

Roberto Scotta

Renato Vitaliani

Manualul de calcul la seism

SISTEMUL CONSTRUCTIV DIN LEMN ȘI BETON

Certificat seismic



Caracteristici și domenii de aplicare - Experimentare

Manual de proiectare - Exemple aplicative



ISO / span

ISO / span

CUPRINS

Prefață	1
Capitolul I. GENERALITĂȚI ȘI PROPRIETĂȚI FIZICE ALE MATERIALULUI	3
I.1. Metoda de construire	3
I.2. Caracteristicile cofrajului din aschii de lemn mineralizate	5
I.2.1. Izolația termică	5
I.2.2. Difuzia vaporilor de apă	
I.2.3. Acumularea termică	6
I.2.4. Izolarea acustică	6
I.2.5. Rezistența la foc	6
Capitolul II. NORMATIVE DE REFERINȚĂ. PROPRIETĂȚILE MATERIALELOR	9
II.1. Normative de referință	9
II.2. Caracteristicile materialelor	9
II.2.1. Bloc-cofraj	9
II.2.2. Conglomerat	Error! Bookmark not defined.
II.2.3. Oțel	10
Capitolul III. COMPORTAMENT STRUCTURAL	11
III.1. Conceptul de structură de tip cutie	11
III.2. Acțiuni statice	12
III.3. Comportament seismic	13
III.3.1. Definirea acțiunii seismice	13
III.3.2. Criteriile proiectului seismic	13
III.3.3. Modelarea clădirilor	15
III.3.4. Repartizarea forțelor seismice	18
Capitolul IV. CRITERII GENERALE DE VERIFICARE	21
IV.1. Premisă	21
IV.2. Solicitări și eventualul comportament structural al pereților	21

IV.2.1.	Comportament în afara planului	22
IV.2.2.	Comportament în cadrul planului	23
IV.3.	Verificarea la presoflexiune	25
IV.3.1.	Excentricitatea transversală a sarcinilor	26
IV.3.1.a	Secțiunea de vârf a peretelui	26
IV.3.1.b	Secțiunea critică	27
IV.3.1.c	Dispoziții speciale	28
IV.3.2.	Suplețea unui perete	29
IV.3.3.	Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului	30
IV.3.4.	Excentricitatea longitudinală a sarcinilor	34
IV.3.5.	Coeficient ϕ_L de reducere a rezistenței zidului	34
IV.3.6.	Pereți cu armătură distribuită neuniform	36
IV.4.	Verificarea prin tăiere în planul peretelui	37
IV.4.1.	Ruperea prin tăiere a pereților fără armătură orizontală	37
IV.4.2.	Ruperea prin tăiere a pereților cu armătură orizontală	38

Capitolul V. COMPARAȚIE ÎNTRE METODA DE VERIFICARE PROPUȘĂ ȘI ALTE METODE DIN LITERATURA DE SPECIALITATE

V.1.	Premisă	41
V.2.	Verificare conform metodei ISOSPAN	41
V.3.	Verificare conform metodei UNIBO	42
V.4.	Comparație între diferitele propuneri	44
V.4.1.	Probe efectuate prin comprimare excentrică	44
V.4.2.	Probe de tăiere pură	49
V.4.3.	Probe de sollicitare mixtă	51
V.5.	Concluzii	53

Capitolul VI. PROBE EXPERIMENTALE EFECTUATE LA UNIVESTITATEA DIN PADOVA ȘI INTERPRETAREA LOR

VI.1.	Premisă	55
VI.2.	Probe de comprimare excentrică	57
VI.2.1.	Eșantioane supuse la probă	57
VI.2.2.	Materiale folosite pentru realizarea eșantioanelor	60
VI.2.3.	Descrierea probelor și a măsurilor efectuate	61

VI.2.4.	Documentația fotografică a probei _____	62
VI.2.5.	Grafice de probă _____	64
VI.2.6.	Comparație între rezultatele experimentale și criteriul de verificare propus _____	66
VI.3.	Probe de tăiere _____	68
VI.3.1.	Eșantioane supuse la probă _____	68
VI.3.2.	Materiale folosite pentru realizarea eşantioanelor _____	71
VI.3.3.	Descrierea probei și a măsurilor efectuate _____	72
VI.3.4.	Documentația fotografică a probei _____	74
VI.3.5.	Grafice de probă _____	76
VI.3.6.	Interpretarea rezultatelor experimentale _____	80
VI.3.7.	Comparație între rezultatele experimentale și formularea analitică _____	84
VI.4.	Concluzii _____	85
Capitolul VII. FACTORI DE SIGURANȚĂ ȘI FACTORI DE STRUCTURĂ _____		87
VII.1.	Factori de siguranță ai materialelor _____	87
VII.2.	Factori de structură folosiți în calcularea acțiunilor seismice _____	88
VII.2.1.	Generalități și factori de structură pentru tipurile tradiționale _____	88
VII.2.2.	Factori de structură sugerați pentru tipul în discuție _____	89
Capitolul VIII. EXEMPLE APLICATIVE _____		91
VIII.1.	Exemplul aplicativ nr. 1 _____	91
VIII.1.1.	Descrierea clădirii _____	91
VIII.1.2.	Caracteristicile materialelor _____	92
VIII.1.3.	Caracteristice geometrice și de rezistență ale peretelui _____	93
VIII.1.4.	Caracteristicile pereților de contravântuire _____	94
VIII.1.5.	Analiza sarcinilor _____	95
VIII.1.6.	Calcularea acțiunii seismice _____	95
VIII.1.7.	Repartizarea sarcinilor gravitaționale _____	96
VIII.1.8.	Repartizarea acțiunilor seismice _____	99
VIII.1.9.	Acțiuni seismice în afara planului _____	101
VIII.1.10.	Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice _____	103

VIII.1.11.	Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini seismice _____	106
VIII.1.12.	Verificare prin tăiere _____	109
VIII.1.13.	Modelare numerică _____	111
VIII.2.	Exemplul aplicativ nr. 2 _____	119
VIII.2.1.	Descrierea clădirii _____	119
VIII.2.2.	Caracteristicile materialelor _____	120
VIII.2.3.	Caracteristicile geometrice și de rezistență ale peretelui _____	121
VIII.2.4.	Caracteristicile pereților de contravântuire _____	122
VIII.2.5.	Analiza sarcinilor _____	122
VIII.2.6.	Calcularea acțiunii seismice _____	123
VIII.2.7.	Repartizarea sarcinilor gravitaționale _____	124
VIII.2.8.	Repartizarea forțelor seismice _____	126
VIII.2.9.	Acțiuni seismice în afara planului _____	127
VIII.2.10.	Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice _____	128
VIII.2.11.	Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini seismice _____	131
VIII.2.12.	Verificare prin tăiere _____	133
VIII.2.13.	Modelare numerică _____	135

Ing. Roberto Scotta¹ - Prof. Ing. Renato Vitaliani²

MANUAL TEHNIC PENTRU PROIECTAREA PEREȚILOR STRUCTURALI REALIZAȚI PRIN TURNĂRI DE BETON ÎN COFRAJE DIN ASCHII DE LEMN MINERALIZAT

Prefață

Subiectul tratat este cel al pereților de susținere din beton, turnat în cofraje din aschii de lemn mineralizat compensat, cu sau fără ajutorul armăturii. Acest tip de zidărie se diferențiază de cea folosită în mod tradițional în Italia. Este însă folosită foarte mult în țările din Europa, cum ar fi Austria și Germania, în care a fost dezvoltată la început, pentru a satisface cerințele de izolare ale clădirilor, acolo unde este nevoie.

Din punct de vedere structural, ținând cont de faptul că contribuția la rigiditate și rezistență a cofrajelor din aschii de lemn mineralizat este neglijabilă, peretele realizat prin turnare de beton se poate evidentia ca o împletitură de stâlpi verticali și grinzi orizontale, cu armătură incorporată. Se poate însă intui capacitatea ridicată de rezistență pe care o asigură împletitura, ca efect a hiperstaticității interne a rețelei structurale, în special dacă este armată corespunzător. Aceasta însă nu poate fi tratată la fel ca o structură din beton armat deoarece nu sunt satisfăcute cerințele de îngrădire a betonului care în betonul armat tradițional sunt garantate de prezența cadrelor.

Nu poate fi încadrată nici în categoria zidăriilor ordinare, formate din elemente de zidărie cu mortar interpus.

¹ Roberto Scotta este Cercetător de Tehnică a Construcțiilor în cadrul Departamentului de Construcții și Transporturi a Universității din Padova. A fost profesor la cursurile de Structuri Prefabricate, Proiectare a Structurilor, iar în prezent predă Tehnica Construcțiilor în același departament. Sectorul său de cercetare se concentrează în special asupra tematicilor de nelinearitate structurală, durabilitatea betonului armat, proiectare seismică a clădirilor din beton, zidărie și lemn, optimizarea structurilor mixte oțel-beton

² Renato Vitaliani este Profesor Ordinar de Tehnică a Construcțiilor în cadrul Departamentului de Construcții și Transporturi a Universității din Padova. A fost profesor de Calcul Automat al Structurilor, Structuri Speciale din c.a., Poduri, Tehnica Construcțiilor, iar în prezent este profesor de Proiectare a Structurilor în cadrul aceluiași departament. În afară de tematicile legate de modelarea numerică a structurilor într-un cadru neliniar, în cadrul cercetării științifice s-a ocupat în principal de structuri din beton armat, analizând atât problemele de calcul, modelare și comportament neliniar, cât și aspectele de durabilitate.

Proiectarea și verificarea panourilor de zidărie în discuție, necesită un tratament special. Din anumite puncte de vedere comportamentul acestora se aseamănă cu cel al zidăriei armate, de la care poate prelua anumite criterii executive și de proiectare.

În Austria și Germania s-au emis o serie de reguli specifice de proiectare folosite de proiectanți. În Italia însă nu există nici o normativă specifică de proiectare structurală care să le includă, cu toate că utilizarea lor este admisă de cele mai moderne normative pentru construcții, cum ar fi Eurocodurile (EC6 §1.1.2) și l'NTC08 (§7.8.1.2, acolo unde este vorba despre utilizarea de zidării sau tipuri de zidării diferite în urma obținerii acordului Serviciului Tehnic Central).

Având în vedere interesul tot mai mare al pieței pentru acest tip de zidărie – stimulat de dezvoltările recente ale normativei naționale în materie de limitare a consumurilor de energie electrică în clădiri – se simte nevoia aprofundării cunoștințelor despre capacitatea de prestație structurală a tehnologiei în cauză, cât și a furnizării liniilor directe de uz practic pentru verificarea structurilor realizate cu aceasta.

Scopul acestei lucrări este cel de a discuta comportamentul structural al pereților analizați, descriind rezultatele obținute într-o campanie de probe experimentale desfășurată în Laboratorul Departamentului de Construcții și Transporturi al Universității din Padova. În timpul acestor probe au fost luate în considerație atât condițiile de solicitare în plan (de membrană), cât și în afara planului (flexionale). Pe baza rezultatelor obținute și a studiului tehnic efectuat, se va propune un criteriu general pentru proiectarea și verificarea clădirilor cu pereți din beton turnat în cofraje din aschii de lemn mineralizat și vor fi date exemple aplicative.

Protecția conținuturilor și scutirea de responsabilități

Rezultatele experimentale din prezentul manual sunt proprietatea exclusivă a autorilor și a societăților care au finanțat cercetarea, așadar sunt protejate de norme în vigoare pe tema drepturilor de autor și de creație. În cazul utilizării lor sursa de origine va trebuie să fie citată mereu.

Acestea sunt valabile doar pentru cofrajele care îndeplinesc caracteristicile de producție ale societăților Isospan și Durisol.

Sunteți scutiți de orice responsabilitate în cazul în care folosiți datele, informațiile și formulele din acest manual în scopuri profesionale.

CAPITOLUL I.

GENERALITĂȚI ȘI PROPRIETĂȚI FIZICE ALE MATERIALULUI

Informațiile prezentate în acest capitol sunt tratate de manualele de utilizare ale societăților Durisol și Isospan.

I.1. Metoda de construcție

Sistemul de blocuri cofraj permite construcția de clădiri cu mai multe etaje cu pereți verticali de susținere, realizați in-situ.

Blocul în cauză are funcția de cofraj pierdut și cea de izolare a peretelui, în timp ce rezistența acestuia este asigurată de miezul intern din beton.

Construcția structurii de fațadă prin aplicarea pe uscat a blocurilor având grijă ca primul rând de blocuri să fie sprijinit pe o suprafață plană cu ajutorul unui strat de mortar autonivelant, după pregătirea unei bariere pentru prevenirea apariției umidității și a unor amături suficiente pentru fixarea peretelui pe fundație sau pe tavan.

Aplicarea pe uscat, fără mortar, spre deosebire de zidăriile obișnuite, permite o reducere semnificativă a punților termice și o viteză mai mare de realizare a lucrării.

Geometria specială a blocurilor permite aplicarea armăturii atât pe verticală cât și pe orizontală într-o poziție aproape echidistantă față de cele două margini ale miezului din beton. În cazul în care structura cere acest lucru, se poate adopta soluția de a crește procentul de armătură în apropierea deschiderilor și a colțurilor cu scopul de a crește rezistența flexională pe planul pereților. Trebuie să aveți grijă să garantați lungimea adecvată de suprapunere a barelor de armătură, cu aceleași criterii care se folosesc pentru structurile din beton armat, în special acolo unde excentricitățile sarcinii pe perete devin considerabile.

După cum vom demonstra în continuare, pentru garantarea rezistenței este foarte importantă centrarea armăturii în funcție de grosimea miezului din beton.

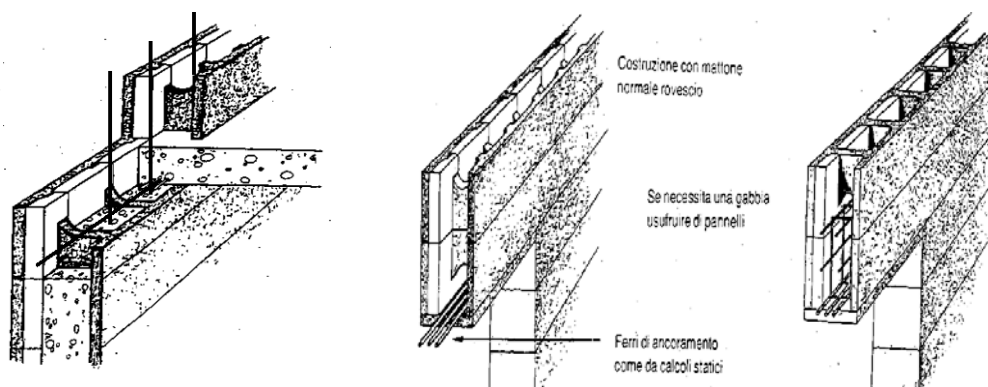


Fig. 0-1 Aplicare specială a armăturii în blocuri și armătura suplimentară a deschiderilor

Umplerea blocurilor cu beton trebuie realizată la fiecare 5-6 rânduri, în mod omogen pe întreg perimetrul, menținând nivelul turnării la circa 5 cm de la marginea superioară a elementelor. Este bine să vibrați energetic betonul cu un vibrator cu ac, până la formarea mortarului, astfel încât să se obțină o concentrație adecvată. În final trebuie curățată marginea și rosturile de eventualele reziduri.

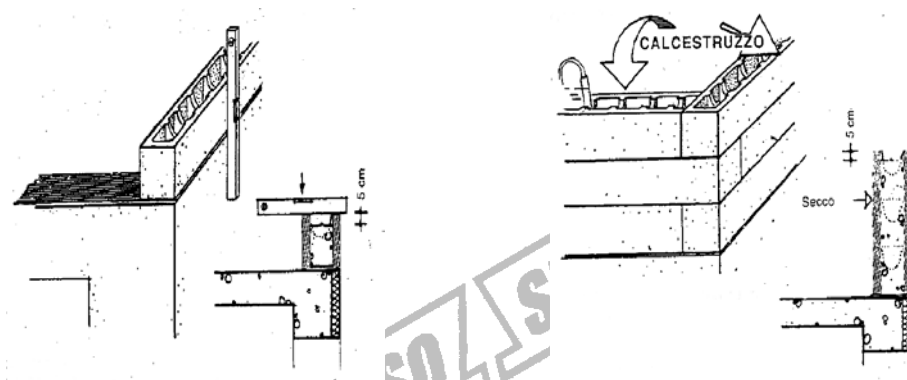


Fig. 0-2 Aplicarea specială pe uscat a blocurilor și umplerea acestora cu beton.

Orice legătură între pereții care formează structura cu celelalte elemente structurale: tavanele sau grinzile, se face prin turnarea de conglomerat pe bază de ciment și armat astfel încât să se creeze continuitate între aceste elemente.

Pentru legăturile între pereți și tavane este necesară o grindă din beton armat. Grinzile pot fi realizate folosind blocuri speciale, fasonate corespunzător pentru a oferi tavanelor o bază de sprijin adecvată, sau simple panouri din aschii de lemn mineralizat cu placa de izolare lipita în prealabil.

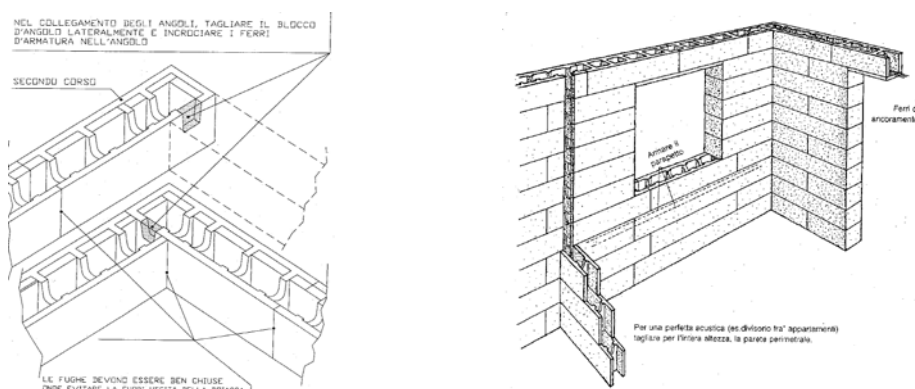


Fig. 0-3 Conectarea specială a elementelor structurale și nestructurale

La nivelul fundației pereții înălțați vor fi conectați între ei printr-o grindă sau o împletitură de grinzi realizate din beton armat. Această dispoziție devine obligatorie pentru clădirile realizate într-o zonă seismică, conform prevederilor normativelor specifice, exceptând cazul în care se va ține cont de posibilitatea unor mutări între fundații.

I.2. Caracteristicile blocului-cofraj din aschii de lemn mineralizat

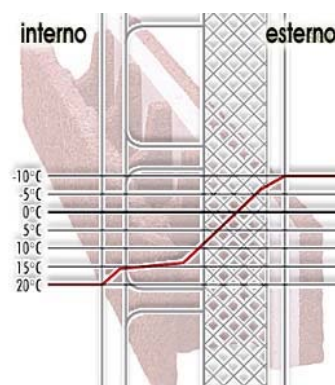
Procesul tehnologic al blocului, obținut prin amestecarea de ciment cu talaș de lemn mineralizat, permite menținerea nealterată a caracteristicilor de izolare oferite de lemn.

Resturile din lemn-ciment rezultate din pierderi în timpul punerii în aplicare, sau în urma unei demolări, pot fi depozitate într-un spațiu de colectare a deșeurilor întrucât acest tip de material a fost certificat ca inert, nepoluant. Se obișnuiește însă ca furnizorul de material să pună la dispoziție în orice șantier, un container special pentru colectarea materialului provenit din pierderi, pe care îl va reține ulterior pe cheltuiala sa. Deșeurile pot fi apoi reciclate în producerea ulterioară de noi blocuri.

I.2.1. Izolare termică

Configurația specială a blocului permite combinarea caracteristicilor lemnului și ale betonului garantând o capacitate de izolare care poate fi completată cu ajutorul unor elemente izolante ce pot fi fixate în mod stabil pe blocul cofraj în timpul producerii acestuia.

Omogenitatea protecției termice este garantată de aplicarea pe uscat a blocurilor,



reducând considerabil punțile termice specifice zidărilor obișnuite, prin rosturile din mortar.

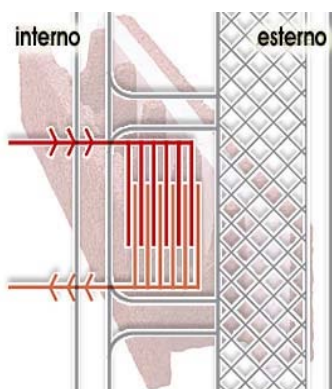
I.2.2. Difuzia vaporilor

Geometria blocului-cofraj și caracteristicile materialului asigură o capacitate bună de absorbție și de emisie a umidității.

Structura poroasă a lemnului-ciment permite o absorbție optimă și o emisie excelentă a vaporilor.

Umiditatea aerului din mediul intern este transportată spre exterior în mod continuu și fără formarea de condens, prin punțile late ortogonale, cu o ulterioară acumulare minimă de umiditate în interiorul zidului.

I.2.3. Acumularea termică



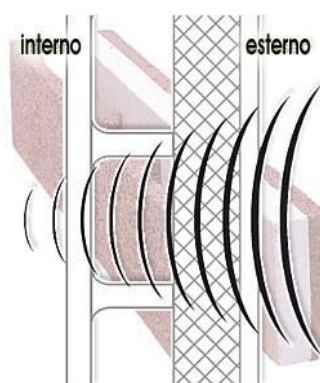
Datorită capacității nucleului din beton de a acumula energie termică, acesta reglează temperatura mediului interior față de cea exterioară.

Acest lucru asigură o inerție termică a pereților și un nivel optim de confort ambiental.

I.2.4. Izolare acustică

Pereții realizați din blocuri cu cofraj permit obținerea unor nivele bune de izolare și confort acustic datorate caracteristicilor de masă considerabilă și număr mare de porozități superficiale deschise care cauzează o reducere a undei sonore.

Pentru a garanta o izolare acustică eficientă ar trebui asigurată continuitatea betonului între elementele structurale și pereții interni de împărțire a spațiului, prin îndepărtarea suprafeței lemnoase de contact între pereții afectați.



I.2.5. Rezistența la foc

Prin studiile experimentale speciale efectuate pe un perete din blocuri din aschii de lemn mineralizat cu grosimea de 25 cm și miez din beton cu

grosimea de 16 cm, s-a certificat că, caracteristica de rezistență la foc a peretelui analizat este de peste 180 de minute, raportat la următorii parametri:

- R stabilitate: capacitatea de păstrare a rezistenței mecanice la acțiunea focului;
- E etanșare: capacitatea de a nu lăsa să treacă și nici de a produce, dacă este supus la acțiunea focului pe o parte, flăcări, vapori sau gaze calde pe latura expusă;
- I izolare termică: capacitatea unei structuri de a reduce, într-o anumită limită, transmiterea căldurii.

Tipul experimentat a obținut așadar certificatul de produs de construcție REI 180.

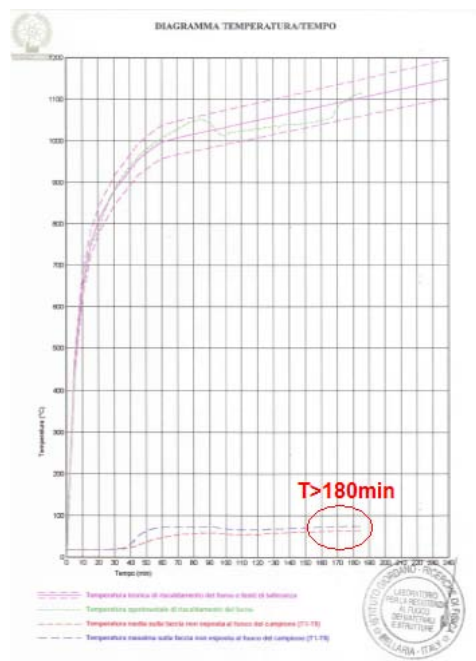
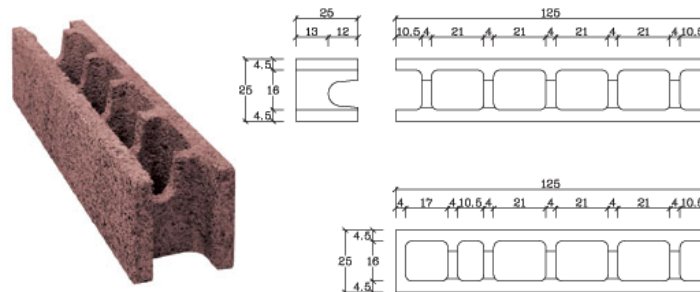


Fig. 0-4 Geometria cofrajului din lemn-ciment folosit pentru realizarea peretelui de probă și graficul rezultatelor .

