-4} \times 300^4}{30000 \times 11.5^3} \approx 0.075 \text{ cm} < \frac{h_w}{400} = 0.75 \text{ cm}$$

Condiția de rigiditate pentru cutremurul cu perioada de revenire de circa 30 de ani este satisfăcută.

1.7. Calculul perioadei proprii de vibrație a peretelui

- Rigiditatea la încovoiere a peretelui

$$D = \frac{E_z t^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{30000 \times 11.5^3}{12(1-0.25^2)} = 4.06 \times 10^6 \text{ daN/cm}$$

- Masa peretelui pe unitatea de suprafață

$$m_p = \frac{g_p}{g} = \frac{0.029}{981} = 29.6 \times 10^{-6} \text{ daN.sec}^2/\text{cm}^3$$

- Frecvența proprie în modul fundamental a peretelui este dată de relația

$$f_{l,p} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{D}{m_p} \left(\frac{1}{h^2} + \frac{1}{l_w^2} \right)} = \frac{3.14}{2} \frac{4.06 \times 10^6}{29.6 \times 10^{-6}} \left(\frac{1}{300^2} + \frac{1}{500^2} \right) \approx 8.77 \text{ sec}^{-1}$$

- Perioada proprie a peretelui în modul fundamental

$$T_{l,p} = \frac{1}{f_{l,p}} = \frac{1}{8.77} \approx 0.11 \text{ sec}$$

Valoarea este acceptabilă pentru a adopta ipoteza $\beta_{\text{CNS}} = 1.0$ dacă ținem seama că pe contur condițiile de rezemare nu sunt cele teoretice din ipoteza de calcul (simplă rezemare).

EXEMPLUL E.2.

Determinarea cerințelor de deplasare pentru un panou de reclamă

2.1. 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 {→ *tabel C10.1*}

2.2. Calculul deplasărilor relative între punctele de prindere.

2.2.1. 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 $d_s = vq d_e$ {→ 4.19}

unde

- $v = 0.7$ pentru elementele atașate anvelopei amplasate pe fațadele către spațiile publice {→ 10.3.2.(4)};
- $q = 5\alpha_u/\alpha_1$ {→ *tabelul 5.1*}
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ pentru structuri dual cu pereți preponderenți {→ 5.2.2.2.(5) pct b}.
- Deplasarea relativă pentru SLS, între cotele +28.00 ÷ +31.50
 $\Delta d_s = 0.7 \times 5.0 \times 1.25 \times (60.0 - 52.0) = 35.0 \text{ mm}$

Cazul II.

Nu sunt cunoscute deplasările elastice d_e (ceea ce se întâmplă, de regulă, atunci când firma care montează reclama nu are notele de calcul).

- 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 $\rho = 0.005$ {→ *Anexa E, tabel E2*}.
- 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/sau prinderile acesteia să poată prelua valoarea limită determinată ca în cazul II.

EXEMPLUL E.3a.

Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)

3.1. Date generale

- Echipament fixat rigid cu buloane pe planșeul peste ultimul nivel al unui spital din București.
- Spitalul este o clădire cu P+5 E având înălțimea parterului de 4.50 m și înălțimile etajelor curente 3.60 m.
- Echipamentul nu 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).

3.2. Calculul forței seismice

3.2.1. Parametri de calcul

- Accelerația terenului pentru proiectare (componenta orizontală) $a_g = 0.24g$ - {→ figura 3.1}
- Coeficientul de importanță pentru echipament $\gamma_{CNS} = 1.4$ - echipament amplasat într-un spital fără a fi esențial pentru continuarea activității în siguranță - {→ 10.3.1.3.1.(2)};
- Coeficientul de amplificare dinamică al echipamentului neizolat împotriva vibrațiilor $\beta_{CNS} = 1.0$ - {→ tabel 10.2, poz. B3};
- Coeficientul de comportare al echipamentului $q_{CNS} = 2.5$ {→ tabel 10.2, poz. B3};
- Coeficientul de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea construcției $K_z = 3$ (cota de prindere "z" este egală cu înălțimea clădirii "H") {→ 10.3.1.2.(2)}

3.2.2. Calculul forței seismice de proiectare

- Forța seismică static echivalentă - {→ 10.1}:

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.4 \times 0.24g \times 1.0 \times 3.0}{2.5} \left(\frac{120}{g} \right) \cong 48.4 \text{ kN}$$

- Verificarea condițiilor de limitare a forței seismice:

$$F_{CNS} = 48.4 \text{ kN} < 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 4 \times 1.4 \times 0.24g \left(\frac{120}{g} \right) = 161.3 \text{ kN} - \{ \rightarrow 10.2 \}$$

$$F_{CNS} = 48.4 \text{ kN} > 0.75 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 0.75 \times 1.4 \times 0.24g \left(\frac{120}{g} \right) = 30.2 \text{ kN} \{ \rightarrow 10.3 \}$$