Note

ISO / Span

ISO / Span

NORMATIVA DE REFERINȚĂ. PROPRIETĂȚILE MATERIALELOR

I.3. Normativa de referință

Pentru interpretarea răspunsului structural al pereților în cauză și pentru formularea unei propuneri de proiectare și verificare a acestora s-a făcut referire la următoarele normative (între paranteze este menționată abrevierea folosită în textul prezentului manual):

- D.M. 20/11/1987 - “Norme tehnice pentru proiectarea, executarea și omologarea clădirilor din zidărie și consolidarea acestora” (*DM87*);
- D.M. 09/01/1996 - “Norme tehnice pentru calcularea, executarea și omologarea lucrărilor din ciment normal, precomprimat și pentru structurile metalice” (*DM96*);
- D.M. 16/01/1996 - “Criterii generale pentru verificarea siguranței construcțiilor, a sarcinilor și suprasarcinilor”;
- UNI EN 206-1 Octombrie 2001 – “Beton – Specificație, prestație, producție și conformitate” (*UNI 206-1*);
- Ordonanța nr. 3274 a Conducerii Consiliului de Miniștri din data de 20/03/2003 – “Norme tehnice pentru proiectarea, evaluarea și adaptarea seismică a clădirilor” și s.m.i. (*OPCM 3274*);
- D.M. 14 ianuarie 2008 - “Norme tehnice pentru construcții” (*NTC08*),
- UNI EN 1996-1-1:2006– “Proiectarea structurilor de zidărie. Partea 1-1: Reguli generale pentru structurile din zidărie armată și nearmată” (*EC6*).

I.4. Caracteristicile materialelor

I.4.1. Bloc cofraj

Blocul cofraj din lemn-ciment, construit dintr-un amestec de talaș de lemn, ciment, minerale și apă. În literatura de specialitate [3] se pot găsi anumite valori identificative, de natură experimentală, ale acestui bloc. În special se poate asuma o rezistență caracteristică de compresiune, comparabilă unei

zidării vechi, $R_{c,media}=1.5$ MPa, modul elastic $E=300$ MPa și greutate specifică $g=700$ kg/mc.

În scopul proiectării, rigiditatea blocului se consideră neglijabilă față de cea a miezului intern din beton. Blocul cofraj nu îndeplinește nici o funcție structurală ci este folosit ca si cofraj pierdut, izolant termic și acustic.

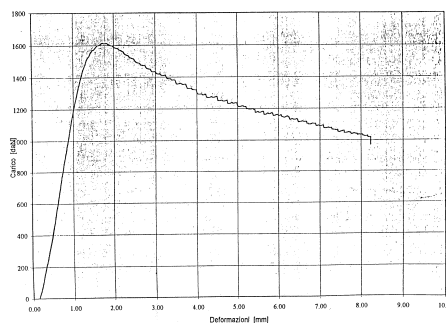


Fig. 0-1 Probă de sarcină pe paralelipiped din lemn-ciment;

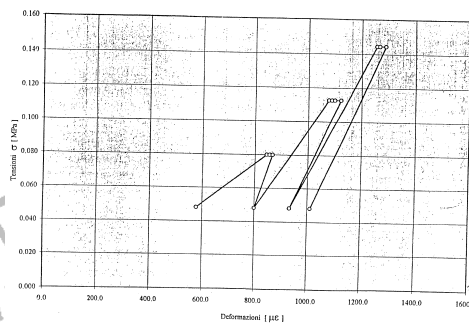


Fig. 0-2 Modul elastic de uscare pe paralelipiped din lemn-ciment;

I.4.2. Beton

Nu se recomandă utilizarea unui beton cu o clasă mai mică de C20/25, sau cu rezistența caracteristică cilindrică f_{ck} mai mică de 20 MPa și respectiv, cubică R_{ck} mai mică de 25 MPa.

Pentru caracteristicile betonului și dispoziții speciale se face trimitere la DM96, NTC08 și UNI EN 206-1.

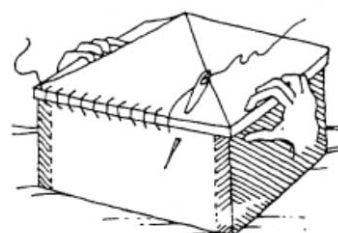
I.4.3. Oțel

Se prevede utilizarea de armături din oțel cu aderență îmbunătățită de tip Feb44k cu caracteristicile specificate în DM96, sau cu caracteristici superioare, cum ar fi spre exemplu B450A prevăzut în cel mai recent NTC08.

COMPORTAMENT STRUCTURAL

I.5. Concept de structură de tip cutie

O structură cu pereți de susținere este un sistem tridimensional construit din pereți verticali, așezați de obicei în două direcții ortogonale între ele, și tavane orizontale. Dacă aceste elemente structurale plane sunt conectate în mod rațional și eficient, generează un sistem al cărui comportament static este de tip cutie, capabil să ofere o rezistență adecvată în toate direcțiile.



Tassios, 1996

Sunt necesare întăriri orizontale realizate de grinzi cu grosimea tavanului, care desfășoară funcția de fixare a pereților solicitați ortogonal pe propriul plan și funcția de legătură longitudinală a pereților de contravântuire între coplanarele lor, permițând redistribuirea acțiunilor orizontale și fixările adecvate între pereți de-a lungul intersecțiilor verticale, care garantează o stabilitate mai mare și o hiperstaticitate a întregii structuri.

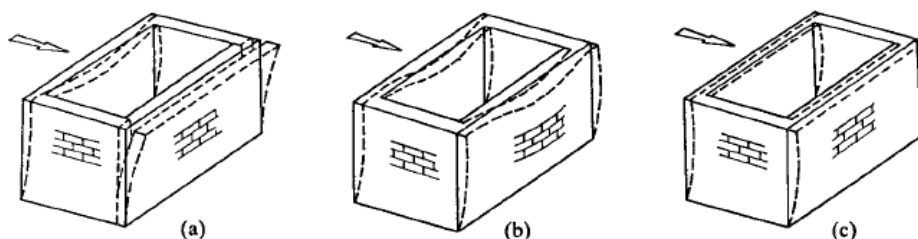


Fig. 0-1 Deformări induse de sarcini orizontale pe clădiri cu pereți cu (a) tavan deformabil și fără grinda, (b) cu tavan deformabil și grinda, (c) tavan nedeformabil și grinda.

Întreaga structură rezultată trebuie să poată reacționa cu un comportament general, la care contribuie doar rezistența pereților în planul lor (de membrană). De fapt pereții au o rezistență bună la acțiunile orizontale care acționează în planul lor, însă sunt mult mai puțin rezistenți la acțiunile “din afara planului”.

Trebuie însă să se țină cont de forțele seismice ortogonale care acționează asupra planului peretelui pentru verificarea locală a stabilității în

afara planului (vezi §1.10.1). Un sistem adecvat de grinzi, întăriri și fixări previne și eventuala răsturnare rigidă a pereților față de cealaltă parte a structurii.

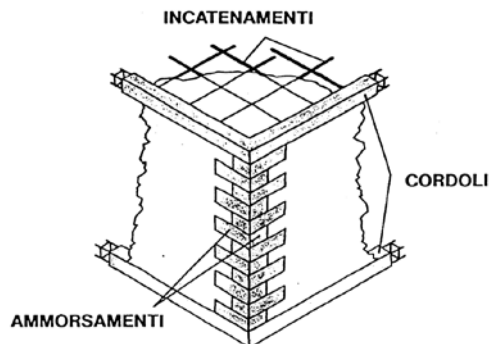


Fig. 0-2: Întăriri, fixări și grinzi pentru structuri din zidărie

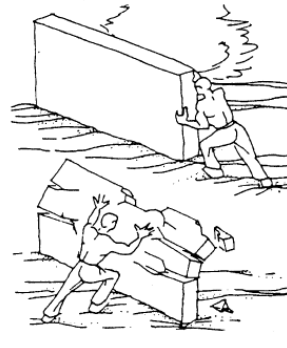


Fig. 0-3 Comportament în plan și în afara planului unui perete

I.6. Acțiuni statice

Sunt definite acțiuni statice aplicate asupra structurii, cele gravitaționale datorate greutateii acestora și elementelor de susținere, cât și sarcinile variabile de tip static (sau cele definite astfel).

Pentru a afla mai multe detalii despre acțiunile de tip static și combinația lor se face trimitere la normativele specifice în vigoare.

Acțiunile gravitaționale datorate greutateii tavanelor și sarcinilor de susținere sunt exprimate în mod normal ca forțe pe metrul pătrat. Acestea induc acțiuni verticale de comprimare asupra pereților care se pot stabili identificând pentru fiecare perete, zona sa de tavan de competență (zona de influență) în funcție de poziția elementului structural în cauză, urzeala tavanelor, a grinzilor și a dispunerii sarcinilor. Rezultă mai încărcăți pereții ortogonali cu tavanele chiar dacă ar trebui luată în considerare o zonă de influență și pentru pereții paraleli cu tavanele, având în vedere rigiditatea transversală a urzelii tavanului și a efectului de conectare la colțurile pereților. La mai multe nivele, forțele verticale aplicate asupra pereților de deasupra se adaugă la cele ale tavanului analizat, furnizând forțe de comprimare asupra pereților inferiori.

Chiar și acțiunea vântului, chiar dacă este o acțiune de tip dinamic, în structurile comune se poate schematiza cu un sistem de forțe statice echivalente. Acțiunea orizontală a vântului este echilibrată de un sistem de forțe rezistente în pereți care, în sistemele hiperstatice, se repartizează proporțional cu rigiditatea lor. În general se neglijează contribuția de contravântuire oferită de pereții dispuși ortogonal pe direcția acțiunilor,

rigiditatea de tip flexional a pereților fiind cu mult mai mică față de cea a membranelor în plan.

Acțiunea combinată a sarcinilor gravitationale și a vântului induce asupra pereților solicitări de presoflexiune și tăiere ce trebuie verificate corespunzător în funcție de suplețea peretelui și de excentricitatea de aplicare a sarcinilor.

I.7. Comportament seismic

I.7.1. Definirea acțiunii seismice

Excitația seismică induce o accelerare în structură, care provoacă apariția unor forțe de inerție orizontale. Într-o abordare statică echivalentă, forțele de inerție pot fi reprezentate ca forțe orizontale care acționează la nivelul tavanelor diferitelor etaje ale clădirii, acolo unde se poate asuma masa concentrată a clădirii.

Efectul acestor forțe asupra unui plan general al structurii, presupus a fi extrem de rigid, este cel de a-l transfera și de a-l roti orizontal față de planul de dedesubt: o mutare diferențială va fi impusă pereților planului și va provoca apariția unor forțe orizontale rezistente (forțe de tăiere) proporționale cu rigiditatea fiecărei membrane.

Mai detaliat solicitările de origine seismică pot fi calculate prin analize spectrale, prin suprapunerea efectelor diferitor forme modale, iar în acest caz acțiunea seismică este rezumată de spectrele de răspuns elastice, pentru acțiuni seismice cu timp redus de retur (verificări de exploatare la Starea Limită de Daună), sau spectre neliniare pentru verificările față de seisme cu intensitate mare (verificări de ruptură în Ultima Stare Limită)

Pentru definirea acțiunii seismice prin analiza statică echivalentă, spectre de proiect sau accelerograme și combinarea sa cu alte sarcini se face trimitere la OPCM3274 care oferă și alte indicații referitoare la tipul de analiză ce trebuie folosit în funcție de caracteristicile de regularitate a clădirii.

I.7.2. Criterii de proiect seismic

Aspectul conceptual al proiectului unei clădiri este extrem de important în câmpul seismic. Conceperea unei clădiri acolo unde forțele laterale pot fi transferate ușor spre pământ fără deformări excesive și cu comportament flexibil, asigură acesteia o bună funcționare sub acțiunea seismică.

Înainte de a introduce anumite criterii de proiectare cu caracter general, amintim cele trei mărimi fundamentale care caracterizează comportamentul unei structuri sau al unui element structural supuse la acțiunea seismică:

- *Rigiditate*: caracterizează legătura între forță și deplasare în câmpul elastic; referitor la o diagramă forță-deplasare este înclinarea părții liniare inițiale;
- *Rezistență*: este forța maximă pe care elementul structural sau întreaga structură o poate suporta. Rezistența de slăbire, este cea corespunzătoare atingerii limitei elastice a materialelor; rezistența de ruptură, este cea din urmă careia îi corespunde atingerea deformării la limita de susținere a materialelor.
- *Flexibilitate*: caracterizează comportamentul în câmpul plastic; capacitatea de flexibilitate este definită ca fiind raportul între deplasarea corespunzătoare ultimei rezistențe a structurii și cea de slăbire (limita câmpului elastic).

O proiectare anti-seismică corectă trebuie așadar să țină seama de aceste trei aspecte fundamentale. În acest caz pot fi definite câteva criterii directoare pentru proiectare:

- *Simplitate structurală*: asigură existența unor trasee evidente și directe pentru transmiterea forțelor seismice reducând incertitudinile apărute în diferite faze de proiectare și executare, oferind așadar o siguranță mai mare a estimării comportamentului structurii în timpul unui seism. Pereții structurali, inclusiv deschiderile, trebuie să aibă o continuitate în ridicare până la fundație, evitând pereții falși. Complexul structural rezultat trebuie să poată reacționa cu un comportament de tip global, la care contribuie doar rezistența pereților în planul lor,
- *Uniformitate și Simetrie*: asigură o distribuție echilibrată și adecvată a elementelor structurale pe nivel plan și în înălțime, inducând structura să dea un răspuns global uniform și reducând riscurile legate de prezența de excentricitate, zone de concentrații de eforturi și cu cerere mare de flexibilitate. Este de asemenea important să existe regularitate în termeni de distribuție a rigidităților și a maselor de-a lungul înălțimii clădirii, pentru ca cerințele de rezistență locale și globale să fie comparabile: acest lucru permite evitarea formării de planuri slabe în care se concentrează deformările și în consecință, cererea de flexibilitate,
- *Hiperstaticitate*: asigură o redundanță a elementelor și o redistribuție mai favorabilă și mai amplă a efectelor acțiunii seismice și o disipare de energie,
- *Rezistență și rigiditate flexională* după două direcții ortogonale: asigură un comportament bun al structurii oricare ar fi direcția mișcării seismice. Prezența celor două sisteme rezistente

urzite conform direcțiilor ortogonale și cu valori de rigiditate și rezistență asemănătoare, este extrem de importantă dacă se ia în considerare faptul că mișcarea seismică este aleatorie, așadar este imposibil să se prevadă direcția de acțiune,

- *Rezistența și rigiditatea de torsiune*: asigură structurii efecte torsionale limitate și reduc riscul ca deplasările diferențiate, datorate acestor efecte în diferite elemente structurale, să inducă deformări neuniforme planurilor,
- *Flexibilitatea structurii*: asigură capacitatea structurii de a se deforma rigid înainte de a atinge colapsul. Acest lucru permite pe de o parte protejarea de rupturi fragile neprevăzute și periculoase, pe de altă parte să elimine cantități mari de energie prin cicluri histeretice induse de forțe ciclice cauzate de seism,
- *Rigiditatea și rezistența tavanelor în plan*: asigură capacitatea de redistribuire a forțelor induse de seism în sistem, proporțional cu rigiditățile și rezistențele elementelor rezistente și un comportament global uniform,
- *Fundații adecvate*: asigură ca întreaga clădire să fie supusă unei excitații seismice uniforme, reducând eventualele deplasări datorate unui input asincron.

Satisfacerea acestor cerințe permite obținerea unui bun comportament structural atât în starea limită de daună cât și în ultima stare limită. Mai exact:

- Pentru cutremure de mică intensitate trebuie limitate deplasările și deformările, pentru a asigura minimizarea daunelor atât pentru elementele structurale cât și nestruurale (Stare Limită de Daună). Pentru a garanta acest lucru, structura trebuie să fie suficient de rigidă și rezistentă;
- Pentru cutremure de intensitate mare, structura trebuie să se poată deforma fără o pierdere excesivă a rezistenței. Pentru a obține acest lucru, structura trebuie să fie suficient de flexibilă, ca să permită suportarea unor deplasări mari fără a ajunge la colaps și la pierderea de vieți umane admitând însă daune grave ale elementelor structurale (Ultima Stare Limită)

1.7.3. Modelarea clădirilor

Calcularea solicitărilor datorate acțiunilor seismice, pentru care pereții clădirii vor trebui să fie dimensionați, pot fi obținute printr-o modelare a structurii printr-o abordare de tip analitic care să țină cont de estimările făcute asupra comportamentului membranelor de contravântuire, sau prin utilizarea

de metode numerice (program de calcul FEM) care prevăd utilizarea de modele cu *grinzi* sau de modele cu *elemente finite*.

Modelul structurii pe care va fi efectuată analiza va trebui să reprezinte în mod corespunzător distribuția de masă și rigiditate efectivă. Acesta va cuprinde așadar elementele structurale semnificative – grinzi, stâlpi și pereți – și diafragmele orizontale ale planului, fiecare cu masa și rigiditatea sa. Acolo unde este nevoie va fi luată în calcul și contribuția elementelor nestructurale (spre exemplu tamponările) care pot influența semnificativ comportamentul structurii.

Dacă diafragmele orizontale, ținând cont de deschiderile prezente în ele, sunt suficient de rigide, nivelele de libertate ale clădirii pot fi reduse la trei pe fiecare plan, concentrând masele (și momentele de inerție ale acestora) pe centrul de greutate al fiecărui plan. Tavanele extrem de rigide vor trebui să aibă rezistența și rigiditatea necesare pentru a distribui pe membrane forțele de tăiere cauzate de sarcinile seismice.

Dacă clădirea respectă caracteristicile de regularitate în plan definite în ordonanța 3274 se poate simplifica analiza cu două modele plane separate, unul pentru fiecare direcție principală a structurii. Dacă însă, clădirea nu este corectă în plan trebuie folosit un model al întregii clădiri, în general.

Într-o abordare numerică se poate efectua o modelare generală a clădirii, în care se folosesc elemente tip “shell”(anvelopă) pentru a reprezenta pereții și elemente tip “grinda” pentru grinzi și stâlpi. Această modelare, în afara faptului că generează probleme numerice destul de grave și mai dificil de controlat și interpretat, are dezavantajul de a oferi ca rezultat, tensiuni (sau forțe pentru unități de lungime) asupra pereților, în loc de solicitări.

O alternativă recomandată, ce poate fi folosită acolo unde distribuirea deschiderilor pe pereți este destul de regulată, constă în modelarea pereților cu ajutorul unui cadru echivalent format exclusiv din elemente grinda, conform indicațiilor din Fig. 0-4.

În cadrul echivalent se consideră deformabili stalpii zidăriei și grinzile de legătură între planuri, în timp ce nodurile de intersecție dintre elementele structurale sunt considerate extrem de rigide.

În modelul numeric legăturile rigide dintre stalpii zidăriei și grinzile dintre planuri se pot realiza cu ajutorul elementelor “rigid-link”, care reproduc ipoteza de nod rigid, sau folosind elemente tip “grinda” caracterizate printr-o rigiditate mult mai mare față de cea a celorlalte elemente structurale.

Stalpii zidăriei au lungimea b egală cu lungimea efectivă a membranelor și înălțimea eficientă h_{eff} , care ar trebui să fie calculată conform indicațiilor din Fig. 0-5. h_{eff} este înălțimea corectă a stalpilor astfel încât, introdusă în modelul cu cadru echivalent, să furnizeze o rigiditate ca cea a structurii reale.

Grosimea t_{eff} a pereților se va stabili astfel încât să se mențină neschimbată zona secțiunii de beton conform indicațiilor din Fig. 0-6. Materialului secțiunii echivalente astfel stabilită i se va acorda un modul elastic E pentru tensiuni normale, egal cu cel al betonului, în schimb va trebui acordată o caracteristică fictivă de modul elastic G^* , pentru tensiuni de tăiere, redus corespunzător față de cel specific betonului, pentru a ține cont de deformarea globală mai mare la tăiere, a întregii împletituri. Asupra acestui aspect vom mai reveni .

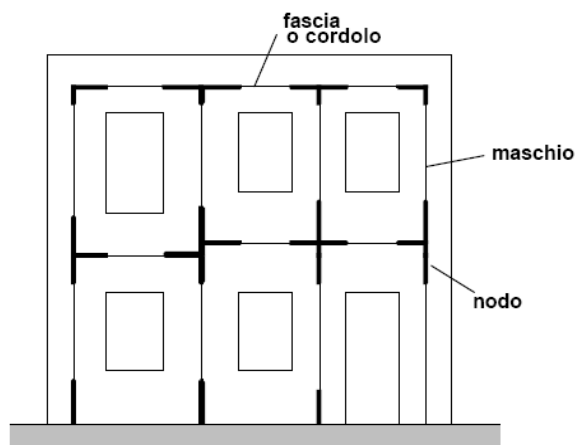


Fig. 0-4 Exemplu de perete schematizat printr-un cadru echivalent (Magenes, 2000).

De obicei se ia în considerare întreaga structură incastată la bază în fundație, neglijând efectele induse de interacțiunea clădirii cu solul de fundație. Dacă din nevoi speciale ale proiectului se cere evaluarea comportamentului structurii în legătură cu cedările solului de fundație, acesta se poate schematiza printr-un sistem de arcuri cu rigiditate echivalentă celei a terenului și în acord cu teoria lui Winkler.

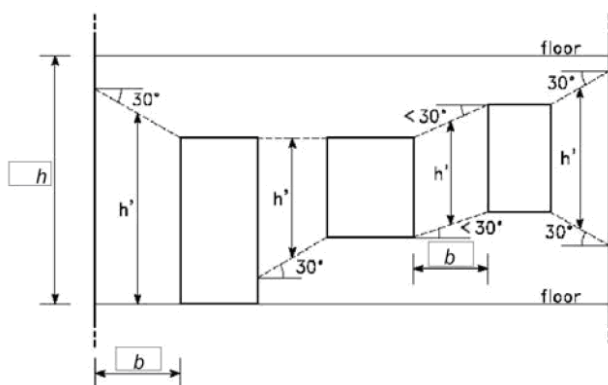


Fig. 0-5 Schemă pentru calcularea înălțimii eficiente în stalpii zidăriei (Dolce, 1989)

$$h_{eff} = h' + \frac{b \cdot (h - h')}{3 \cdot h}$$



Fig. 0-6: Exemplu de trecere la secțiunea echivalentă.

I.7.4. Repartizarea forțelor seismice

Acțiunea seismică, definită ca un sistem de forțe echivalente \$F\$ aplicate baricentrului maselor fiecărei schele, determină un transfer al planului și, dacă există o anumită excentricitate între baricentrul maselor \$CM\$ și baricentrul forțelor rezistente \$CR\$, un transfer rotativ al său.

Prezența efectelor torsionale amplifică solicitările de tăiere ale unui perete proporțional cu distanța de la centrul \$CR\$ al planului, așadar trebuie să se țină cont de acest lucru pentru definirea tăierii fiecărui element de rezistență.

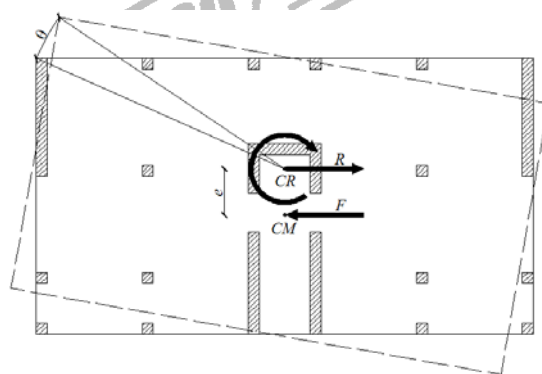


Fig. 0-7 Efecte torsionale datorate excentricității între \$CM\$ și \$CR\$.

Întrucât pereții, fie ei din zidărie, beton armat sau alte materiale, au o rigiditate scăzută în afara planului, nu se țină cont de efectele stabilității globale a clădirii. Datorită acțiunilor seismice vor exista doar reacții în planul

peretilor. Într-o soluție elastică liniară, aceste solicitări sunt proportionale cu rigiditatea peretelui și cu distanța de la centrul de rotație al schelei.

Combinând componentele acțiunii seismice în cele două direcții principale și ținând cont de efectele torsionale, forța seismică exercitată asupra fiecărui perete se poate evalua prin procedura analitică cu următoarele formule³:

$$V_{ix} = \frac{K_{i,x}}{K_{tot,x}} \cdot V_{tot,x} - \frac{K_{i,x} \cdot (y_i - y_R)}{J_{p,tot}} \cdot (M_{t,x} + 0,3 \cdot M_{t,y})$$

$$V_{iy} = \frac{K_{i,y}}{K_{tot,y}} \cdot V_{tot,y} + \frac{K_{i,y} \cdot (x_i - x_R)}{J_{p,tot}} \cdot (M_{t,y} + 0,3 \cdot M_{t,x})$$

și următoarea semnificație a simbolurilor:

- $V_{tot,x}$ e $V_{tot,y}$ forțe de tăiere totală datorată seismului respectiv în direcția X și în direcția Y
- $K_{tot,x} = \sum_i K_{i,x}$ rigiditatea totală de transfer a planului în direcția X
- $K_{tot,y} = \sum_i K_{i,y}$ idem c.s., în direcția Y.
- $J_{p,tot} = J_{p,x} + J_{p,y} = \sum_i K_{ix} \cdot (y_i - y_R)^2 + \sum_i K_{iy} \cdot (x_i - x_R)^2$ rigiditatea torsională totală a planului
- $K_i = \frac{K_{flex} \cdot K_{shear}}{K_{flex} + K_{shear}}$ rigiditatea combinată a fiecărui perete
- $K_{flex} \cong \frac{c \cdot E \cdot J}{H^3}$ rigiditatea flexională a peretelui, cu $c=3$ pentru pereți incastriți doar cu piciorul sau $c=12$ pentru pereți incastriți dublu;
- $K_{shear} \cong \frac{5}{6} \cdot \frac{G^* \cdot A_{eq}}{H}$ rigiditatea de tăiere a peretelui;
- H înălțimea peretelui;

3 Se amintește că aceste formule sunt exacte doar atunci când repartizarea forțelor orizontale este repartizată între diferite planuri, sau atunci când coeficienții de repartizare a forțelor între lame se mențin constanți pe toate planurile. Acest lucru se obține doar dacă la toate planurile, centrul de masă și rigiditate nu își schimbă poziția, pereții de contravântuire se mențin cu o secțiune constantă și au legea omogenă de deformare (doar de flexiune sau doar de tăiere). În afara acestor cazuri, rezultatele care se obțin prin aplicarea soluției analitice sunt aproximative.

- E modulul elastic al betonului
- G^* modul de tăiere fictiv al betonului (vezi §1.9.2)
- $J = \frac{t_{eq} \cdot b^3}{12}$ momentul de inerție al membranei;
- $A_{eq} = t_{eq} \cdot b$ zona din beton a peretelui;
- b lungimea peretelui;
- $t_{eq} = A_m / i_m < t$ grosimea echivalentă a peretelui;
- A_m zona din beton a fiecărui stâlp;
- i_m distanțe între stâlpii din beton;

Conform cerințelor normativelor seismice în vigoare, solicitările torsionale se obțin ținând cont de următoarele excentricități între centrele de masă și rigiditate ale clădirilor:

$$e_{t,x} = (y_{CM} - y_{CR}) + e_{a,x} \quad \text{excentricitatea forțelor în direcția X}$$

$$e_{t,y} = (x_{CM} - x_{CR}) + e_{a,y} \quad \text{excentricitatea forțelor în direcția Y}$$

cu:

- x_{CM}, y_{CM} coordonatele baricentrului maselor
- x_{CR}, y_{CR} coordonatele baricentrului rigidităților
- $e_{a,x} = \pm 5\% \cdot L_y$ excentricitate accidentală în direcția X
- $e_{a,y} = \pm 5\% \cdot L_x$ excentricitate accidentală în direcția Y

Pentru clădirile cu masă și rigiditate distribuite în mod aproximativ uniform și plan înscris într-un dreptunghi cu raport între laturi mai mic de 4, efectele torsionale accidentale pot fi luate în considerare forțetar aplicând forțele pe fiecare element vertical prin factorul:

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L}$$

unde:

- x distanța elementului considerat de baricentrul clădirii, măsurată perpendicular pe direcția acțiunii seismice considerată;
- L distanța dintre cele mai îndepărtate 2 elemente de rezistență, măsurată la fel ca x .

CRITERII GENERALE DE VERIFICARE

I.8. Premisă

Verificarea rezistenței pereților din beton în blocul cofraj din aschii de lemn mineralizat va fi propusă în cadrul unei abordări la ultimele stadii limită (SLU), conform metodei coeficienților parțiali.

Așadar valorile *solicitărilor* se obțin prin combinarea adecvată a efectelor acțiunilor fundamentale multiplicată cu coeficienții specifici de combinație γ_F .

Valorile de rezistență ale peretelui se obțin mereu plecând de la valorile caracteristice de rezistență ale materialelor împărțite cu coeficienții specifici de siguranță γ_m .

I.9. Solicitări și estimări ale comportamentului structural al pereților

Pereții sunt elemente structurale care au o rezistență bună la comprimare, în schimb au o rezistență scăzută la tracțiune. Capacitatea de absorbție a tensiunilor de tracțiune poate fi suplimentată prin introducerea unor cantități adecvate de armătură fixate corespunzător.

De asemenea îndeplinesc cu succes funcția de elemente de contravântuire în planul lor, însă au o rigiditate și o rezistență limitate la acțiunile din afara planului.

Prezența forțelor orizontale cauzate de seism sau de vânt generează solicitări flexionale și de tăiere asupra pereților care se adaugă celor induse de sarcinile verticale care acționează asupra zidului. Este evident că această capacitate de a rezista la acțiunile orizontale (de destabilizare), ce pot induce asupra peretelui stări tensionale de tracțiune, sporește în prezența acțiunilor verticale (de stabilizare).

Așadar, pentru o eficiență statică mai bună, zidurile structurale trebuie să aibă, atunci când acest lucru este posibil, atât o funcție de susținere cât și de contravântuire, pentru a reduce sau limita posibilele stări de tracțiune.

Având în vedere că pereții sunt dispuși mereu în poziție verticală, în general, un perete poate fi supus unei acțiuni axiale N_v , unei acțiuni de

flexiune în afara planului M_T și în plan M_L , care se asociază pentru echilibrare, acțiunilor de tăiere V_T și respectiv V_L .

Rezultanta sarcinilor verticale N_V , poate acționa cu o anumită excentricitate longitudinală e_L și transversală e_T față de axa baricentrică a peretelui: aceste excentricități, contribuie la momentele de flexiune M_L și respectiv M_T .

Momentele de flexiune din afara planului M_T sunt rezultatul excentricității transversale a sarcinii axiale, sau pot fi efectul sarcinilor orizontale cauzate de vânt sau de seism și forțe care acționează perpendicular pe planul zidului. Același lucru este valabil și pentru sarcinile orizontale care acționează paralel cu zidul și care sporesc M_L -ul.

Pentru a simplifica abordarea temei verificărilor și a presoflexiunii deviate, comportamentul pereților în plan și în afara planului va fi tratat separat, pentru a obține ulterior o formulă de verificare combinată care va permite să se țină cont de prezența simultană a celor două solicitări flexionale.

În verificările cu presoflexiune se neglijează interacțiunea cu solicitările de tăiere, sau se stabilește că nivelul de solicitare cu efect de tăiere nu influențează în niciun fel rezistența la presoflexiune. Însă rezistența la tăiere este condiționată de starea de presoflexiune, în sensul că prezența stărilor de tensiune de comprimare asupra peretelui asigură o creștere a rezistenței la tăierea materialului în acord cu estimările lui Mohr-Coulomb.

I.9.1. Comportament în afara planului

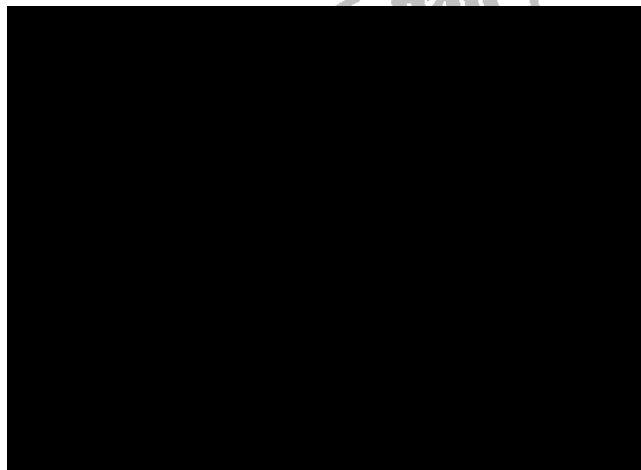


Fig. 0-1 Comportament și solicitări de presoflexiune în afara planului pe un perete ideal incastat la picior.

În general pereții au grosimi foarte mici în comparație cu înălțimea, însă, datorită în afara planului au o anumită suplețe și, dacă sunt încărcați, pot manifesta fenomene de instabilitate.

În evaluarea stării de presoflexiune transversală trebuie luat în considerare în afară de contribuția datorată excentricității trasversale a sarcinilor e_T , și efectele celui de-al doilea ordin care implică o suplimentare a solicitării care acționează asupra peretelui.

Se demonstrează că în afara planului solicitările datorate tăierii nu sunt dimensionate întrucât peretele, datorită supleții folosite, ajunge prematur la colaps ca efect a presoflexiunii.

1.9.2. Comportament în plan

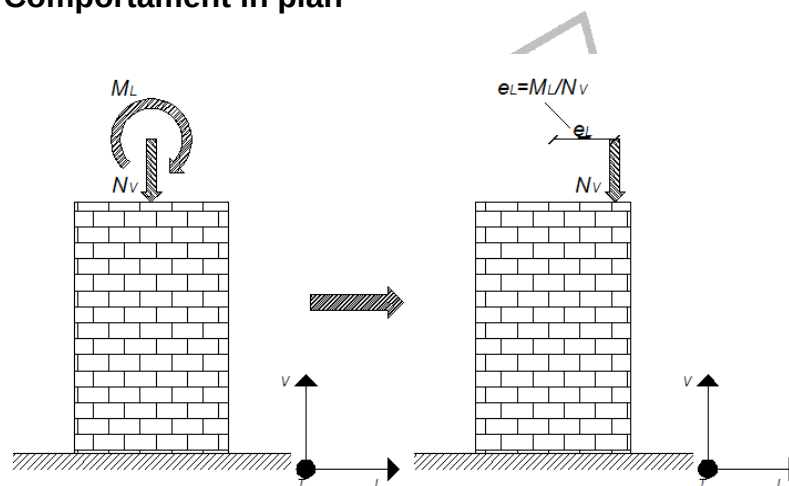


Fig. 0-2 Comportament și solicitări de presoflexiune în planul peretelui.

În planul peretelui în general suplețea are valori neglijabile întrucât lungimea sa este deseori comparabilă cu înălțimea.

Se recomandă să nu se considere rezistențe, membranele zidurilor cu o lungime mai mică de 50 cm și $h/6$, cu h înălțimea între planuri, astfel încât să se poată neglija mereu efectul supleții planului peretelui.

Așa cum am precizat în prealabil, în planul lor pereții îndeplinesc funcția de elemente de contravântuire. Acest lucru înseamnă că competența lor este de a rezista la solicitările de flexiune sau de tăiere induse de eventuale seisme sau de acțiunea vântului.

Solicitările de flexiune în planul peretelui induse de acțiunile orizontale pot fi calculate lând în considerare o excentricitate longitudinală corespunzătoare $e_L = M_L / N_v$ a rezultantei sarcinilor axiale, cu care se efectuează verificarea presoflexiunii longitudinale.

Pentru verificările cu tăiere trebuie luată în considerare structura specială “în rețea” a peretelui în care “elementul slab” este reprezentat de grinzile orizontale. Rezistența maximă a membranelor la tăiere este limitată de atingerea limitei de rupere a acestor grinzi orizontale.

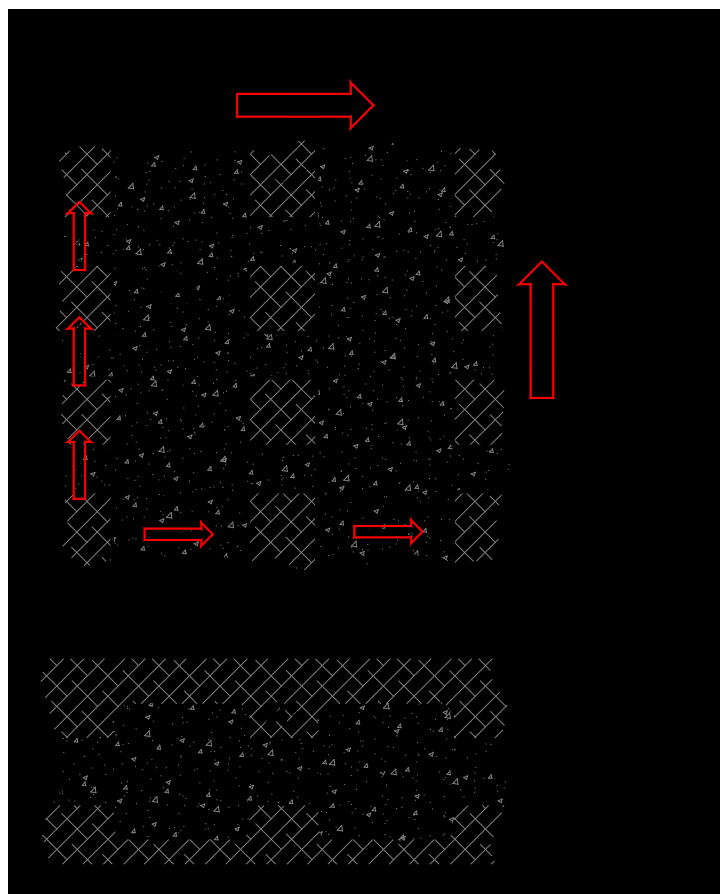


Fig. 0-3 Comportament și solicitări datorate tăierii în planul peretelui.

În capitolul modelării clădirilor s-a văzut felul în care structura reală cu împletitură a pereților poate fi modelată într-o abordare numerică. Trebuie însă să se țină cont de faptul că structura cu împletitură se deformează datorită solicitărilor de tăiere, mai mult decât peretele echivalent (vezi Fig. 0-6 pentru definirea secțiunii echivalente) prin adoptarea unui modul de tăiere G^* fictiv ce trebuie acordat materialului din ciment.

Se va vedea în § referitor la probele din laborator felul în care valoarea G^* este stabilită experimental și rezultă în medie cu această valoare:

$$G^* \cong \frac{G}{2.20}$$

$G = E/[2 \cdot (1 + \nu)]$ fiind modulul efectiv de tăiere al betonului.

I.10. Verificare la presoflexiune

Calculul sarcinii axiale de rezistență a peretelui trebuie să țină cont de geometria zidului, de proprietățile materialelor folosite și de excentricitățile de aplicare a sarcinii verticale, adică atât de excentricitățile primului ordin (poziția sarcinilor verticale, a sarcinilor orizontale și a imperfecțiunilor constructive), cât și de cele ale celui de-al doilea ordin.

Într-o secțiune orizontală a peretelui, partea rezistentă a presoflexiunii este formată doar din stâlpi verticali din beton ale cărui bare din oțel care formează armătura, dacă acestea există, sunt distribuite în mod uniform și sunt dispuse într-o poziție aproape baricentrică în fiecare stâlp.

Folosind clasicele formule pentru stabilirea rezistenței la simpla comprimare a unei secțiuni din beton armat, capacitatea de rezistență la sarcina verticală a unui perete și pentru unitățile de lungime, n_{rd} , este definită astfel:

$$n_{rd} = \phi_T \cdot \phi_L \cdot f_{cd} \cdot t_{eff} \cdot (0,85 + \omega) = \phi_T \cdot \phi_L \cdot n_{rd,0} \leq \frac{n_{rd,0}}{1.25}$$

cu:

- $n_{rd,0}$ rezistența la metru liniar a peretelui, în lipsa excentricității sarcinii și a supleții scăzute.
- ϕ_T factor de reducere a capacității de rezistență care ține cont de efectele cauzate de suplețea peretelui și de excentricitatea transversală a sarcinilor n_{sd} ;
- ϕ_L factor de reducere a capacității de rezistență care ține cont de efectele cauzate de excentricitatea longitudinală a sarcinilor n_{sd} ;
- $f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$ rezistență la comprimarea cilindrică de calcul a betonului
- γ_c coeficient de siguranță pentru materialul din beton (definit în 0)
- $\omega = \rho \cdot f_{yd} / f_{cd}$ este raportul mecanic de armătură, cu $\rho = A_s / A_c$ procentul geometric de armătură și f_{yd} rezistența la slăbirea barelor din oțel;
- 1.25 factor de siguranță suplimentar pe beton în condiții de comprimare pură.

În ultima stare limită, rezultanta sarcinilor verticale ale proiectului unui perete, n_{sd} , trebuie să fie mai mică sau egală cu rezistența la sarcinile verticale, n_{rd} , astfel încât:

$$n_{sd} < n_{rd}$$

Verificarea la presoflexiune, așa cum a fost descrisă mai sus, trebuie să fie efectuată în secțiunile de vârf și de mijloc ale membranei zidăriei.

Verificarea secțiunilor de vârf, sau de solicitare maximă, permite verificarea locală a rezistenței peretelui, fără a ține cont de efectele celui de-al doilea ordin.

Invers, verificarea secțiunii de mijloc, pe care în continuare o vom denumi *critică*, permite evaluarea comportamentului general al peretelui întrucât în această secțiune nu pot fi neglijate efectele celui de-al doilea ordin, sau ale *supleții*.

I.10.1. Excentricitatea transversală a sarcinilor

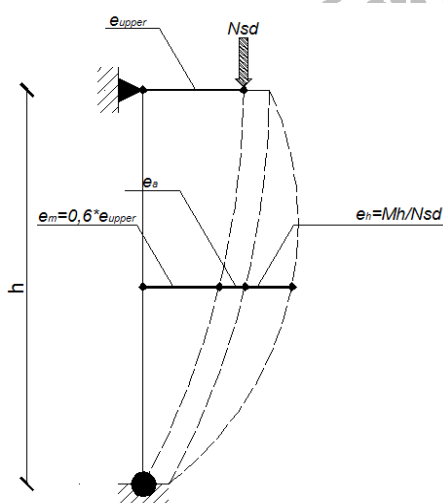


Fig. 0-4 Schema pentru calcularea excentricității transversale a primului ordin.

În calculul excentricității transversale a primului ordin, se ipotezează peretele fixat la bază cu un sistem de închidere și la vârf cu un simplu plan de sprijin.

Așa cum este prezentat în figură, momentele induse de sarcini sunt considerate diferite de zero la vârf și în zona de mediană (secțiuni de verificare) în timp ce la baza peretelui sunt nule.

I.10.1.a Secțiunea de vârf a peretelui

Pentru extremitatea superioară a peretelui, excentricitatea sarcinilor se stabilește cu următoarea formulă:

$$e_{T,up} = \left| \frac{M_T}{N_V} \right| + e_a = |e_{upper}| + e_a$$

unde:

- M_T este momentul de flexiune totală derivat din excentricitatea sarcinii transmis de tavan pe planul de sprijin și de zidurile superioare secțiunii de verificare;
- N_V este sarcina verticală de proiectare;
- e_a este excentricitatea accidentală care ține cont de imperfecțiunile constructive, *care se recomandă să fie*

asumată pe cel puțin $t/30 \geq 2$ cm, unde t este grosimea peretelui din beton.

Spre exemplu pentru peretele exterior din Fig. 0-5 excentricitatea datorată sarcinilor verticale se poate evalua ca fiind:

$$e_{upper} = M_T / N_V = (N_{tavan} \cdot t/6 - N_{zid} \cdot \delta/2) / (N_{tavan} + N_{zid})$$

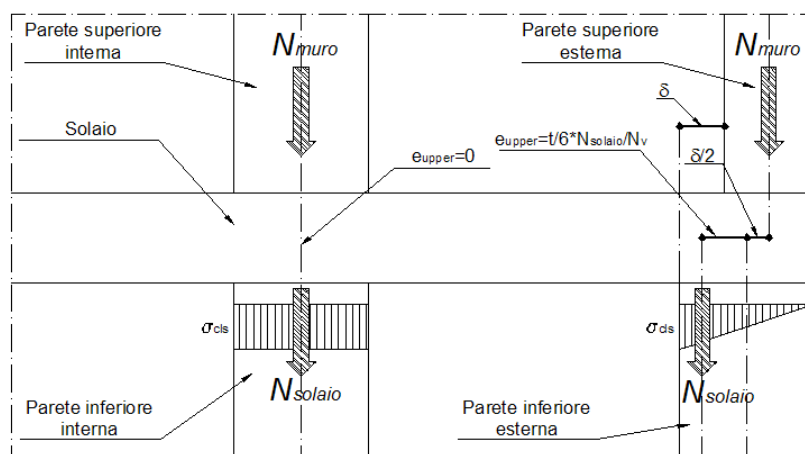


Fig. 0-5 Schemă pentru calcularea excentricității transversale a primului ordin pentru secțiunea de vârf.

I.10.1.b Secțiune critică

Pentru secțiunea critică excentricitatea sarcinilor se stabilește convențional cu următoarele criterii:

$$e_{T,cr} = |e_m| + |e_h| + e_a \geq t/20$$

unde:

- t este grosimea stâlpilor din beton ai peretelui
- e_a este excentricitatea accidentală, care ține cont de imperfecțiunile constructive, asumată cu valoare $ah_0/300 > 2$ cm, unde h_0 este înălțimea fără inflexiune a peretelui
- $e_m = 0.6 \cdot e_{upper}$ este excentricitatea convențională a sarcinilor verticale în secțiunea critică a peretelui;
- $e_h = M_h / N_{sd}$ este excentricitatea în secțiunea critică datorată sarcinilor orizontale care acționează asupra peretelui;

M_h indică momentele datorate sarcinilor orizontale ortogonale ale planului peretelui ce pot fi provocate de presiunea vântului sau de acțiunile seismice.

Efectul acțiunii seismice poate fi evaluat, exceptând cazul unor calcule mai aprofundate, luând în considerare un sistem de forțe proporționale cu masele (concentrate sau distribuite) ale elementului nestructural, a cărui forță rezultată F_a evaluată la baricentrul elementului nestructural, este calculată conform următoarelor formule:

$$F_a = \frac{W_a \cdot S_a \cdot \gamma_i}{q_a}$$

unde:

- W_a este greutatea elementului;
- g_i este factorul de importanță al construcției;
- q_a este factorul de structură al elementului, ce trebuie considerat egal cu 1 pentru elementele ieșite în afară de tip consolă (cum ar fi spre exemplu sobele și parapetele conectați de obicei la baza structurii) și egal cu 2 în alte cazuri (spre exemplu pentru panourile de tamponare și tavanele false);
- S_a este coeficientul seismic ce trebuie aplicat elementelor nestructurale, pentru care se poate aplica următoarea formulă:

$$S_a = \frac{a_g \cdot S}{g} \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_g \cdot S}{g}$$

derivată din OPCM 3274, §4.9, la care se face trimitere pentru mai multe detalii.

I.10.1.c Dispoziții speciale

Atât pentru secțiunile de vârf cât și pentru cea critică nu se vor putea accepta valori excesive de excentricitate:

$$e_T \leq 0,33 \cdot t$$

Pentru proiectare ar trebui exprimată contribuția excentricității primului ordin prin coeficientul nedimensional m_T :

$$0.3 \leq m_T = 6 \cdot \frac{e_T}{t} \leq 2$$

care se va încadra între 0.3 și 2.0 pentru limitele impuse mai sus pentru valorile minime și maxime ale excentricității ce trebuie luată în calcul. Acest parametru permite evaluarea tipului de solicitare la care este supus conform următoarelor observații:

- $m_T \leq 1$ rezultanta sarcinilor este interioară nucleului de inerție al secțiunii, așadar zidăria este supusă la presoflexiune, și întreaga structură reacționează;
- $m_T > 1$ rezultanta sarcinilor este exterioară nucleului de inerție al secțiunii, așadar zidăria este supusă la presoflexiune, și o parte a secțiunii reacționează.