3.3.Eforturi de proiectare în buloane

- Ancorajele se proiectează pentru forța seismică static echivalentă (F_{CNS}) majorată cu 30% - {→10.4.1.2.(1)} :

$$F_d = 1.3 \times 48.4 = 62.9 \text{ kN}$$

- Forța tăietoare de proiectare într-un bulon

$$T_{\text{bulon}} = \frac{1}{4} F_d = 0.25 \times 62.9 \cong 15.7 \text{ kN}$$

- Momentul de răsturnare dat de forța seismică în raport cu secțiunea de prindere:

$$M_r = F_{CNS} h_g = 62.9 \times 1.80 = 113.2 \text{ kNm}$$

- Forța de întindere într-un bulon:

$$N_b = \frac{M_r}{2l_0} = \frac{113.2}{2 \times 1.1} = 51.5 \text{ kN}$$

- Efectul favorabil al greutatei proprii se reduce cu 15% -{→10.5.2 (5)}

$$N_g = 0.85 \left(\frac{G}{4} \right) = 0.85 \left(\frac{120}{4} \right) = 25.5 \text{ kN}$$

- Valoarea de proiectare a forței axiale de întindere într-un bulon :

$$N_d = N_b - N_g = 51.5 - 25.5 = 26.0 \text{ kN}$$

EXEMPLUL E.3b.

Calculul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori de vibrații

3.1. Date generale

- Echipamentul din exemplul nr. 3 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.

3.2. Calculul forței seismice

3.2.1. Parametri de calcul

- Accelerația terenului pentru proiectare (componenta orizontală) $a_g = 0.24g$ - {→ figura 3.1}
- Coeficientul de importanță pentru echipament $\gamma_{CNS} = 1.8$ (valoare apreciată > 1.5) - echipament amplasat într-un spital esențial pentru continuarea activității în siguranță - {→ 10.3.1.3.1.(1)};
- Coeficientul de amplificare dinamică al echipamentului izolat împotriva vibrațiilor $\beta_{CNS} = 2.5$ - {→ tabel 10.2, poz.B3};
- Coeficientul de comportare al echipamentului $q_{CNS} = 2.5$ {→ tabel 10.2, poz. B3};
- Coeficientul de amplificare a accelerației terenului pe înălțimea construcției
- cota de prindere $z = 3.50 + 2 \times 3.60 = 11.70$ m
- înălțimea clădirii $H = 3.50 + 5 \times 3.60 = 22.50$ m
- $K_z = 1 + 2 \frac{11.70}{22.50} = 2.04$ {→ 10.3.1.2.(2)}

3.2.2. Calculul forței seismice de proiectare

- Forța seismică static echivalentă - {→ 10.1}:

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.8 \times 0.24g \times 2.5 \times 2.04}{2.5} \left(\frac{120}{g} \right) \approx 105.8 \text{ kN}$$

- Verificarea condițiilor de limitare a forței seismice:

$$F_{CNS} = 105.8 \text{ kN} < 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 4 \times 1.8 \times 0.24g \left(\frac{120}{g} \right) = 207.4 \text{ kN} - \{ \rightarrow 10.2 \}$$

$$F_{CNS} = 105.8 \text{ kN} > 0.75 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 0.75 \times 1.8 \times 0.24g \left(\frac{120}{g} \right) = 38.9 \text{ kN} \{ \rightarrow 10.3 \}$$

3.3. Eforturi de proiectare în buloane

- Ancorajele se proiectează pentru forța seismică static echivalentă (F_{CNS}) majorată cu 30% - {→ 10.4.1.2.(1)} :

$$F_d = 1.3 \times 105.8 = 137.5 \text{ kN}$$

- Forța tăietoare de proiectare într-un bulon

$$T_{bulon} = \frac{1}{4} F_d = 0.25 \times 137.5 \approx 34.5 \text{ kN}$$

- Momentul de răsturnare dat de forța seismică în raport cu secțiunea de prindere:

$$M_r = F_{CNS} h_g = 137.5 \times 1.80 = 247.5 \text{ kNm}$$

- Forța de întindere într-un bulon:

$$N_b = \frac{M_r}{2l_0} = \frac{247.5}{2 \times 1.1} = 112.5 \text{ kN}$$

- Efectul favorabil al greutății proprii se reduce cu 15% -{→ 10.5.2 (5)}

$$N_g = 0.85 \left(\frac{G}{4} \right) = 0.85 \left(\frac{120}{4} \right) = 25.5 \text{ kN}$$

- Valoarea de proiectare a forței axiale de întindere într-un bulon :

$$N_d = N_b - N_g = 112.5 - 25.5 = 87.0 \text{ kN}$$

EXEMPLUL E.4.