I.10.2. Suplețea unui perete

Suplețea unui perete este raportul h_0/t în care h_0 este lungimea fără inflexiune, iar t grosimea acestuia.

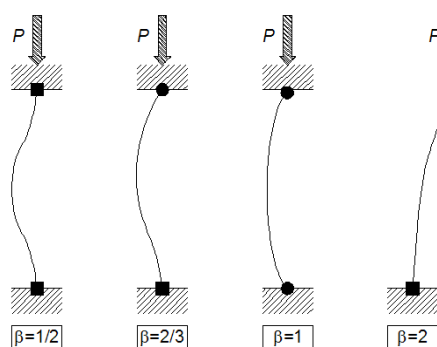
Mai exact:



unde:

- h este înălțimea zidului
- $\beta \geq 1$ este factorul de limitare vertical
- $\rho \leq 1$ este factorul de limitare lateral
- $\alpha \leq 1$ este factorul de limitare corectiv care ține cont de efectele de deformare a betonului

Nu sunt admise valori de suplețe mai mari de 30.



Pentru ipotezele de limită asumate (vezi Fig. 0-4) $b=1$ pentru pereții fixați de tavane, la bază și la vârf.

Factorul r asumă valoarea 1 pentru zidul izolat, și valorile indicate în următorul tabel atunci când zidul fără deschideri (uși sau ferestre) este întărit cu o limitare eficientă, de două ziduri transversale rezistente (cu lungimea minimă de 50 cm sau $h/6$) situați la distanțe i .

Dacă zidul transversal obișnuit are deschideri (uși sau ferestre) se consideră că funcția sa de întărire poate fi exercitată atunci când limita deschiderilor depășește suprafața zidului întărit cu cel puțin $1/6$ din înălțimea

orificiului; în caz contrar zidul transversal nu este folosit pentru întărire. Puteți afla mai multe detalii și dispoziții din EC6 - §5.5.1.2.



$$\frac{h}{i} \leq 0.5 \quad \rho = 1$$

$$0.5 < \frac{h}{i} \leq 1 \quad \rho = \frac{3}{2} - \frac{h}{i}$$

$$\frac{h}{i} > 1 \quad \rho = \frac{1}{1 + \left(\frac{h}{i}\right)^2}$$

Fig. 0-6 Schemă pentru calcularea coeficientului r .

Efectele datorate vâscozității conglomeratului, care datorită solicitărilor de lungă durată implică o creștere treptată a deformării față de cea elastică inițială, sunt calculate definind o suplețe a peretelui corectată de factorul α . În analogie cu indicațiile Normelor Tehnice ale C.N.R.-ului, nr. 10025, α este definit de următoarea formulă:

$$\text{pentru sarcini de lungă durată } \alpha = 1/(1 + \Phi/\xi);$$

unde:

- Φ este coeficientul de deformare întârziat de 1.4
- ξ este raportul între sarcina de lungă durată și sarcina totală.

I.10.3. Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului

Coeficientul ϕ_T măsoară reducerea rezistenței axiale a zidului datorată supleții peretelui, excentricității sarcinii verticale și efectelor celui de-al doilea ordin.

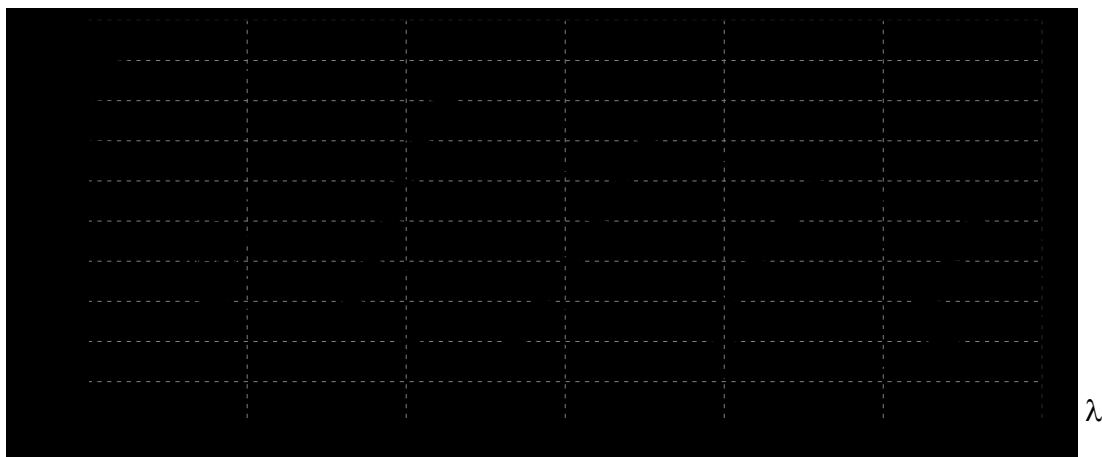
Valorile parametrului ϕ_T pot fi obținute din următoarele grafice în funcție de suplețea λ , de coeficientul de excentricitate m_T și de procentul mecanic de armătură $\omega = \rho \cdot f_{yd}/f_{cd} = A_s/(t_{eq} \cdot b) \cdot f_{yd}/f_{cd}$.

În verificările secțiunilor de vârf se va considera $l=0$.

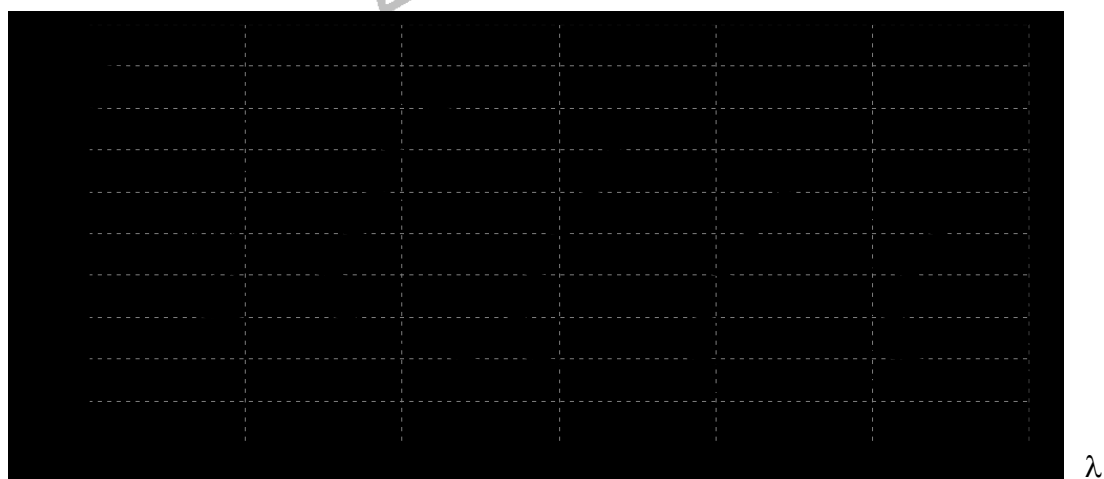
Întrucât barele din oțel care formează armătura fiecărui element de rezistență sunt dispuse în poziție baricentrică, acestea nu oferă o contribuție substanțială rezistenței de flexiune în afara planului peretelui.

Din acest motiv variabilitatea ϕ_T față de procentul de armătură ρ al secțiunii luată în considerare este neglijabilă, așadar la o primă aproximare și pentru siguranță, se poate neglija creșterea rezistenței datorată prezenței

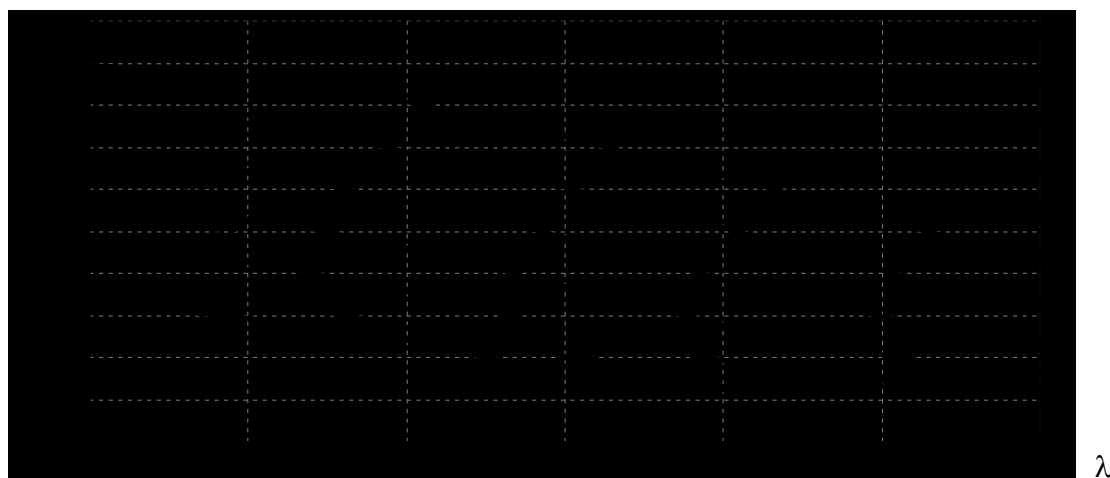
armăturii și se poate lua în considerare doar graficul referitor la “anvelopare” inferioară al valorilor obținute.



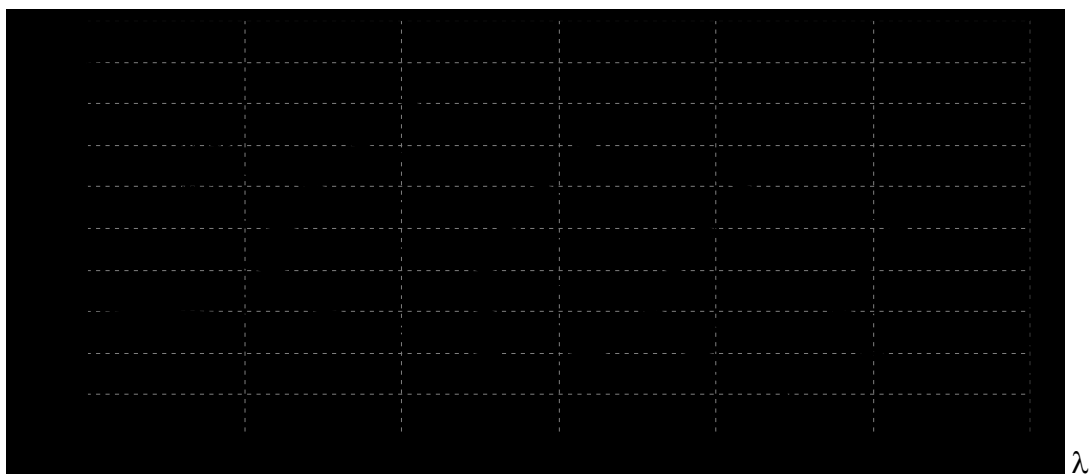
Graficul 1 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: $w=0\%$.



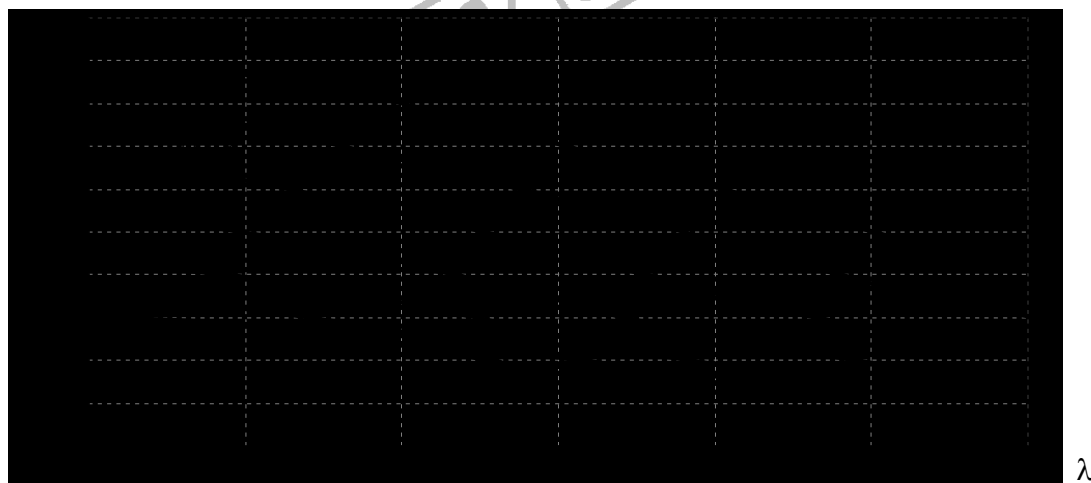
Graficul 2 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: $w=3\%$.



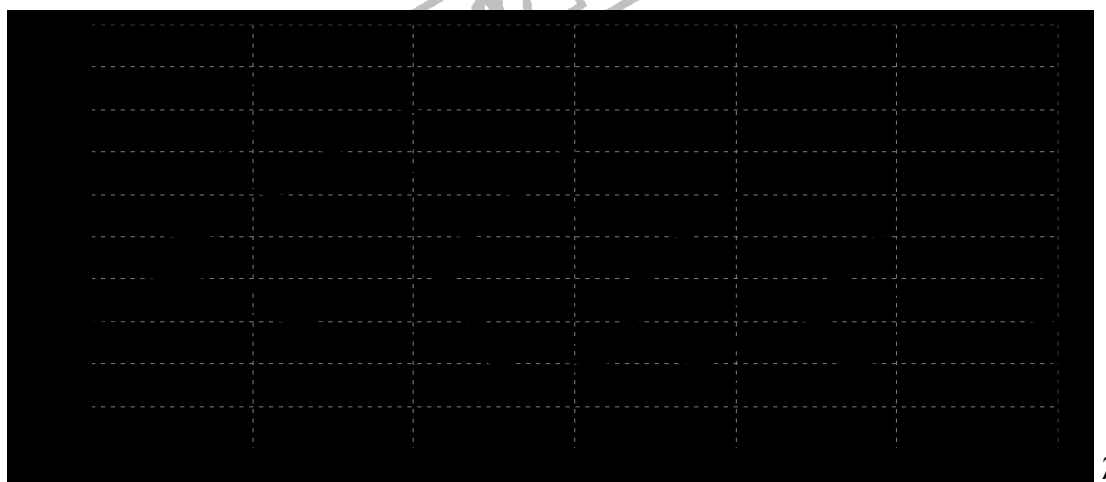
Graficul 3 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: $w=6\%$



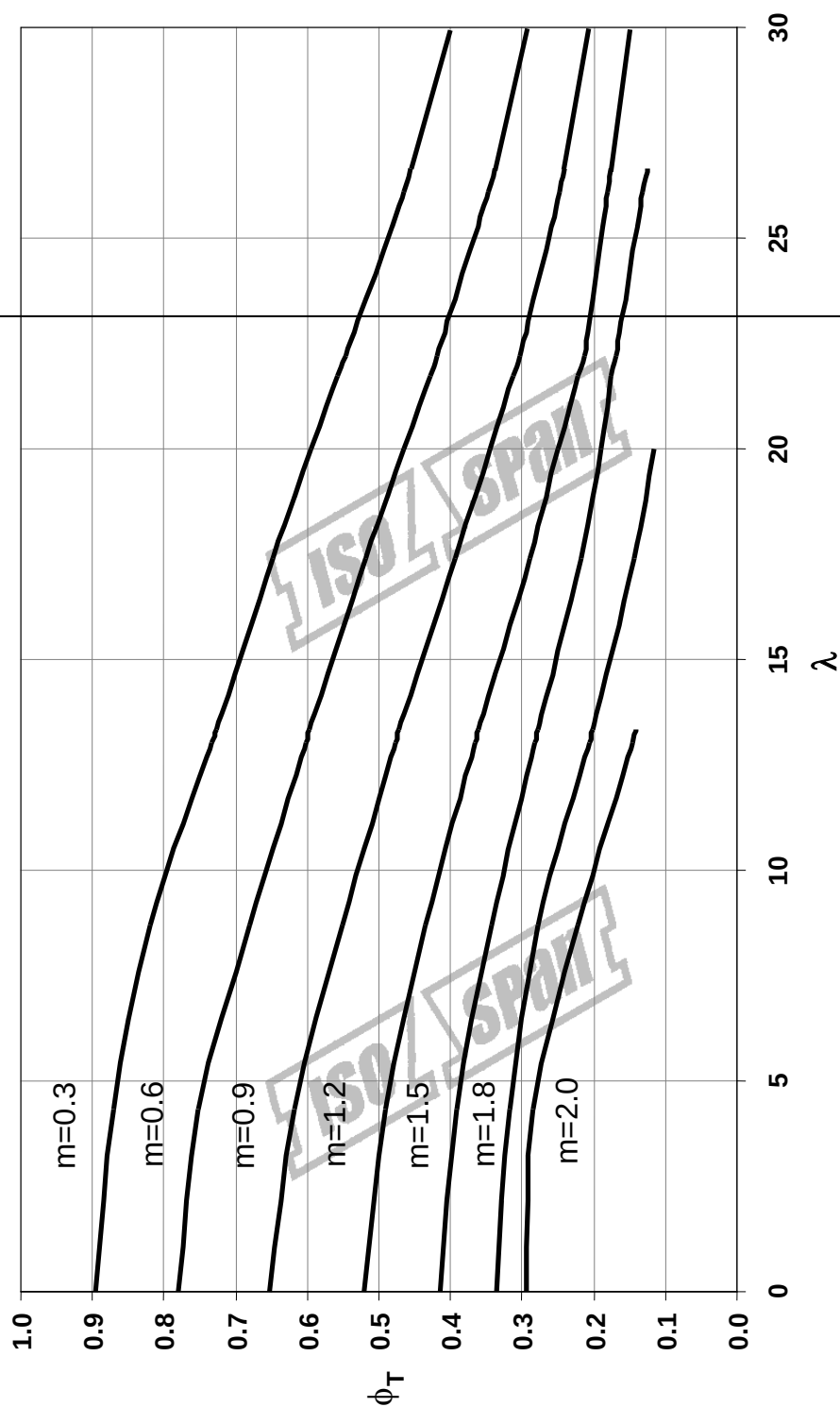
Graficul 4 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: $w=9\%$



Graficul 5 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: $w=12\%$



Graficul 6 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: $w=15\%$



Graficul 7 Coeficient ϕ_T de reducere a rezistenței zidului: “anvelopei” inferioare.

Eficiența scăzută a armăturii față de efectele excentricității transversale este încurajatoare cu privire la faptul că în timpul executării pereților puteți să vă asigurați de o anumită toleranță în centrarea imperfectă a armăturii față de grosimea zidului.

I.10.4. Excentricitatea longitudinală a sarcinilor

Excentricitatea longitudinală e_L cu care efortul normal N_V acționează asupra fiecărei lame de contravântuire se obține din raportul între momentul solicitant în planul peretelui M_L și efortul normal, derivate din modelul numeric.

Valorile asumate de excentricitatea longitudinală $e_L = M_L / N_V$ vor fi în general diferite între secțiunea de vârf și cea mediană a peretelui.

Spre exemplu în cazul unui perete împiedicat să se rotească la extremități avem cazul indicat în Fig. 0-7.

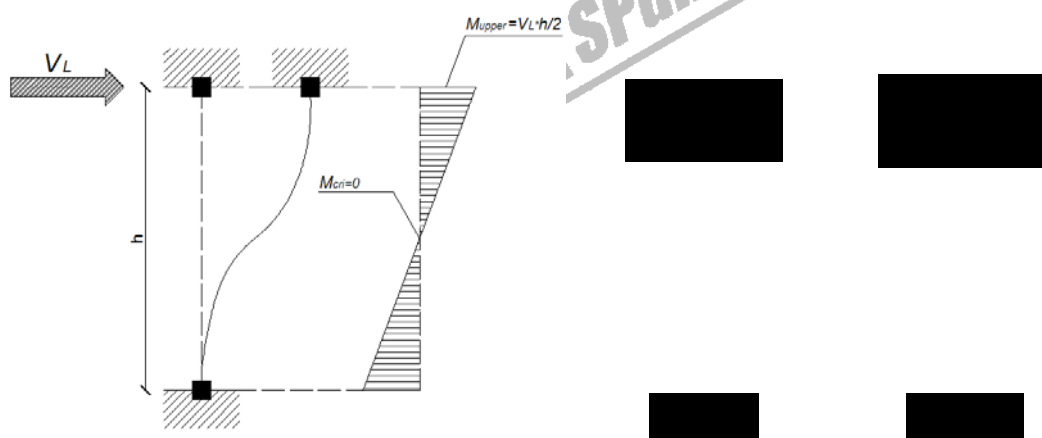


Fig. 0-7: calcularea excentricității longitudinale pentru pereți încastrați la ambele extremități.

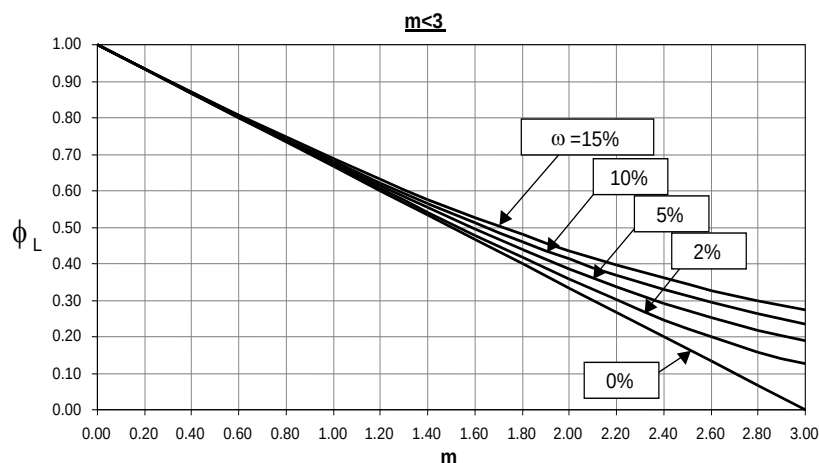
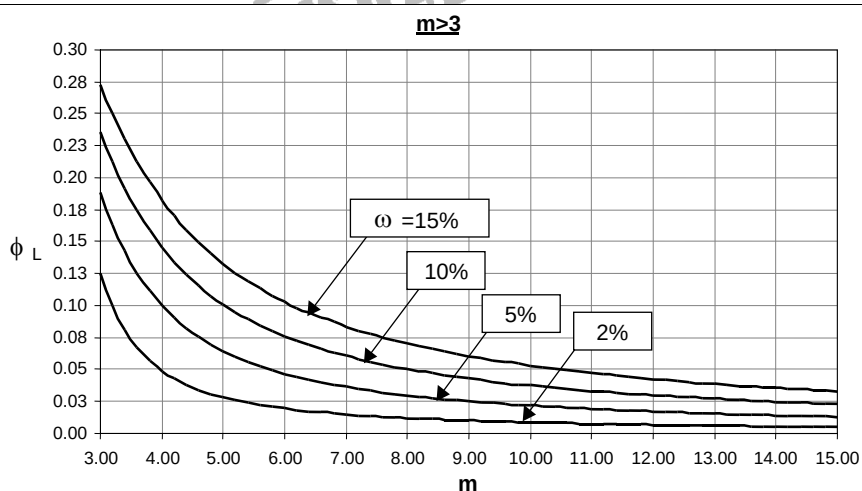
Pentru verificările locale la extremitățile pereților se va lua în calcul valoarea locală a excentricității longitudinale. Pentru verificările secțiunii critice, cu condiția să fie $|e_{L,inf}| > |e_{L,sup}|$, se va asuma următoarea valoare a excentricității longitudinale:

$$e_{L,cri} = 0.6 e_{L,inf} + 0.4 e_{L,sup} \geq 0.4 e_{L,inf}$$

I.10.5. Coeficient ϕ_L de reducere a rezistenței zidului

Coeficientul ϕ_L reduce rezistența axială $n_{rd,0}$ de bază a zidului pentru a ține cont de excentricitatea longitudinală a rezultantei sarcinilor verticale.

Valorile parametrului ϕ_L pot fi obținute din următoarele grafice în funcție de coeficientul de excentricitate $m_L = 6 \cdot e_L / b$, unde b este lungimea peretelui, și de raportul mecanic de armătură $\omega = \rho \cdot f_{yd} / f_{cd}$.

Graficul 8 Coeficient ϕ_L de reducere a rezistenței zidului pentru $m_L < 3$ Graficul 9 Coeficient ϕ_L de reducere a rezistenței zidului pentru $m_L > 3$

Și în acest caz, pentru mici excentricități $m_L < 3$, pentru siguranță se poate lucra doar folosind curba $w=0$ neglijând contribuția armăturii. În aceste condiții pentru ϕ_L se poate adopta următoarea formulă:

$$\phi_L = 1 - m_L / 3$$

Pentru $m_L > 3$, sau atunci când rezultanta de comprimare depășește cu mult o treime din lățimea peretelui, însă armătura devine extrem de importantă pentru garantarea rezistenței peretelui.

Se precizează că pentru excentricități mari ($m_L > 10$), sau în cazul unor solicitări de flexiune cu un mic efort normal, metoda propusă, care prevede controlul nivelului de efort normal care acționează, își pierde din precizie și trebuie evaluat direct câmpul rezistent al peretelui ținând cont de caracteristicile sale geometrice și de cantitatea de armătură, conform indicațiilor de la punctul următor.

I.10.6. Pereți cu armătura distribuită neuniform

Indicațiile de până acum se referă la secțiuni cu armătura distribuită uniform pe lungimea peretelui. Atunci când vor trebui adoptate armături concentrate la extremitățile peretelui pentru o rezistență mai mare, se va putea opera astfel:

1. Se stabilește câmpul rezistent al secțiunii dreptunghiulare echivalente din beton cu lungimea b egală cu lungimea peretelui analizat și grosimea echivalentă t_{eff} , cu armătura sa efectivă.
2. Câmpul rezistent astfel obținut se reduce cu coeficientul ϕ_T care ține cont de excentricitatea primului ordin al sarcinilor și de efectele celui de-al doilea ordin;
3. Se verifică dacă solicitările N_{sd} și M_{sd} acționează în interiorul câmpului rezistent redus.

În aceste secțiuni armătura orizontală va fi dotată cu cârlige îndoite la 135° , sau va fi închisă, pentru a garanta o mărginire a armăturii de la extremități. Se sugerează să verificați și local dacă procentul de armătură respectă $\rho \leq 4\%$, în fiecare cavitate a blocului-cofraj.



Fig. 0-8 Exemplu de secțiune cu armătura concentrată la extremități.

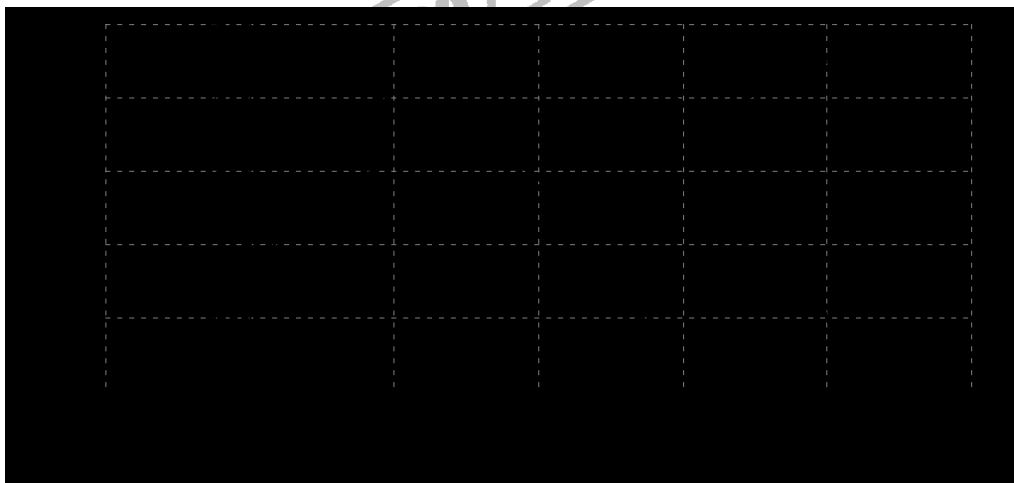


Fig. 0-9: Construirea câmpului rezistent redus ca urmare a λ și e_T .

I.11. Verificare prin tăiere în planul peretelui

În timpul verificării în ultimul stadiu limită de tăiere, grinzile orizontale reprezintă elementul slab care limitează rezistența peretelui.

În cazul în care nu este prevăzută armătura specifică pentru rezistența la tăiere, ruperea structurală a grinzilor se face prin tăiere pură, odată depășită rezistența la tracțiune a betonului. În acest caz ruptura este de tip fragil.

Dacă însă, sunt prevăzute bare orizontale specifice de armătură, rezistente la tăiere, grinzile se comportă ca grinzi de legătură între stâlpi, iar ruperea lor are loc prin flexiune din cauza ruperii armăturii întinse sau a căpriorului din beton comprimat. Prezența armăturii orizontale crește rezistența de bază a grinzilor, și asigură o flexibilitate mai mare a pereților.

Datorită structurii speciale cu împletitură a structurii interne a peretelui, spre deosebire de ceea ce se întâmplă în structurile din zidărie obișnuită, *nivelul de efort normal vertical care acționează asupra peretelui nu influențează rezistența la tăiere a acestuia. La fel, procentul de armătură verticală nu influențează semnificativ rezistența la tăiere a peretelui.*

Pentru ca verificarea să aibă un rezultat pozitiv va trebui să rezulte că:

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

V_{sd} și V_{rd} fiind solicitarea de tăiere care acționează asupra peretelui și respectiv rezistența sa, exprimate *ca unități de forță pentru unitățile de lungime ale peretelui*. Multiplicând aceste cantități cu lungimea b a peretelui comparația poate fi exprimată în forțe.

I.11.1. Ruperea prin tăiere a pereților fără armătură orizontală

Rezistența la tăiere a fiecărei grinzi nearmate, supusă la o solicitare de tăiere, este asigurată doar de rezistența la tracțiune a betonului. Aceasta se poate estima așadar prin formula:

$$V_{rd} = V_{r,cls} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot A_t / i_t$$

unde:

- $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} / \gamma_c$ rezistența caracteristică la tracțiune a betonului;
- A_t zona din beton rezistent a fiecărei bărne;
- i_t distanțele între grinzile orizontale
- 0.25 coeficient suplimentar de siguranță care ține cont și de siguranța scăzută a mecanismului care se bazează doar pe rezistența de tracțiune a betonului.

I.11.2. Ruperea prin tăiere a pereților cu armătură orizontală

În prezența armăturii orizontale, rezistența de bază a grinzilor este sporită de cantitatea de oțel folosită, cu toate că este limitată de rezistența la comprimare a căpriorilor din beton ai mecanismului lui Mörsch, indicată cu C în figura următoare:

$$V_{rd} = V_{r,cls} + V_{r,s}$$

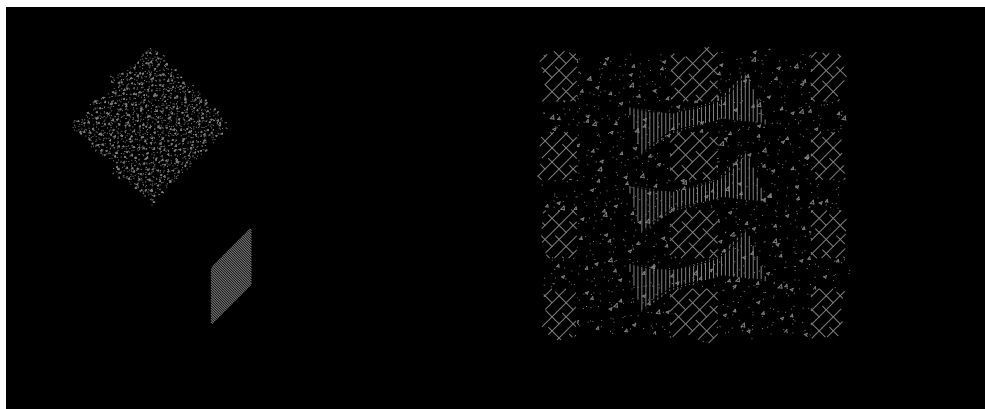


Fig. 0-10: Mecanism rezistent la tăiere al pereților cu armătură

Solicitarea maximă de tăiere a fiecărei grinzi corespunde cu atingerea rezistenței maxime a acestuia. Valoarea corespunzătoare a tăieturii rezistente se poate calcula cu formula:

$$V_{r,s} = \frac{2 \cdot M_u}{\ell \cdot i_t}$$

Introducând următoarele noi simboluri:

- ℓ lungimea fiecărui element orizontal al împletiturii care formează peretele.
- M_u momentul maxim de rezistență a fiecărei grinzi calculat astfel:

$$M_u = H_p \cdot \frac{R \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot R \cdot A_t} \right)$$

unde:

- h înălțimea redusă a grinzilor orizontale
- $R = 0.7$ factor de eficiență care ține cont de devierea tensiunilor locale în interiorul secțiunii din beton:
- $f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$ rezistența cilindrică de calcul prin comprimarea betonului;
- H_p rezistența la tracțiune a elementului întins calculată cu formula:

$$H_p = f_{yd} \cdot A_{sw} \leq 0.4 \cdot f_{cd} \cdot R \cdot A_t$$

- A_{sw} secțiunea de armătură orizontală a fiecărei grinzi;
- f_{yd} rezistența de calcul la cedarea armăturii.

Aceste formule au fost verificate prin comparația cu rezultatele analizelor numerice nelineare de simulare a probelor de tăiere directă [2]. Acestea respectă de asemenea în totalitate probele experimentale efectuate la Universitatea din Bologna (§1.15.2) cât și la Universitatea din Padova în cadrul prezentei lucrări și pentru validarea propunerii analitice expuse anterior.



Note

ISO / Span

ISO / Span

COMPARAȚIE ÎNTRE METODA DE VERIFICARE PROPUȘĂ ȘI ALTE METODE DIN LITERATURA DE SPECIALITATE

I.12. Premisă

În continuare vom face o comparație între metoda de verificare propusă în prezentul manual, pe care o vom denumi în continuare UNIPD, și singurele alte două exemple disponibile în literatura de specialitate. Primul, adoptat deja de societatea ISOSPAN [1], se bazează pe studii experimentale efectuate de Universitatea din Graz; celălalt rezultă dintr-un studiu efectuat de Prof. Ceccoli la Universitatea din Bologna [3] care va fi denumit în continuare UNIBO.

I.13. Verificare conform metodei ISOSPAN

Metoda de calcul ISOSPAN este destul de simplificată. Pentru verificările la presoflexiune se refac etapele prezentate în EC6 în versiunea în vigoare în 1999, anul în care a fost întocmită această metodă. Se evaluează rezistența la comprimare a peretelui fără a calcula contribuția oferită de armătură. Această limitare nu este foarte importantă dacă verificarea se limitează la comportamentul peretelui în afara planului, întrucât poziția baricentrică a barelor de armătură verticale face ca contribuția lor la rezistență să fie practic neglijabilă. În general însă verificarea se efectuează ținând cont de comportamentul general al peretelui, atât în plan cât și în afara planului și în acest caz contribuția barelor din oțel nu mai este neglijabilă.

Din punct de vedere analitic, cu semnificația obișnuită a termenilor, sarcina de rezistență la comprimarea peretelui pe unități de lungime se calculează astfel:

$$n_{rd} = \Phi \cdot f_{cd} \cdot \frac{A_m}{i_m}$$

unde:

- $f_{cd} = 0.75 \cdot R_{ck} / \gamma$ este rezistența de calcul la comprimare a betonului și se sugerează $\gamma=1.8$;
- $A_m / i_m = t_{eff}$ este zona miezului din beton pe unitățile de lungime ale peretelui sau grosimea eficientă;
- $\Phi = 0.85 - 0.0011 \cdot (h_{eff} / t)^2$ este coeficientul reductiv care ține cont de suplețe și de excentricitate;
- $h_{eff} = \rho \cdot h$ este lungimea fără inflexiune a peretelui unde h este înălțimea peretelui și ρ este un coeficient reductiv egal cu 0.75 dacă excentricitatea sarcinilor este $e \leq t/4$, și egal cu 1.00 dacă $e > t/4$;

În ceea ce privește calcularea rezistenței la tăiere a pereților, metoda face referire din nou la EC2 și EC6, furnizând formule adecvate bazate pe rezultatele probelor efectuate la Facultatea de Politehnică din Gaz.

Mai exact, rezistența la tăiere este limitată de rezistența grinzilor, și este redată de următoarea formulă:

$$V_{rd} = f_{ctd} \cdot A_t \cdot K_r \cdot K_s / i_t$$

unde:

- $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} / \gamma$ este rezistența de calcul la tracțiune a betonului și $\gamma=1.8$;
- A_t este zona rezistentă din beton a fiecărei grinzi;
- K_r este un coeficient reductiv care ține cont de forma grinzii
- K_s este un coeficient reductiv care ține cont de nivelul de umplere cu beton a peretelui.

Și pentru verificarea la tăiere și pentru cea la presoflexiune, nu se ține cont în mod explicit de contribuția oferită de barele de armătură. În ciuda acestui lucru în manualul furnizat de ISOSPAN [1] sunt prezentate tabele speciale în care pentru fiecare tip de cofraj este indicată rezistența specifică la tăiere atât în cazul pereților fără armătură cât și în cazul celor cu armătură. În cazul pereților cu armătură creșterea rezistenței este calculată doar prin dublarea valorii de rezistență caracteristică la tracțiune a betonului f_{ctd} , în mod simplificat, indiferent de procentul de armătură aplicat efectiv.

I.14. Verificare conform metodei UNIBO

Metoda de calcul UNIBO este din anumite puncte de vedere foarte asemănătoare cu abordarea analitică propusă în acest manual chiar dacă ipotezele de la care s-a plecat și normele de referință specifice sunt diferite. De altfel, în loc să considere pereții în cauză ca fiind o zidărie armată,

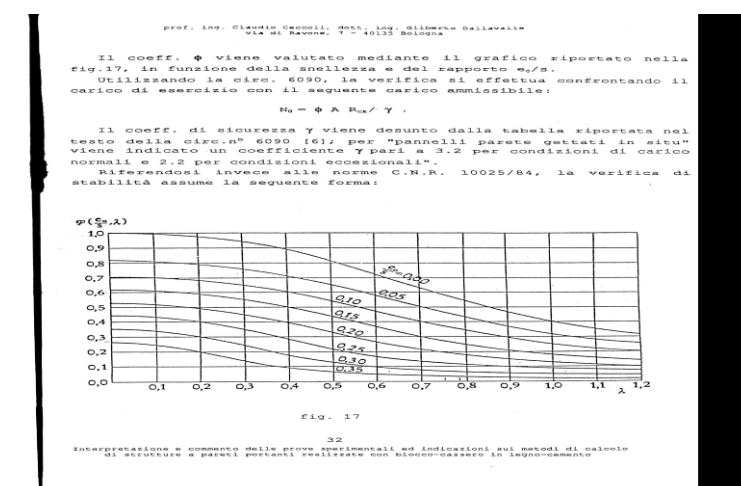
metoda UNIBO îi consideră “panouri verticale prefabricate in-situ” și pentru modalitățile de proiectare și executare a structurilor face referire la circulara nr. 6090 “*Norme pentru calcularea și construirea structurilor cu panouri mari*”.

Sarcina de rezistență la comprimare se calculează astfel:

$$n_{rd} = \Phi \cdot f_{cd} \cdot \frac{A_m}{i_m}$$

unde:

- $f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma$ este rezistența de calcul la comprimare a betonului și se sugerează $\gamma = 1.6$;
- $A_m / i_m = t_{eff}$ este zona miezului din beton pentru unitățile de lungime ale peretelui, sau grosimea eficientă;
- Φ este coeficientul reductiv, funcția supleții reduse și a excentricității sarcinilor, care ține cont atât de efectele instabilității panourilor în afara planului cât și de efectul sarcinilor de lungă durată.



Nici în abordarea UNIBO în calculul sarcinii de rezistență la comprimarea peretelui nu apare contribuția oferită de barele de armătură. De asemenea permite evaluarea exclusivă a sarcinii maxime a pereților supuși la acțiuni excentrice în afara planului peretelui, lipsind un coeficient reductiv adecvat care să țină cont de posibilele excentricități ale sarcinii în planul peretelui.

Valorile experimentale referitoare la probele de comprimare simplă și excentrică pe pereții supli, la dimensiuni reale, obținute de Univesitatea din Bologna au fost puțin mai mari față de cele obținute prin metoda analitică. Această nepotrivire, destul de mică însă, a fost atribuită prezenței barelor de armătură, care contribuie la rezistența panoului, însă într-o mică parte. De asemenea, cercetătorii Universității din Bologna au menționat și efectul de colaborare al cofrajului pierdut din lemn-ciment, care determină o acțiune de mărginire asupra elementelor care alcătuiesc structura peretelui.

Mai exact anumite probe speciale au evidențiat că mărginirea creată de cofraj nu era deloc neglijabilă și sporea limita de rupătură a prisme din beton cu aproximativ 25%. Efectele benefice ale cofrajului nu sunt însă luate în considerare în formularea analitică a metodei care ia în considerare ca unic element structural miezul intern din beton.

Referitor la rezistența la tăiere a pereților, metoda UNIBO nu oferă o interpretare teoretică și analitică a valorilor experimentale obținute. În manualul specific [3] sunt prezentate doar valorile de natură experimentală, referitoare la probe de tăiere efectuate pentru a evalua comportamentul fiecărei grinzi și a peretelui în general.

Aceste valori au fost reduse prin coeficienți corectivi, și au fost folosite ca parametri de referință pentru proiectare.

I.15. Comparație între diferitele propuneri

În acest capitol se vor compara anumite rezultate experimentale obținute la Univesitatea din Bologna [3] cu valorile obținute din cele trei metode de verificare propuse. Se subliniază faptul că, fiind vorba despre o comparație între rezultate experimentale și formule analitice, în acestea din urmă vor fi introduse valorile medii ale caracteristicilor materialelor înregistrate efectiv, fără aplicarea coeficienților de siguranță și fără factori corectivi pentru a ține cont de efectele de lungă durată ale sarcinii asupra rezistenței materialelor.

I.15.1. Probe efectuate prin comprimare excentrică

În acest subcapitol vom face comparația între rezultatele diferitor abordări în termeni de rezistență la presoflexiune, la varierea supleții panoului și a excentricității sarcinii. În grafice au fost prezentate pentru comparare, valorile obținute experimental la Univesitatea din Bologna pe panouri cu înălțimea de 315 cm, lățimea de 100 cm și grosimea de 14 cm, aduse în stadiul de rupătură cu sarcini cu excentricitate nulă și de 3.5 cm. Eșantioanele aveau o armătură minimă caracterizată de bare $\phi 8/25$ verticale și $\phi 8/50$ orizontale. Rezistența cubică medie a betonului folosit pentru realizarea panourilor este de $R_{c,media}=23.5$ MPa.

Pentru cazul cu excentricitate nulă și respectiv pentru cel cu excentricitate de 3.5 cm se obțin sarcini de rupătură medii (pe 6 pereți testați) de 870 kN/m și 440 kN/m.

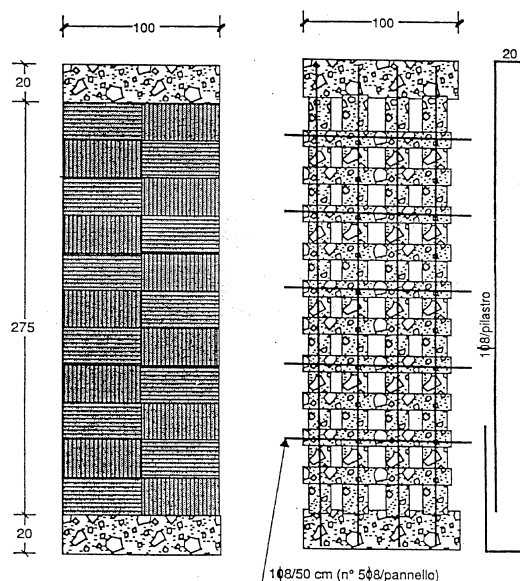


Fig. 0-1 Caracteristici geometrice și armătura panourilor de probă.

În următoarele tabele sunt prezentate valorile n_{rd} calculate cu diferite metode.

UNIPD			Excentricitate $e_T = 0.0$ cm	
			S-a ținut însă cont de o excentricitate minimă de $e_T = t/20 = 0.7$ cm, sau $m_T = 0.3$.	
Înălțime (m)	Suplețe	m_T	ϕ_T	n_{rd} (kN/m)
1.5	14.06	0.30	0.72	1415.59
2	18.75	0.30	0.62	1218.98
2.5	23.43	0.30	0.52	1022.37
3	28.12	0.30	0.43	845.42
3.5	32.81	0.30	0.35	688.14
4	37.50	0.30	0.29	570.17
4.5	42.18	0.30	0.24	471.86

Tab. 0-1 Valorile rezistenței la comprimare n_{rd} calculată conform metodei UNIPD la varierea supleții peretelui, pentru excentricitatea nulă a sarcinilor.

Exemplu:

Înălțime $h=3.0$ m;

Caracteristica elastică pentru sarcini de scurtă durată $\alpha=1.8/(1+1.4/(2/3))=0.58$;

Suplețe $\lambda=300/14/0.58^{0.5}=28.12$;

Coeficient de excentricitate $m_T=6 \times 0.7/14=0.3$;

Factor de reducere a sarcinii $\phi_T=0.43$;

Sarcină de rezistență la comprimare $n_{rd}=0.43 \times (0.83 \times 23.5 \times 14 \times 18/25) \times 10=845.42$ kN/m

UNIPD			Excentricitate $e_T = 3.5$ cm	
Înălțime (m)	Suplețe	m_T	ϕ_T	n_{rd} (kN/m)
1.5	14.06	1.50	0.27	530.85
2	18.75	1.50	0.20	393.22
2.5	23.43	1.50	0.15	294.92
3	28.12	1.50	0.13	255.59
3.5	32.81	1.50	0.12	235.93
4	37.50	1.50	0.12	226.10
4.5	42.18	1.50	0.11	216.27

Tab. 0-2 Valorile rezistenței la comprimare n_{rd} calculată conform metodei UNIPD la varierea supleții peretelui, pentru excentricitatea sarcinilor $e_T = 3.5$ cm.

ISOSPAN			Excentricitate $e = /$	
Înălțime (m)	Suplețe	m_T	ϕ_T	n_{rd} (kN/m)
1.5	10.71	/	0.72	1285.77
2	14.29	/	0.63	1111.28
2.5	17.86	/	0.50	886.94
3	21.43	/	0.34	612.75
3.5	25.00	/	0.16	288.70
4	28.57	/	-0.05	/
4.5	32.14	/	-0.29	/

Tab. 0-3 Valorile rezistenței la comprimare n_{rd} calculată conform metodei ISOSPAN la varierea supleții peretelui (pentru supleți crescute se obțin rezultate false).