Calculul unei conducte de apă fierbinte

4.1. 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 $D_{ext} = 300 \text{ mm}$, $D_{int} = 292 \text{ mm}$, $t = 4 \text{ mm}$

4.2. Materiale și rezistențe de calcul

- Oțel OLT35, cu $R_a = 2100 \text{ daN/cm}^2$ și $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$
- Momentul de inerție al conductei $I \cong 4070 \text{ cm}^4$
- Modulul de rezistență al conductei $W \cong 270 \text{ cm}^3$
- Greutatea proprie a conductei $\cong 30.0 \text{ daN/m}$
- Greutatea apei din conductă $\cong 67.0 \text{ daN/m}$
- Greutatea totală $g \cong 100 \text{ daN/m}$

4.3. Determinarea distanței între prinderi pentru realizarea $T_0 \leq 0.06 \text{ sec}$

- 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 $T \leq 0.06 \text{ sec}$ (pentru ca $\beta_{CNS} = 1.0$), cu datele de la 4.2, rezultă $l_0 \leq 522 \text{ cm}$
- Aleg $l_0 = 500 \text{ cm}$

4.4. Calculul forței seismice de proiectare

4.4.1. Parametri de calcul

- Accelerația seismică de proiectare $a_g = 0.28g$ $\{\rightarrow \text{fig.3.1}\}$
- Coeficientul de importanță stabilit de investitor $\gamma_{CNS} = 1.8$ $\{\rightarrow 10.3.1.3.1.(1)\}$
- Coeficientul de amplificare $\beta_{CNS} = 1.0$ (pentru $T_0 < 0.06 \text{ s}$) $\{\rightarrow \text{tab. 10.2}\}$
- Prindere ductilă, coeficient de comportare $q_{CNS} = 2.5$ $\{\rightarrow \text{tab. 10.2}\}$
- Coeficientul $K_z = 3$ ($z \cong H$) $\{\rightarrow 10.3.1.2.(1)\}$

4.4.2. Forța seismică orizontală

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.8 \times 0.28g \times 1.0 \times 3.0}{2.5} \left(\frac{100}{g} \right) \cong 60.5 \text{ daN/m} \quad \{\rightarrow 10.3.1.2.(1)\}$$

4.4.3. Forța seismică verticală

- Accelerația seismică verticală $\{\rightarrow \text{rel.3.16}\}$: $a_{vg} = 0.7 a_g \Rightarrow 0.7 \times 0.28 g = 0.196 g \cong 0.2 g$
- Forța seismică verticală: $F_{CNS}(V) = 0.7 F_{CNS}(H) \Rightarrow 0.7 \times 60.5 = 42.5 \text{ daN/m}$

4.4.4. Combinarea forțelor seismice pe cele două direcții

- Pentru verificarea rezistenței conductei, încărcările de pe cele două direcții se determină după cum urmează $\{\rightarrow \text{relațiile 4.16 și 4.17}\}$:

Ipoteza 1:

- $F_{CNS}(V_1) = g + F_{CNS}(V) = 100.0 + 42.5 = 142.5 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(H_1) = 0.3 F_{CNS}(H) = 0.3 \times 60.5 = 18.1 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(1) = \sqrt{F_{CNS}^2(V_1) + F_{CNS}^2(H_1)} = \sqrt{142.5^2 + 18.1^2} = 143.6 \text{ daN/m}$

Ipoteza 2:

- $F_{CNS}(V_2) = g + 0.3 F_{CNS}(V) = 100.0 + 0.3 \times 42.5 \cong 112.8 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(H_2) = F_{CNS}(H) = 60.6 \text{ daN/m}$
- $F_{CNS}(2) = \sqrt{F_{CNS}^2(V_2) + F_{CNS}^2(H_2)} = \sqrt{112.8^2 + 60.5^2} = 128.0 \text{ daN/m} < F_{CNS}(1)$
- Încărcarea totală de calcul este cea mai mare dintre cele două valori
 $F_{CNS} = 143.6 \text{ daN/m}$

4.5. Verificarea rezistenței conductei

- Momentul încovoietor $M = \frac{1.436 \times 500^2}{8} = 44875 \text{ daNcm}$
- Efortul unitar în oțel este $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{44875}{270} \cong 166.0 \text{ daN/cm}^2 < R_a$

4.6. Eforturi de proiectare pentru prinderi

- Reacțiunea verticală $\{\rightarrow 10.4.1.2.(1)\}$ - aferentă unei deschideri
 $R_V = 5.0 \times [g + 1.3 F_{CNS}(V)] = 5.0 \times (100 + 1.3 \times 42.5) \cong 775 \text{ daN}$
- Reacțiunea orizontală
 $R_H = 5.0 \times 1.3 \times F_{CNS}(H) = 5.0 \times 1.3 \times 60.5 \cong 390 \text{ daN}$