Exemplu:

Înălțime $h = 3.0$ m;

Suplețe $\lambda = 300/14 = 21.43$;

Factor de reducere a sarcinii $\phi_T = 0.85 - 0.0011 \times 21.43^2 = 0.34$;

Sarcină de rezistență la comprimare $n_{rd} = 0.34 \times (0.75 \times 23.5 \times 14 \times 18/25) \times 10 = 612.75$ kN/m

UNIBO			Excentricitate $e = 0.0$ cm s-a ținut însă cont de o excentricitate minimă de $e_T = t/20 = 0.7$ cm	
Înălțime (m)	Suplețe	e_T/t	ϕ_T	n_{rd} (kN/m)
1.5	0.44	0.05	0.68	1336.95
2	0.59	0.05	0.59	1160.00
2.5	0.74	0.05	0.48	943.73
3	0.89	0.05	0.38	747.12
3.5	1.04	0.05	0.30	589.83
4	1.19	0.05	0.25	491.53
4.5	1.33	0.05	0.20	393.22

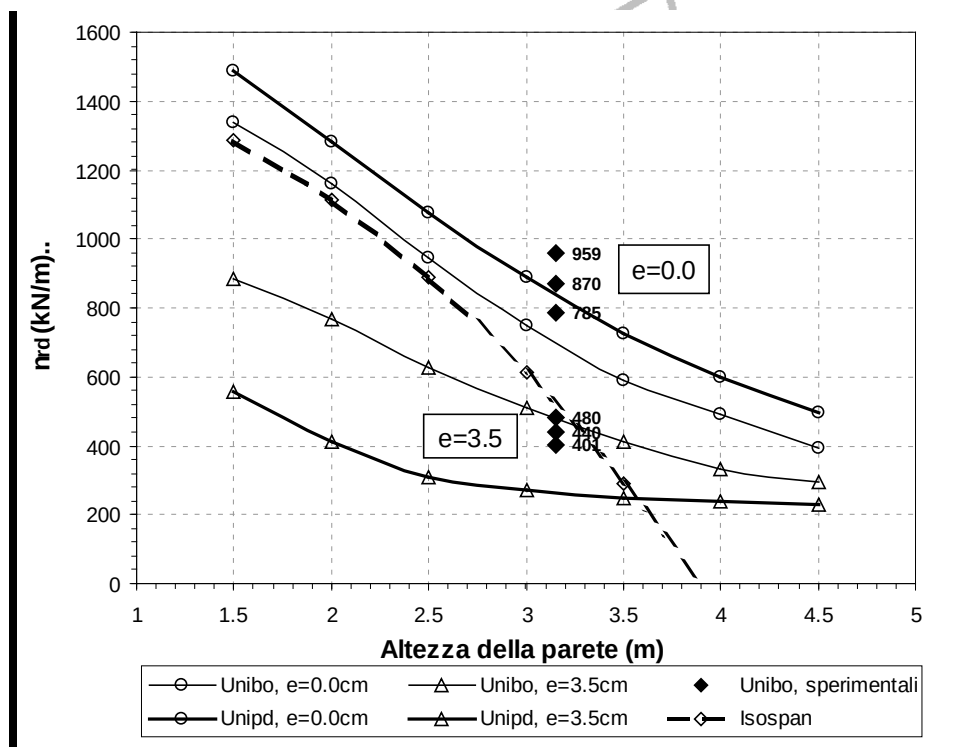
Tab. 0-4 Valorile rezistenței la comprimare n_{rd} calculată conform metodei UNIBO la varierea supleții peretelui, pentru excentricitatea nulă a sarcinilor.

Exemplu:Înălțime $h=3.0$ m;Caracteristica elastică pentru sarcini de scurtă durată $\alpha=1800/(1+1.4/(2/3))=580$;Suplețe $\lambda=300/14/580^{0.5}=0.89$;Coeficient de excentricitate $e/t=0.7/14=0.05$;Factor de reducere a sarcinii $\phi_T=0.38$;Sarcină de rezistență la comprimare $n_{rd}=0.38 \times (0.83 \times 23.5 \times 14 \times 18/25) \times 10 = 747.12$ kN/m

UNIBO		Excentricitate $e=3.5$ cm		
Înălțime (m)	Suplețe	e_T/t	ϕ_T	Nrd (kN/m)
1.5	0.44	0.25	0.45	884.75
2	0.59	0.25	0.39	766.78
2.5	0.74	0.25	0.32	629.15
3	0.89	0.25	0.26	511.19
3.5	1.04	0.25	0.21	412.88
4	1.19	0.25	0.17	334.24
4.5	1.33	0.25	0.15	294.92

Tab. 0-5 Valorile rezistenței la comprimare n_{rd} calculată conform metodei UNIBO la varierea supleții peretelui, pentru excentricitatea sarcinilor $e_T=3.5$ cm.

În graficul următor sunt indicate valorile din tabelele anterioare, comparate cu datele experimentale obținute la Universitatea din Bologna.

Graficul 5: Comparare între valorile n_{rd} obținute prin diferite metode analitice și cele experimentale ale UNIBO.

Din graficul anterior se observă felul în care curba referitoare la metoda ISOSPAN se desfășoară complet diferit față de cea a curbelor celorlalte metode și valori experimentale. Așa cum am scos în evidență deja în observațiile făcute la §I.13, caracterul simplificat al acestei abordări nu poate evalua eficient prestațiile reale ale peretelui. Poate însă să fie util, în faza de predimensionare, pentru a evalua destul de repede ordinul de mărime a rezistenței pereților care nu sunt excesiv de supli.

Valorile de rezistență la comprimare obținute prin metoda ISOSPAN, față de cele medii obținute experimental, rezultă mai mici cu 35% în cazul sarcinii verticale cu excentricitate nulă, însă sunt mai mari cu 25% în cazul sarcinii verticale excentrice.

Curbele obținute prin aplicarea metodei UNIBO și a metodei UNIPD se desfășoară destul de asemănător.

În cazul pereților supuși la sarcinile non excentrice, valoarea de rezistență la comprimare calculată cu metoda UNIBO este mai mică cu aproximativ 20% față de rezultatele experimentale medii, iar această diferență se reduce cu 8% prin metoda UNIPD.

În cazul pereților încărcăți în mod excentric, valorile obținute cu metoda UNIBO tind să crească cu aproximativ 15%, în timp ce metoda UNIPD scade cu aproximativ 40% valorile de rezistență experimentale.

Metoda UNIPD, mai exactă pentru peretele fără excentricitate, rezultă destul de sensibilă la efectele excentricității sarcinilor și de suplețe care sunt calculate cu factorul ϕ_T oferind o valoare subestimată a rezistenței peretelui suplu supus la sarcina excentrică.

În orice caz metoda UNIPD este mai prudentă și mai sigură întrucât subestimează mereu valoare de rezistență măsurată, lucru care însă nu este asigurat de metoda UNIBO în lipsa excentricității.

Dacă se compară valoarea acestui factor ϕ_T , pentru peretele cu înălțimea de 3.00 m și supus la o sarcină cu excentricitate $e_T=3.50$ cm, calculată cu metoda UNIBO ($\phi=0.26$) cu cea UNIPD ($\phi_T=0.13$) se observă că a doua metodă oferă o estimare înjumătățită a rezistenței. Este adevărat și că coeficienții de reducere a sarcinii nu au fost obținuți cu aceeași metodă, așadar pe baza acelorași ipoteze pentru ambele metode. În metoda UNIPD acești parametri s-au obținut prin aplicarea metodei coloanei model în cazul sarcinilor care acționează la infinit. De asemenea în estimarea sarcinii de ruptură cu metoda UNIPD s-a folosit o suplețe corectă conform factorului α , lucru care nu este prevăzut de metoda UNIBO.

Pentru compararea cu probele experimentale, în care, dată fiind viteza de probă nu se pot manifesta fenomenele de vâscozitate, trebuie pus coeficientul

$\alpha=1$, coeficientul de vâscozitate nul și neglijat coeficientul 0.85 care reduce rezistența betonului pe termen lung.

În aceste cazuri s-a calculat că ambele metode de calcul, atât UNIPD cât și UNIBO, ar implica o creștere a rezistenței cu circa 20%. Rezultă așadar că abordarea UNIBO ar putea supraestima cu aproximativ 35% valorile experimentale, așadar nu ar fi prudentă, în timp ce abordarea UNIPD ar continua să subestimeze valorile experimentale cu aproximativ 20%, așadar în mod acceptabil și sigur.

I.15.2. Probe de tăiere

În acest subcapitol este prezentată comparația între rezistența la tăiere calculată analitic cu diferite metode și cea experimentală obținută prin probe de sarcină pe panouri probate la Universitatea din Bologna [3], cu înălțimea de 100 cm, lățimea de 75 cm și grosimea de 14 cm. Panourile probate erau armate cu un o8 pentru fiecare grindă, însă nu erau prevăzute cu armătură verticală. Rezistența cubică medie a betonului folosit pentru realizarea panourilor de tăiere era de $R_{cm}=29$ MPa, cea medie de cedare a oțelului $f_{ym}=400$ MPa.

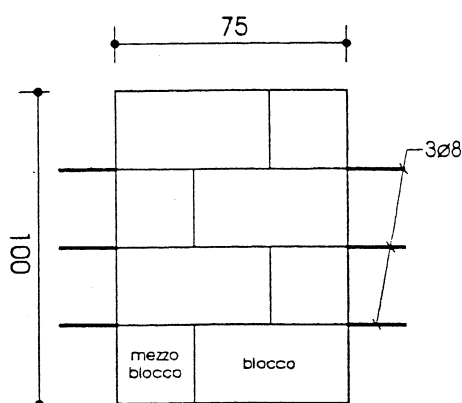


Fig. 0-2 Cofrajele elementelor supuse la proba de sarcină.

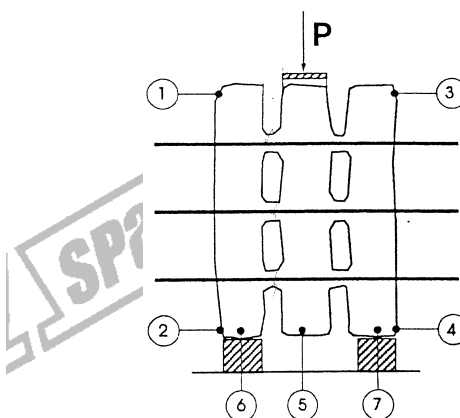


Fig. 0-3 Limite, sarcina și poziția instrumentelor.

Panoul de probă este format din 3 stâlpi verticali și din 3 grinzi așa cum este reprezentat în Fig. 0-2 și Fig. 0-3. Proba este efectuată sprijinind cei doi stâlpi exteriori și aplicând o sarcină verticală P deasupra stâlpului central care se poate deplasa vertical. Această configurare face ca sarcina P să fie echilibrată de forțele rezistente care apar în grinzi și permite așadar evaluarea efectivă a rezistenței la tăiere a acestora (probă de tăiere pură).

Din probe a rezultat că fisurarea grinzilor s-a atins la o valoare solicitantă de 10 kN/grindă, în timp ce rupura s-a produs la o sarcină de 16 kN/grindă, adică $v_{rd,exp}=16/0.25=64$ kN/m.

În următoarele tabele sunt prezentate valorile v_{rd} calculate cu diferite metode.

UNIBO – date experimentale			
Zona de rezistență a grinzii	A_t	91.50	cmq
Distanțele între grinzi	i_t	25.0	cm
Înălțimea grinzilor	h	7.6	cm
Lungimea netă a grinzii	l	7.5	cm
Rezistența la tăiere a grinzii (experimentală)	V_{rd}	64	kN/m

Tab. 0-2: Caracteristicile geometrice ale grinzii experimentate și rezistența la tăiere v_{rd} , obținută

metoda UNIPD			
Rezistența la tăiere a grinzilor fără armătură	$V_{r,c}$	16.3	kN/m
Rezistența armăturii întinse pe fiecare grindă	H_p	20.10	kN
Momentul rezistent al fiecărei grinzi	M_u	46.6	kN cm
Rezistența la tăiere cauzată de armătura oriz.	$V_{r,s}$	49.8	kN/m
Rezistența totală la tăiere a grinzilor	$V_{rd,UNIPD}$	66,1	kN/m

Tab. 0-3: Valorile rezistenței la tăiere v_{rd} , conform metodei UNIPD

Exemplu:

Rezistența medie la tracțiune a betonului: $f_{ctm}=0.27 \times 0.7 \times 29^{2/3}=1.78$ MPa

Rezistența la tăiere a grinzii fără armătură: $v_{r,c}=91.5 \times 0.25 \times 1.78 / 25 \times 10=16.3$ kN/m.

Rezistența armăturii întinse: $H_p=0.505 \times 400 / 10=20.10$ kN < $0.4 \times 0.83 \times 29 \times 0.7 \times 91.5 / 10=61.7$ kN

Moment rezistent: $M_u=20.10 \times 0.7 \times 7.6 / 2 \times (1 - 20.10 / (0.83 \times 29 / 10 \times 0.7 \times 91.5))=46.6$ kN cm.

Rezistența la tăiere a grinzii armate: $v_{r,s}=2 \times 46.6 / 7.5 \times 0.25=49.8$ kN/m.

Rezistența totală la tăiere a grinzii: $V_{rd,UNIPD}=16.3+49.8=66.10$ kN/m.

ISOSPAN	bloc echivalent IL20		
Zona miezului	A_m	1092	cm ² /m
Zona grinzii	A_t	400	cm ² /m
Factor de formă	K_s	0.93	
Factor de umplere	K_r	0.83	
Rezistența la tăiere a grinzii fără armătură	$V_{rd,fără armătură}$	61.20	kN/m
Rezistența la tăiere a grinzii cu armătură	$V_{rd,cu armătură}$	122.41	kN/m

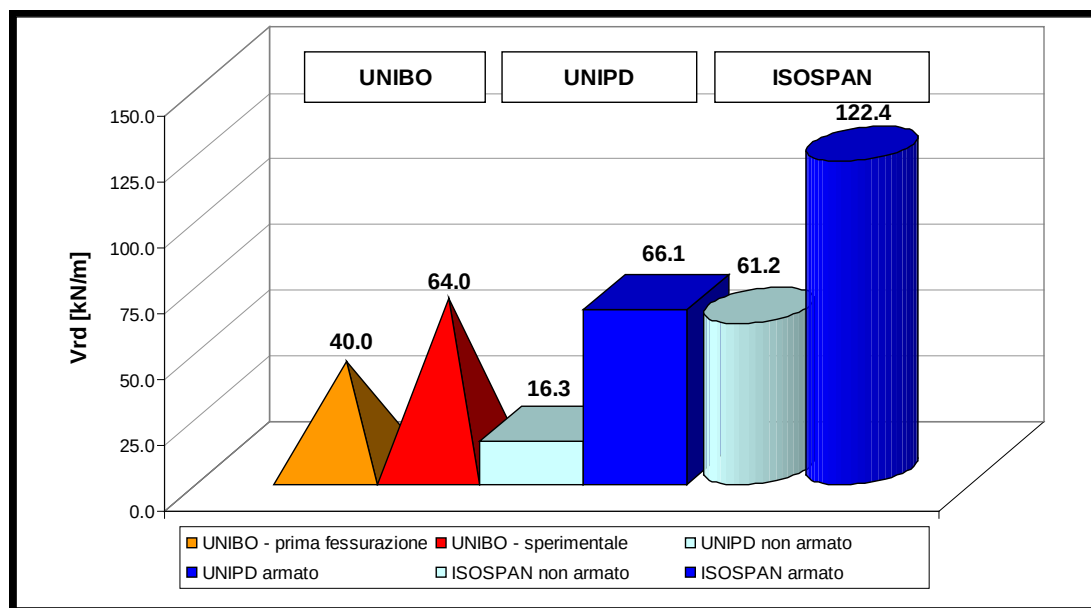
Tab. 0-4: Valorile rezistenței la tăiere v_{rd} , conform metodei ISOSPAN.

Exemplu:

Rezistența la tăiere a grinzii fără armătură: $400 \times 1.78 \times 0.93 \times 0.83 / 10=61.20$ kN/m;

Rezistența la tăiere a grinzii cu armătură = $61.20 \times 2=122.41$ kN/m.

În graficul de mai jos sunt reprezentate tabelele anterioare:



Graficul 6. Comparație între valorile v_{rd} analitice rezultate din abordări diferite și cea experimentală

Folosind metoda UNIPD valoarea rezistenței la tăiere calculată ținând cont de barele de armătură ϕ 8 mm, luând în considerare suma contribuției betonului plus contribuția armăturii, rezultă în acord perfect cu valoarea experimentală obținută la UNIBO.

Metoda ISOSPAN pentru calcularea rezistenței la tăiere a unui perete diferă în cazul fără armătură și în cel cu armătură. Din comparația rezultatelor se observă o asemănare aproape perfectă între valoarea experimentală și cea analitică pentru pereții ISOSPAN, fara armătură. Valoarea analitică referitoare la cazul cu armătură este dublă față de cea experimentală, fiind așadar în defavoarea siguranței. Metoda ISOSPAN este incompletă întrucât nu specifică care este cantitatea minima de armătură ce trebuie aplicată pentru a obține dublarea rezistenței.

I.15.3. Probe de solicitare mixtă

La universitatea din Bologna s-au efectuat și alte probe pe panouri la scară reală cu înălțimea de 315 cm, lățimea de 100 cm sau 200 cm și grosimea de 14 cm supuse la solicitări de prosoflexiune și tăiere. Pereții au o armătură realizată din bare $\phi 8/25$ verticale și $\phi 8/50$ orizontale. Rezistența cubică medie a betonului folosit este de $R_{c,m}=23.5$ MPa.

Probele au evidențiat o fisurare orizontală la baza stâlpilor verticali ai panourilor de 100 cm, caracterizată de o ruptură cauzată de flexiune. Pentru panourile mai masive, cu lățimea de 200 cm, s-a înregistrat și ruperea câtorva grinzi orizontale (fisura 1 și 2b din Fig. 0-4) care indică depășirea rezistenței la tăiere a peretelui.

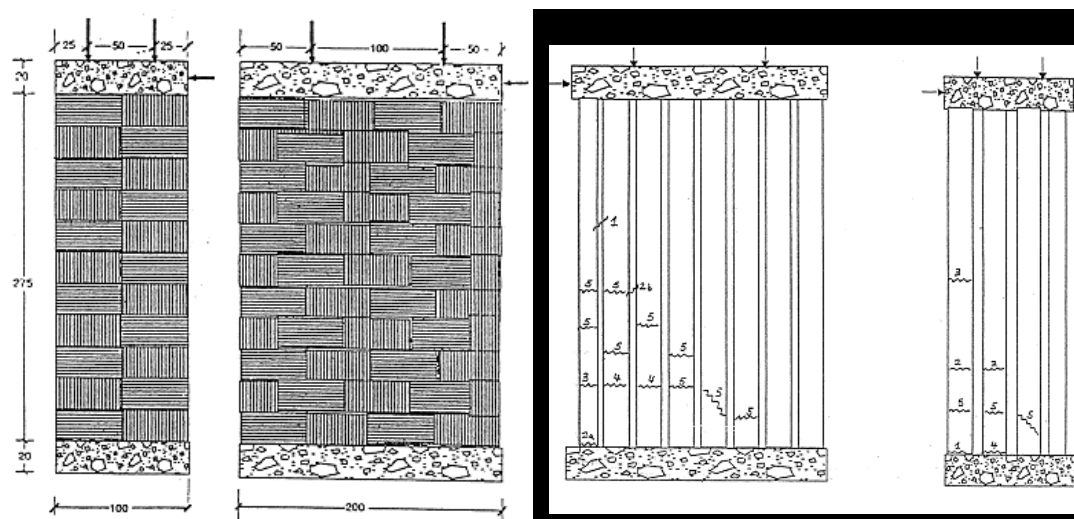


Fig. 0-4 Caracteristicile geometrice și poziția sarcinilor. Harta fisurărilor cu rupătură

În tabelele următoare sunt prezentate verificările făcute asupra panourilor cu metoda UNIPD propusă în acest manual:

Metoda UNIPD – Panouri 200x315			
Sarcină axială	N _{max}	174.40	kN
Sarcină orizontală	H _{max}	149.40	kN
Lățime	b	200	cm
Solicitare de tăiere = H_{max} / b	V_{sd}	74.70	kN/m
Rezistența la tăiere a betonului	$V_{r,c}$	16.3	kN/m
Rezistența la tăiere pentru armătură	$V_{r,s}$	24.9	kN/m
Rezistența totală la tăiere	V_{rd}	41.2	kN/m
Raport solicitare / rezistență	V_{sd}/V_{rd}	1.81	>1
Criza structurală a fost cauzată de forța de tăiere			

Tab. 0-5 Verificarea la tăiere a panourilor 200X315 folosind metoda UNIPD.

Metoda UNIPD – Panouri 100x315			
Sarcină axială	N _{max}	87.20	kN
Sarcină orizontală	H _{max}	36.52	kN
Lățime	b	100	cm
Solicitare de tăiere = H_{max} / b	V_{sd}	36.52	kN/m
Rezistența la tăiere a betonului	$V_{r,c}$	16.3	kN/m
Rezistența la tăiere pentru armătură	$V_{r,s}$	24.9	kN/m
Rezistența totală la tăiere	V_{rd}	41.2	kN/m
Raport solicitare / rezistență	V_{sd}/V_{rd}	0.89	<1
Criza structurală a fost cauzată de presoflexiune			

Tab. 0-6 Verificarea la tăiere a panourilor 100X315 folosind metoda UNIPD.

Verificările prezentate în tabelele anterioare respectă observația conform căreia panourile 200x315 au ajuns la criza structurală din cauza tăierii, în timp ce cele cu lățime inferioară(100) aveau în continuare o rezervă de rezistență la tăiere în momentul rupturii.

Rezultatele furnizate de metoda de verificare UNIPD respectă observațiile experimentale și confirmă corectitudinea acestora. Acestea au fost validate ulterior pe cale numerică [2].

I.16. Concluzii

Numărul de cazuri experimentale disponibile nu era suficient pentru a demonstra validitatea metodei de verificare propuse în acest manual. Se impune așadar, nevoia efectuării unei campanii mai mari de probe experimentale în sprijinul metodei de verificare propuse. Această campanie de probe experimentale a fost efectuată în Laboratorul de Probe Materiale a Universității din Padova.

În continuare se va vedea că observațiile făcute anterior cu privire la siguranța metodei vor fi confirmate de comparația cu această colectare de date experimentale mai extinsă.

Note

ISO / Span

ISO / Span

PROBE EXPERIMENTALE EFECTUATE LA UNIVERSITATEA DIN PADOVA ȘI INTERPRETAREA LOR

I.17. Premisă

Pentru verificarea practică a capacității de rezistență și deformare a pereților realizați cu tipologia constructivă în cauză, s-a efectuat o serie completă și exhaustivă de probe experimentale.

În total au fost efectuate 23 de probe cu ruptură pe eșantioane de pereți dintre care:

- 7 probe de comprimare excentrică pe pereți supli cu înălțimea de 3 m.;
- 16 probe de comprimare diagonală pe eșantioane de pereți pătrați cu latura de 1,25 m.

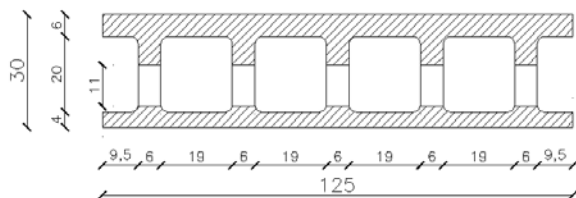
Probele au fost efectuate pe eșantioane cu diferite grosimi și armături, iar în cele de comprimare, cu excentricitatea variabilă a sarcinilor, astfel încât să se verifice caracterul verosimil al formulării teoretice propusă în capitolul IV anterior.

Pentru realizarea eșantioanelor s-au folosit blocuri cofraj standard din aschii de lemn mineralizat ale societăților Isospan și Durisol, fără panouri de izolare termică, în interiorul cărora s-a turnat betonul care reprezintă elementul structural de rezistență al peretelui. În tabelul 0-1 este prezentată identificarea comercială a blocurilor cofraj și sunt rezumate caracteristicile lor dimensionale.

În continuare sunt prezentate principalele rezultate experimentale obținute, care au fost interpretate și comparate cu propunerea de calcul din acest manual.

Probele s-au efectuat în perioada Ianuarie-Iunie 2008 la Laboratorul de Probe Materiale al Departamentului de Construcții și Transporturi a Universității din Padova, autorizat de M.LL.PP.. Rezultatele probelor sunt prezentate în rapoartele de probă oficiale nr. 29905 – pentru probele de comprimare excentrică – și nr. 29333 – pentru probele de comprimare diagonală – emise de acest laborator.

ISOSPAN TW30



$$A_{cls} = 1520 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distanța dintre stâlpi:

$$i_m = 25 \text{ cm}$$

Distanța dintre grinzi:

$$i_t = 25 \text{ cm}$$

Grosimea miezului cls

$$t = 20 \text{ cm}$$

Grosimea eficientă cls

$$t_{eff} = 15.2 \text{ cm}$$

Zona stâlpilor:

$$A_m = 380 \text{ cm}^2$$

Zona grinzilor:

$$A_t = 110 \text{ cm}^2$$

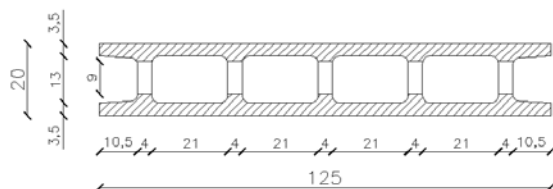
Înălțimea grinzilor:

$$h = 11 \text{ cm}$$

Lungimea grinzilor:

$$l = 6 \text{ cm}$$

ISOSPAN N20



$$A_{cls} = 1092 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distanța dintre stâlpi:

$$i_m = 25 \text{ cm}$$

Distanța dintre grinzi:

$$i_t = 25 \text{ cm}$$

Grosimea miezului cls

$$t = 13 \text{ cm}$$

Grosimea eficientă cls

$$t_{eff} = 10.92 \text{ cm}$$

Zona stâlpilor:

$$A_m = 273 \text{ cm}^2$$

Zona grinzilor:

$$A_t = 85 \text{ cm}^2$$

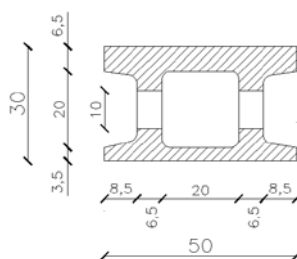
Înălțimea grinzilor:

$$h = 10 \text{ cm}$$

Lungimea grinzilor:

$$l = 4 \text{ cm}$$

DURISOL IL 30



$$A_{cls} = 1416 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distanța dintre stâlpi:

$$i_m = 25 \text{ cm}$$

Distanța dintre grinzi:

$$i_t = 25 \text{ cm}$$

Grosimea miezului cls

$$t = 20 \text{ cm}$$

Grosimea eficientă cls

$$t_{eff} = 14.8 \text{ cm}$$

Zona stâlpilor:

$$A_m = 370 \text{ cm}^2$$

Zona grinzilor:

$$A_t = 120 \text{ cm}^2$$

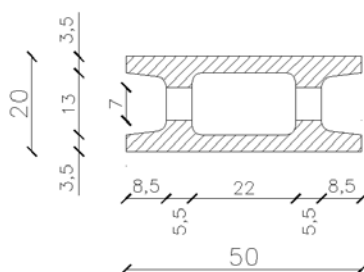
Înălțimea grinzilor:

$$h = 12 \text{ cm}$$

Lungimea grinzilor:

$$l = 6.5 \text{ cm}$$

DURISOL IL20



$$A_{cls} = 966 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distanța dintre stâlpi:

$$i_m = 25 \text{ cm}$$

Distanța dintre grinzi:

$$i_t = 25 \text{ cm}$$

Grosimea miezului cls

$$t = 13 \text{ cm}$$

Grosimea eficientă cls

$$t_{eff} = 10.14 \text{ cm}$$

Zona stâlpilor:

$$A_m = 253 \text{ cm}^2$$

Zona grinzilor:

$$A_t = 96 \text{ cm}^2$$

Înălțimea grinzilor:

$$h = 12 \text{ cm}$$

Lungimea grinzilor:

$$l = 5.5 \text{ cm}$$

Tab. 0-1 Caracteristicile geometrice ale blocurilor cofraj folosite pentru realizarea eșantioanelor.

I.18. Probe de comprimare excentrică

Probele de comprimare excentrică au fost efectuate pe 7 panouri cu înălțimea fixă de 3.00 m, cu lățimea și grosimea variabile în funcție de tipul de bloc cofraj folosit. Au fost probate atât pe pereți fără armătură cât și pe pereți cu armătură cu bare din oțel de tip FeB44k, cu diametrul $\phi 10$, atât orizontale cât și verticale la distanțe de 25 cm dispuse în poziție baricentrică față de secțiunea din beton corespunzătoare.

Au fost luate în considerare două nivele diferite de excentricitate a sarcinii: comprimare simplă, sau $e_T=0$, și comprimare excentrică cu $e_T/t = 0.2$.

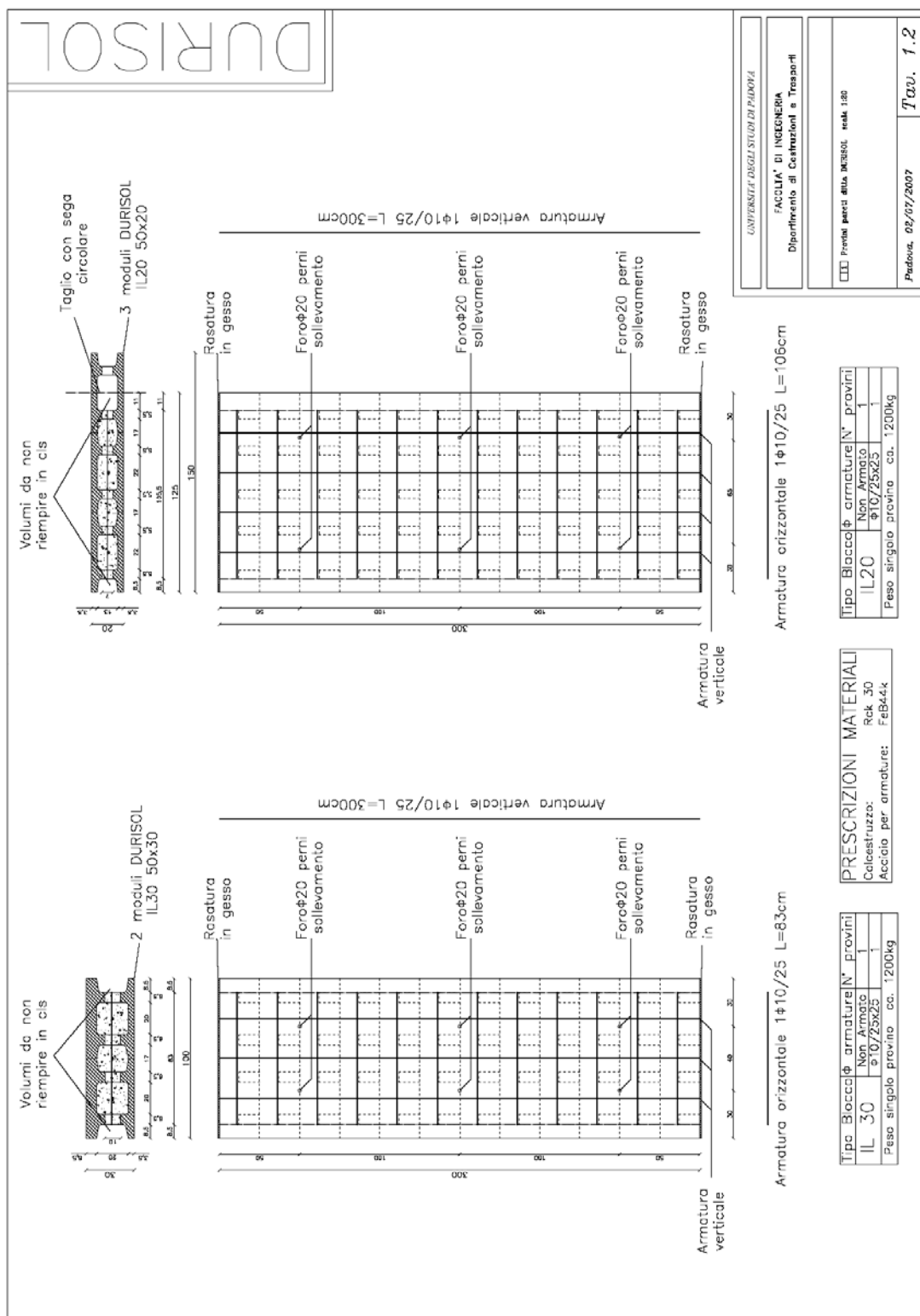
Variabilitatea condițiilor de secțiune și armătură, excentricitatea sarcinii și suplețea peretelui permite verificarea valabilității generale a formulării analitice propusă în §I.10.

I.18.1. Eșantioane supuse la probă

În următorul Tab. 0-2 sunt rezumate caracteristicile dimensionale ale eșantioanelor supuse la probă, cu identificarea blocurilor cofraj folosite pentru realizarea acestora și tipul de armătură și condițiile de sarcină. În același tabel sunt anticipate și sarcinile maxime de ruptură obținute în probe. În Fig. 0-5 și Fig. 0-6 sunt reprezentate dimensiunile și modalitățile constructive ale eșantioanelor.



Tab. 0-2 Caracteristicile și sarcina de ruptură a panourilor supuse la proba de comprimare.



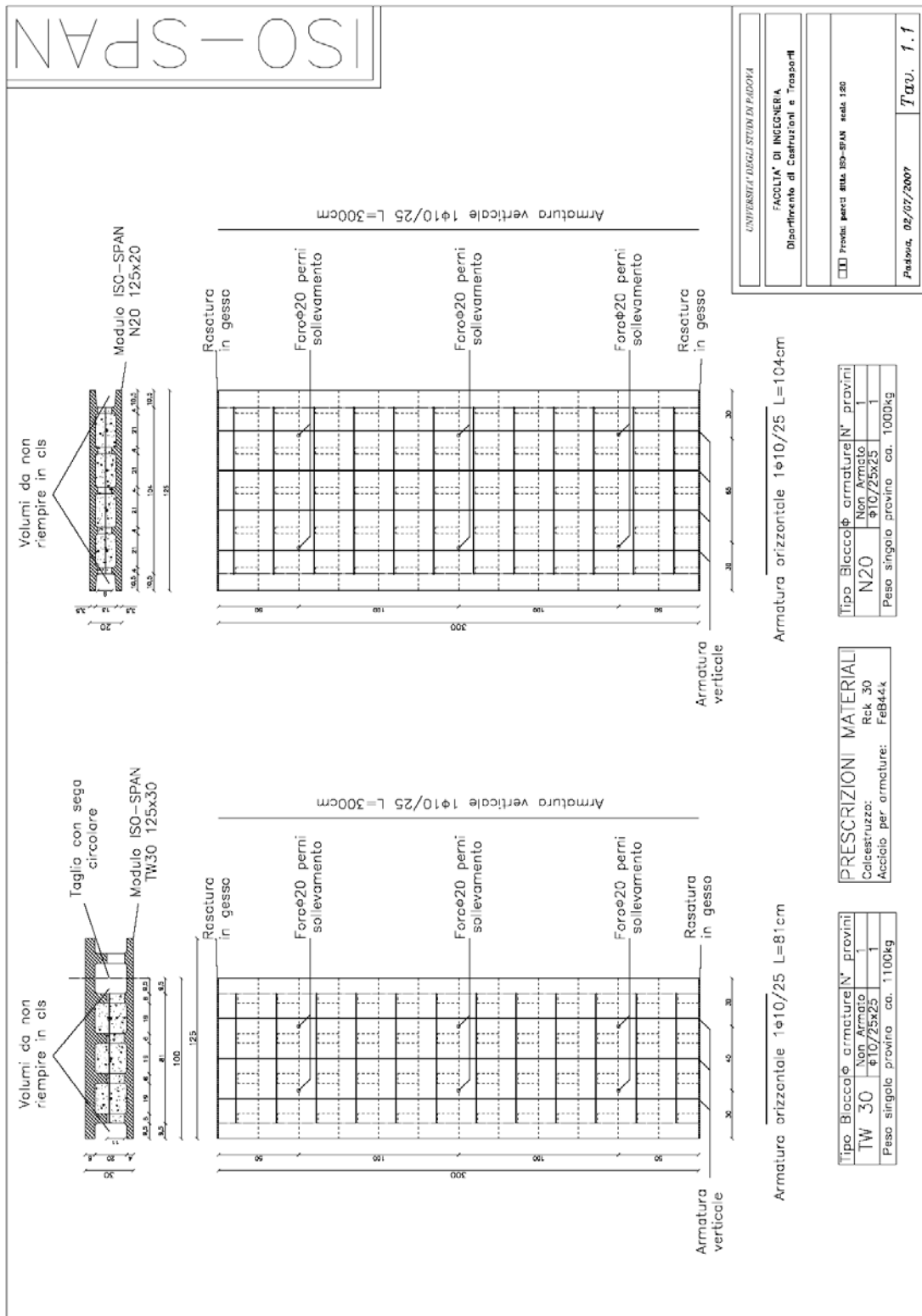


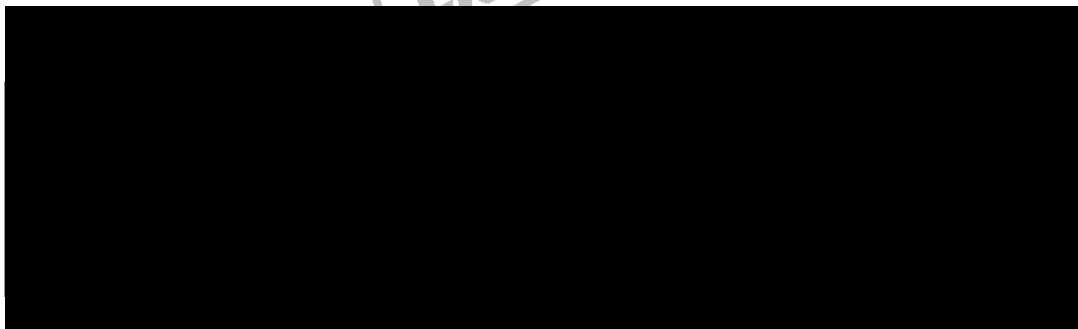
Fig. 0-2 Fișe de producere a eșantioanelor nr. 21, 22 e 24, cu blocuri ISOSPAN TW30 și N20.

I.18.2. Materiale folosite pentru realizarea eșantioanelor

Proiectul de probă prevedea realizarea panourilor din beton R_{ck} 30 MPa și oțel pentru armătură cu aderență îmbunătățită de tip Feb44k.

Simultan cu livrarea panourilor ce trebuie probate, Beneficiarul a furnizat 6 bucăți de bare de armătură folosite pentru realizarea eșantioanelor. Probele cu ruptură pentru tracțiunea bucăților de armătură au furnizat rezultatele din Tab. 0-3.

În ceea ce privesc betoanele, la finalul probelor efectuate asupra panourilor, din acestea au fost prelevate 2 eșantioane de beton cu diametrul extern de 9.4 cm și grosimea de aproximativ 10 cm. Rezultatele probelor de strivire efectuate pe aceste eșantioane sunt prezentate în Tab. 0-4. Se deduce că valoarea medie a rezistenței cubice a materialului $R_{cm}=30.3$ MPa așadar valoarea medie de rezistență cilindrică poate fi de $f_{cm}=25.1$ MPa



Tab. 0-3 Rezultatele probelor cu tracțiune efectuate pe eșantioane din oțel furnizate odată cu panourile



Tab. 0-4 Rezultatele probelor de comprimare efectuate pe cilindri din beton prelevate din panouri

I.18.3. Descrierea probei și a măsurilor efectuate

Panourile au fost supuse la o probă de comprimare axială, cu sarcină centrată sau excentrică distribuită uniform, aplicată de sus cu ajutorul unei grinzi de repartizare.

Condițiile de probă au putut îndeplini condiția de mărginire cu închidere cilindrică la vârf, în timp ce baza zidului se sprijinea în întregime pe platoul presei, fiind astfel împiedicat să se rotească.

În timpul probei au fost identificate în mod continuu:

- Deformările verticale de pe cele două fațade ale panourilor: $\varepsilon_{v \text{ int}}$ e $\varepsilon_{v \text{ ext}}$. Din valorile deformărilor verticale de pe cele două fațade s-a obținut deformarea verticală medie a eșantionului cu formula:

$$\varepsilon_{v \text{ avg}} = (\varepsilon_{v \text{ int}} + \varepsilon_{v \text{ ext}}) / 2$$

- Deformarea orizontală pe o singură parte a panourilor, la jumătatea înălțimii lor: ε_o
- Inflexiunea transversală f , sau deplasarea în afara planului median al panoului (out of plane displacement). Au fost efectuate trei măsurări ale deplasării în afara planului: la bază, la centru și în vârful panoului. Inflexiunea transversală netă f s-a obținut din deplasarea părții mediane scăzând din media deplasărilor de la vârf și de la bază.

Fig. 0-3 și fotografiile următoare rezumă descrierile de mai sus.

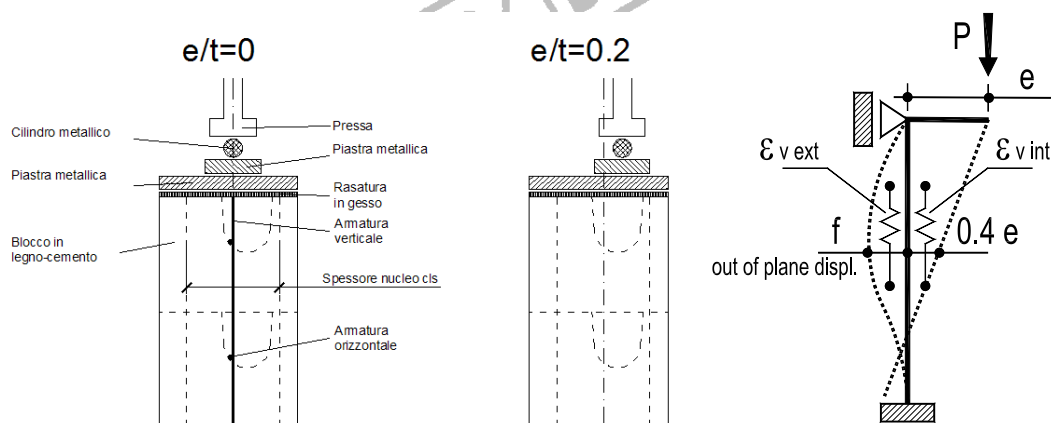


Fig. 0-3: detaliile nodului superior și schema sarcinii pentru proba la presoflexiune.

I.18.4. Documentația fotografică a probei

În continuare prezentăm câteva fotografii care ilustrează principalele modalități de probă și echipamentele folosite, cât și câteva tipuri de modalități de ruptură înregistrate în panourile testate.

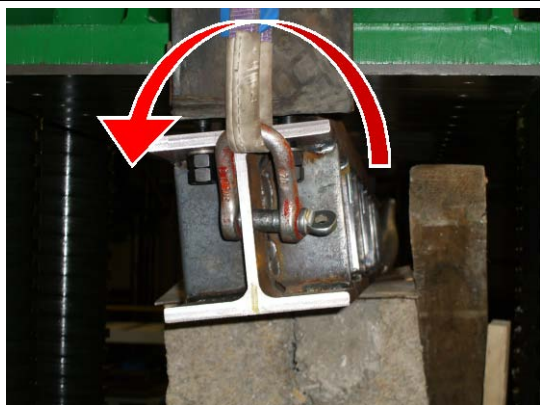


foto 1 – grinda cu repartizare superioară



foto 2 – extensiometre în afara planului

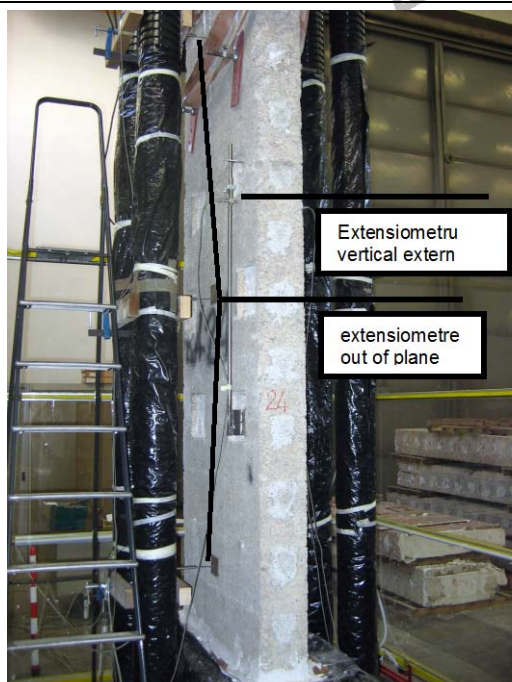


foto 3 – panoul nr. 24 - latura externă

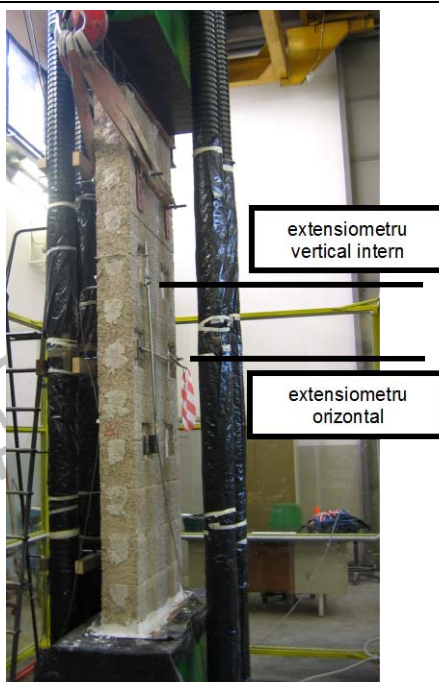


foto 4 – panoul nr. 24 - latura internă

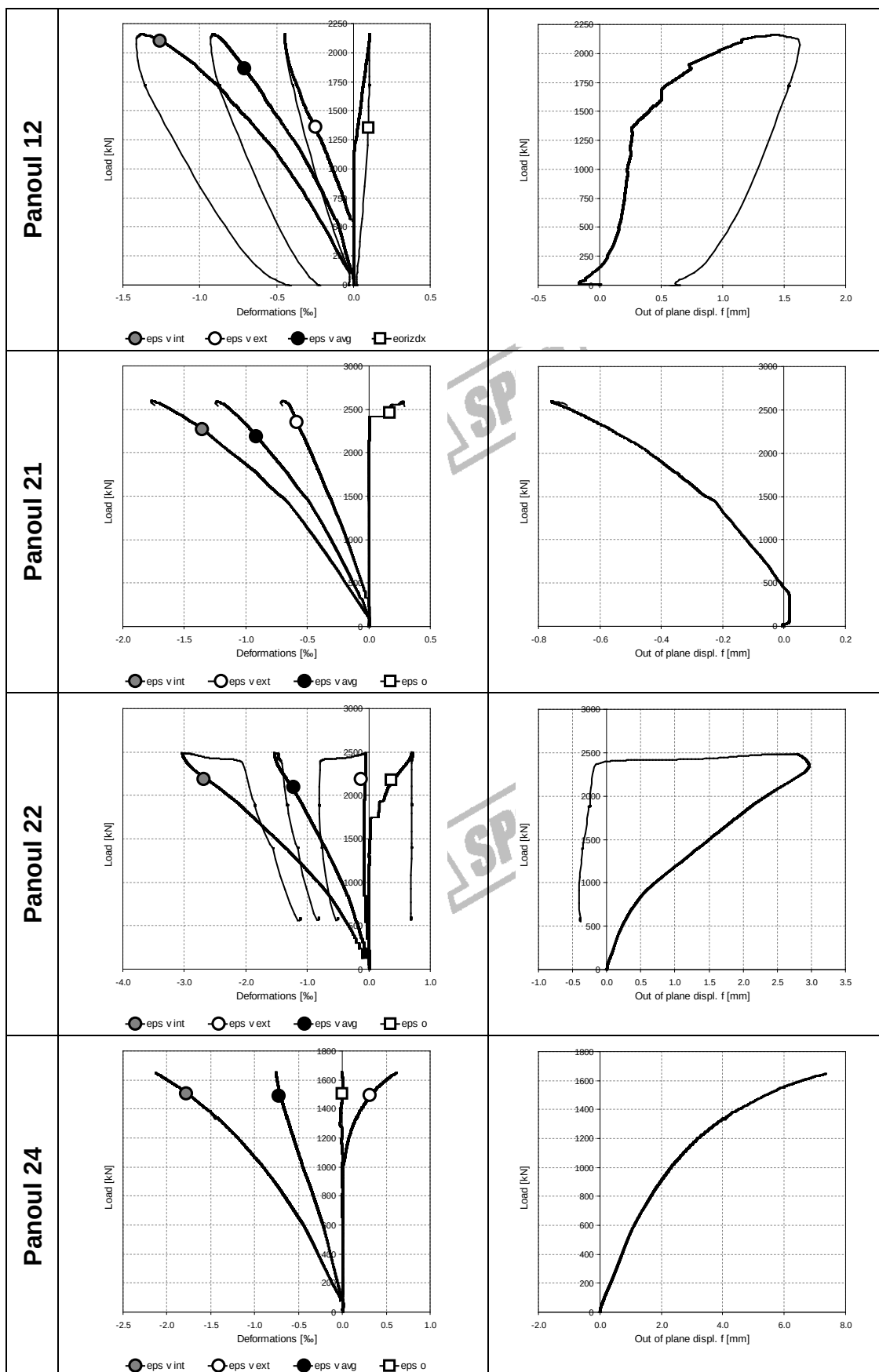


I.18.5. Grafice de probă

În continuare sunt prezentate graficele măsurătorilor experimentale obținute pe diferite eșantioane, mai exact curbele:

- sarcină – deformare verticală ($\varepsilon_{v \text{ int}}$, $\varepsilon_{v \text{ ext}}$, $\varepsilon_{v \text{ avg}}$) și orizontală (ε_o)
- sarcină – deplasarea în afara planului (Out of plane).

	sarcină– deformare vert. și oriz.	sarcină – in afara planului
Panoul 9	Load [kN] Deformations [%] ● eps v int ○ eps v ext ● eps v avg □ eps o	Neidentificat
Panoul 10	Load [kN] Deformations [%] ● eps v int ○ eps v ext ● eps v avg □ eps o	Neidentificat
Panoul 11	Load [kN] Deformations [%] ● eps v int ○ eps v ext ● eos v avg □ eps o	Load [kN] Out of plane displ. f [mm]



I.18.6. Comparație între rezultatele experimentale și criteriul de verificare propus

În acest subcapitol sunt comparate rezultatele experimentale cu valorile calculate în baza formulei analitice propusă în §I.10. Mai exact, trebuind să fie comparate cu rezultatele experimentale, valorile analitice au fost obținute introducând în formulele propuse:

- valorile geometrice de probă (dimensiunile geometrice ale eșantioanelor, zona din beton și oțel, excentricitatea, etc.);
- condițiile de mărginire cu incastrare la bază și sistem de închidere la vârf (factor de limitare vertical $\beta=0.75$ și factor de limitare lateral $\rho=1.0$);
- valorile medii măsurate ale caracteristicilor materialelor $f_{cm}=25.1$ Mpa și $f_{ym}=501$ Mpa, sau coeficienții de siguranță ale materialelor unitare $\gamma_m=1$ e $\gamma_c=1$;
- nu s-a ținut cont de fenomene de vâscozitate și de reducere a rezistenței betonului pentru sarcinile de lungă durată – așadar s-a asumat:

$$n_{rd,0} = f_{cm} t_{eff} (1 + \omega) \text{ e } \alpha = 1$$

Cu aceste asumări se obțin valorile prezentate în Tab. 0-5, apoi sunt rezumate în graficul din Fig. 0-4.

Linia bisectoare a graficului reprezintă condiția ideală de corespondență între rezultatele teoretice și experimentale. După cum se poate observa, această linie respectă destul de bine rezultatul experimental, lucru demonstrat de formulele de verificare propuse care reprezintă bine fenomenul de ruptură a pereților datorită sarcinii verticale excentrice. Faptul că punctele graficului se situează deasupra liniei bisectoare indică faptul că formula teoretică propusă favorizează siguranța, adică oferă valori inferioare celor experimentale. Aceasta este destul de prudentă în evaluarea efectelor de excentricitate a aplicării sarcinii. Această observație reconfirmă informațiile din capitolul V prin comparația cu rezultatele experimentale UNIBO.

Nrd,exp [kN/m]	2628	2061	3311	1695	2764	2160	3471
Nrd,teorico = Nrd0 x ϕ_T (kN)	2269	1353	2542	1437	3191	1767	3287

Tab. 0-5: Comparație între valorile experimentale și teoretice în timpul probelor de comprimare excentrică

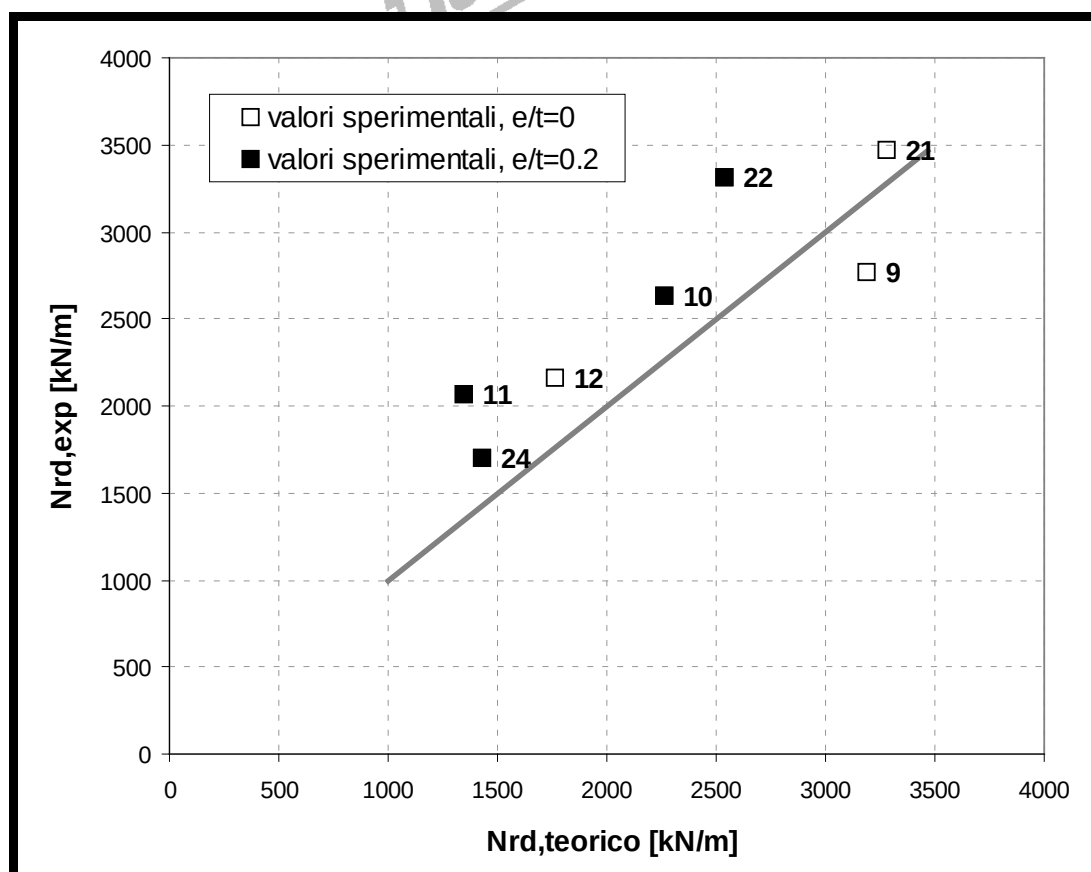


Fig. 0-4: Comparație între valorile experimentale și teoretice în timpul probelor de comprimare excentrică

I.19. Probe de tăiere

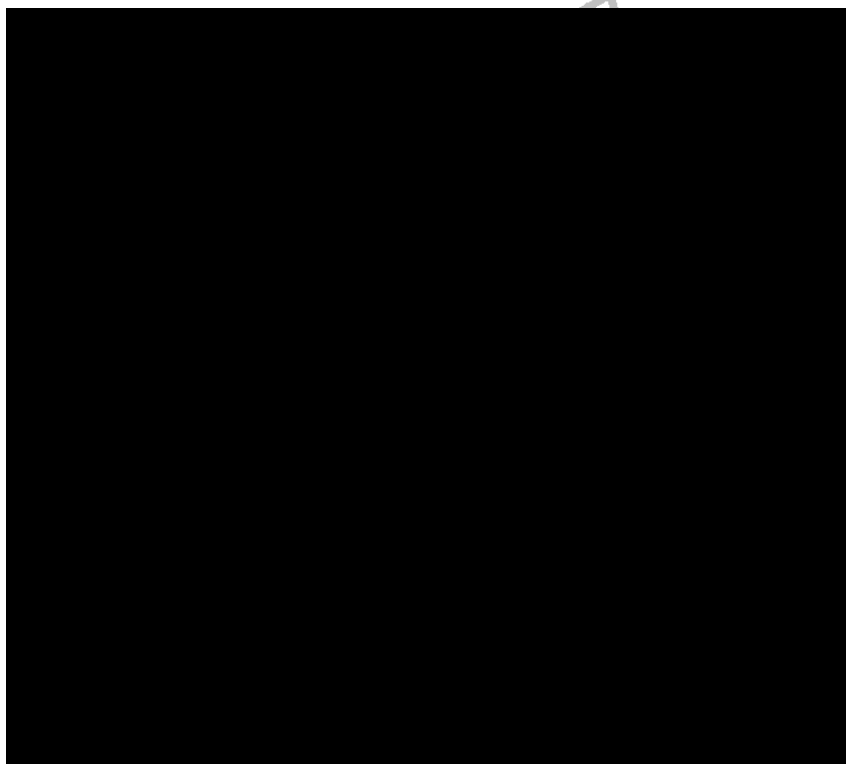
I.19.1. Eșantioane supuse la probă

Probele de comprimare diagonală au fost efectuate pentru a încerca să se verifice rezistența la tăiere a eșantioanelor de perete.

Testele au fost efectuate pe 16 eșantioane pătrate cu latura de 1.25 m, cu grinzile dispuse în două înclinații diferite față de cea orizontală: $\alpha=22.5^\circ$ sau $\alpha=45^\circ$. Panourile erau armate diferit cu oțel FeB44k, în poziție centrală față de grosimea panoului:

- fără armătură,
- cu armătura de diametrul F10 doar în grinzile orizontale la o distanță de 25 cm,
- cu armătură de diametrul F10, atât verticală cât și orizontală, ambele la o distanță de 25 cm.

În Tab. 0-6 sunt prezentate lista eșantioanelor cu indicarea blocurilor cofraj folosite, unghiul grinzilor blocurilor față de planul orizontal și armătura. În Fig. 0-5 și Fig. 0-6 sunt reprezentate dimensiunile și modalitățile constructive ale eșantioanelor, în timp ce în Fig. 0-7 este prezentată poziționarea acestora în timpul probei.



Tab. 0-6: Caracteristicile panourilor supuse la probă.

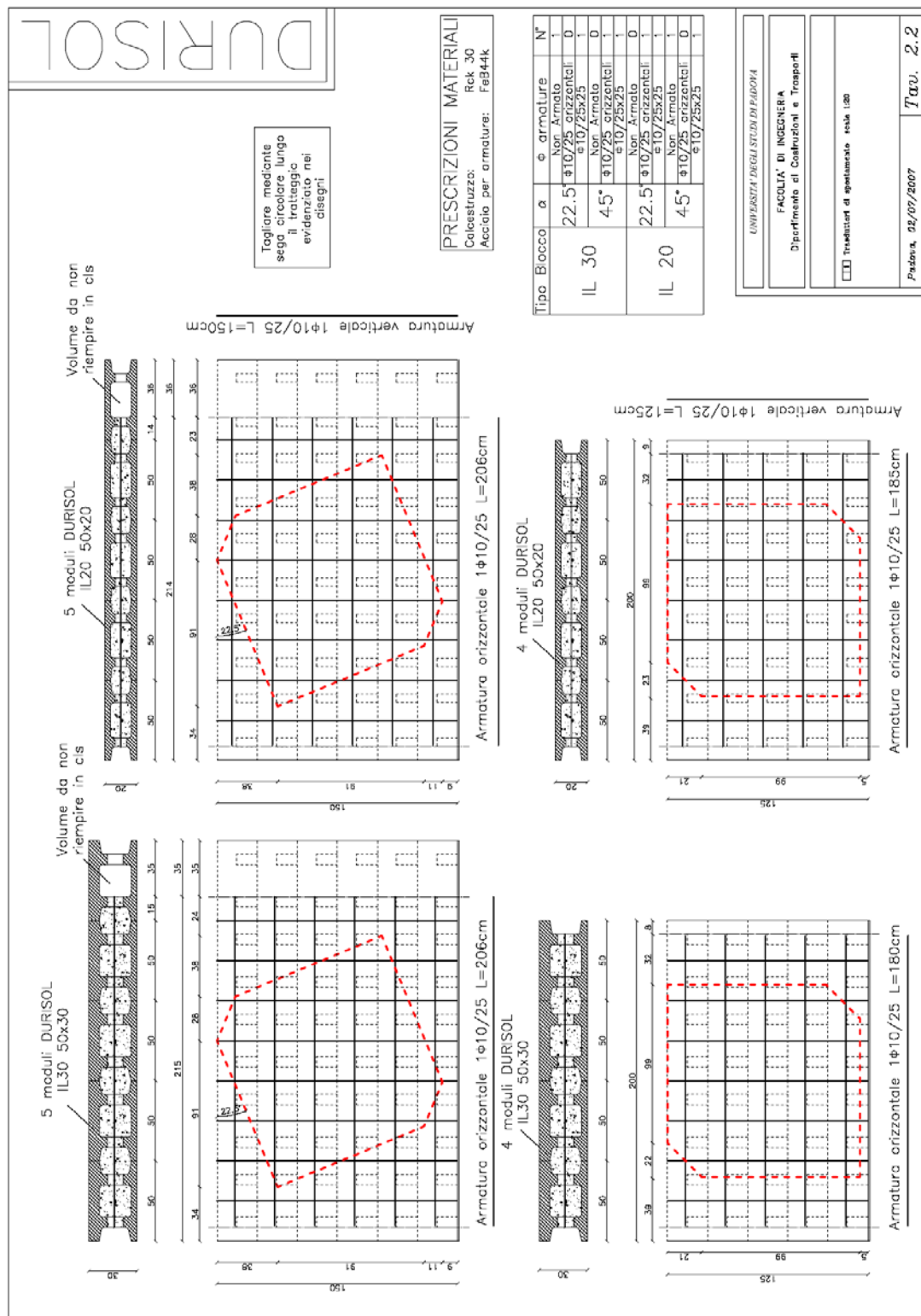
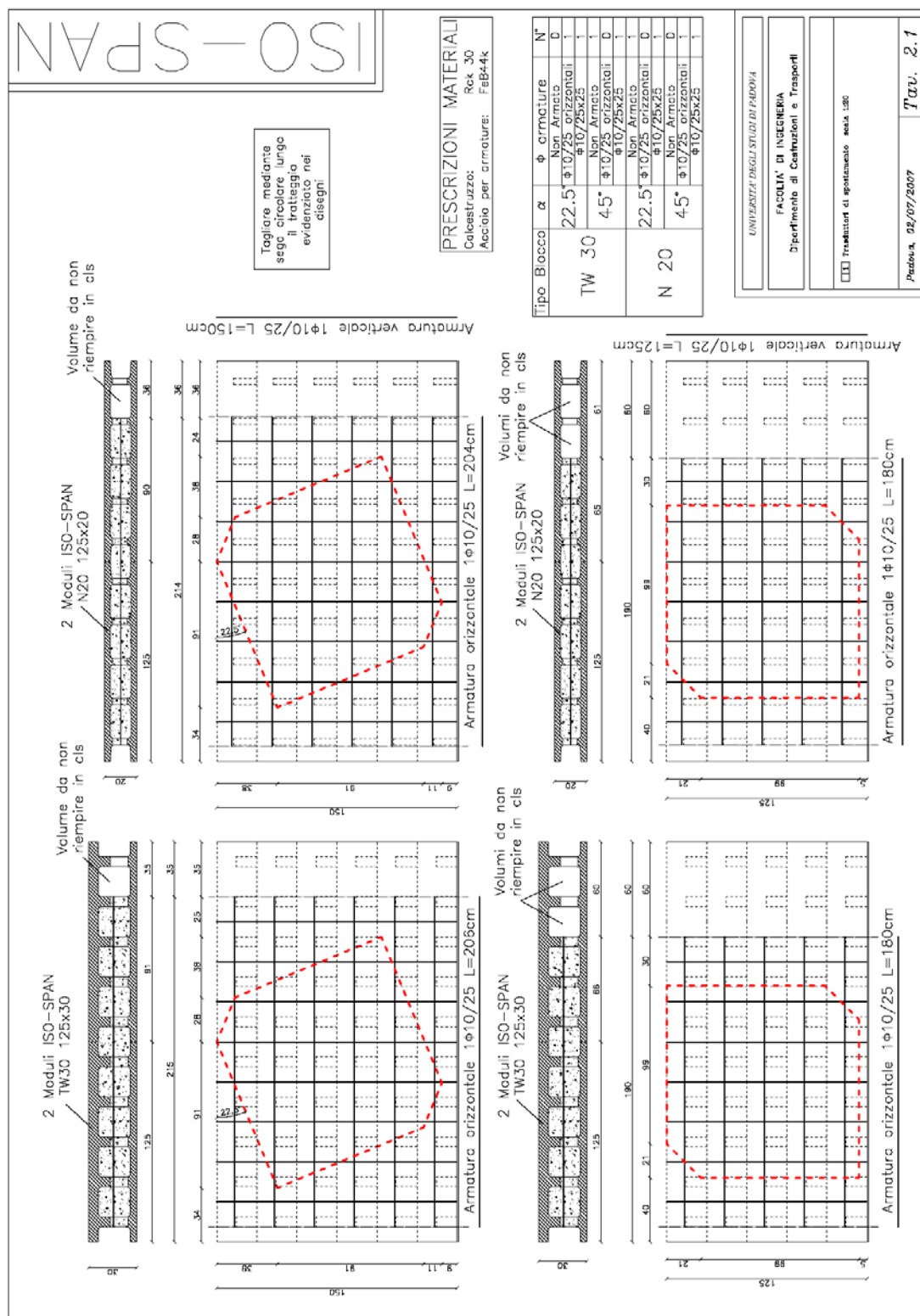
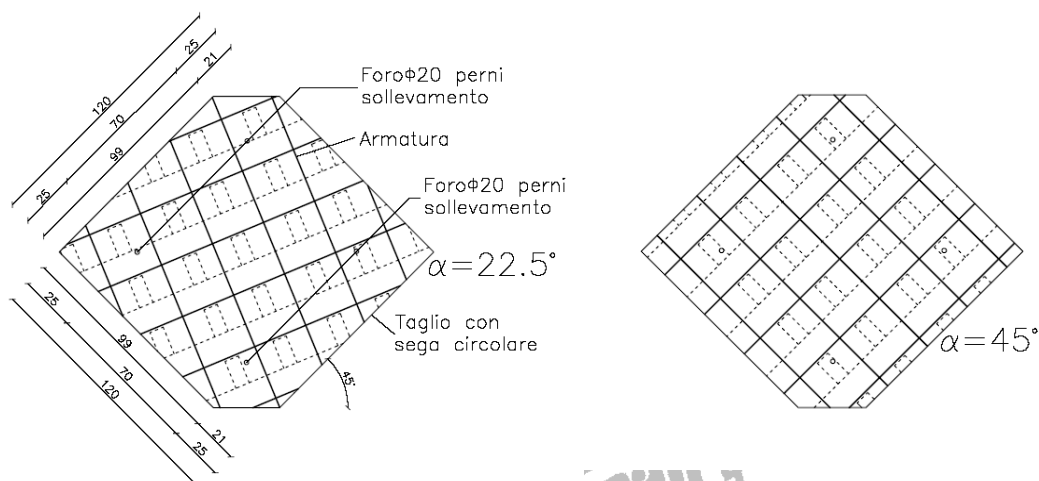


Fig. 0-5: Fișe de producere a eșantioanelor de la nr. 1 la nr. 8, cu blocuri DURISOL IL30 și IL20



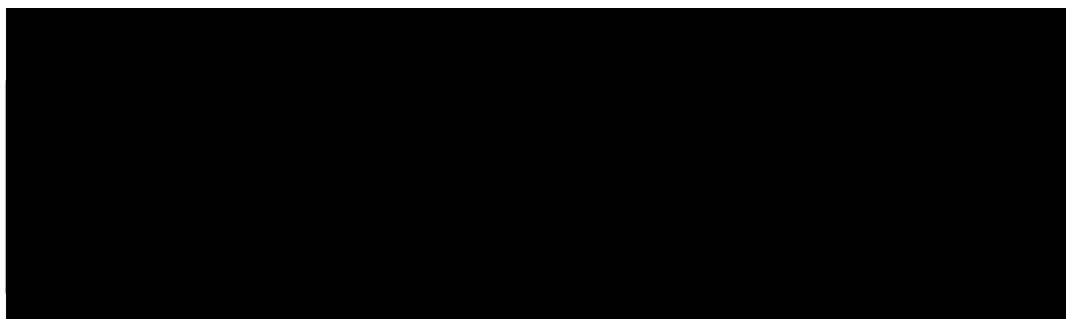
Fig. 0-7: dimensiuni și poziția de probă pentru blocurile cu $\alpha=22^\circ,5$ și $\alpha=45^\circ$.

I.19.2. Materiale folosite pentru realizarea eșantioanelor

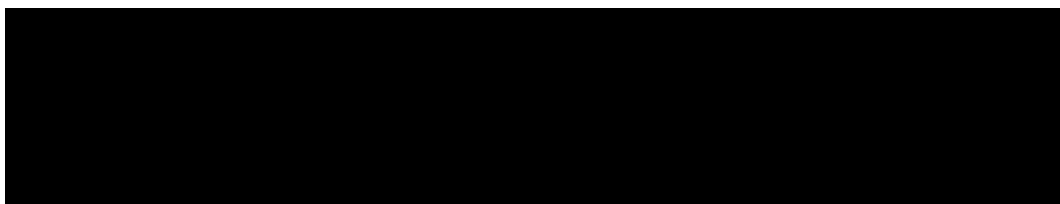
Proiectul de probă prevedea realizarea panourilor din beton R_{ck} 30 MPa și oțel pentru armătură cu aderență îmbunătățită de tip Feb44k.

În laborator au fost efectuate probe de tracțiune pe 6 bucăți de bare de armătură folosite pentru realizarea eșantioanelor. Probele cu rupătură pentru tracțiunea bucăților de armătură au furnizat rezultatele din Tab. 0-7, cu o valoare medie de cedare de $f_{ym}=501$ MPa și o rupătură de $f_{tm}=599$ MPa.

În ceea ce privesc betoanele, la finalul probelor efectuate asupra panourilor, din acestea au fost prelevate 3 eșantioane de beton cu diametrul extern de 9.4 cm și grosimea de aproximativ 9.4 cm (2 eșantioane obținute din panouri cu grosimea de 13 cm) sau 18.6 (1 eșantion obținut din panoul cu grosimea de 20 cm). Rezultatele probelor de strivire efectuate pe aceste eșantioane sunt prezentate în Tab. 0-8, cu o valoare medie a rezistenței cubice de aproximativ $f_{cm}=24.5$ MPa.



Tab. 0-7 Rezultatele probelor cu tracțiune efectuate pe eșantioane din oțel furnizate împreună cu panourile



Tab. 0-8 Rezultatele probelor cu comprimare efectuate pe cilindri din beton prelevați din panouri

I.19.3. Descrierea probei și a măsurilor efectuate

Panourile au fost supuse la o probă de comprimare diagonală, cu sarcină centrată, conform ASTM E519-81 adaptată la cazul specific. Suprafețele panourilor care intră în contact cu plăcile preseii au fost netezite cu un material din gips. Comprimarea a fost aplicată cu o presă cu deplasarea controlată măsurând în continuu sarcina aplicată. Anumitor eșantioane le-a fost aplicată o deformare crescătoare, altora, una de tip ciclic. Fiecare ciclu de sarcină avea durata de aproximativ 1 ore astfel încât să minimizeze fenomenul de dependență a rezistenței vitezei de deformare.

În timpul probei au fost semnalate în continuu:

- Deformările verticale pe cele două părți ale panourilor: $\varepsilon_{v \text{ int}}$ e $\varepsilon_{v \text{ ext}}$. Din valorile deformărilor pe cele două părți s-a obținut deformarea verticală medie a eșantionului, folosind formula:

$$\varepsilon_{v \text{ avg}} = (\varepsilon_{v \text{ int}} + \varepsilon_{v \text{ ext}}) / 2$$

- Deformările orizontale pe cele două părți ale panourilor: $\varepsilon_{h \text{ int}}$ e $\varepsilon_{h \text{ ext}}$. Din valorile deformărilor pe cele două părți s-a obținut deformarea orizontală medie a eșantionului, folosind formula

$$\varepsilon_{h \text{ avg}} = (\varepsilon_{h \text{ int}} + \varepsilon_{h \text{ ext}}) / 2$$

- În panourile nr. 7 și 13 a fost măsurată și deformarea de-a lungul laturilor diagonale, obținând în ambele cazuri valori neglijabile față de deformările orizontale și verticale, așadar acestea nu vor fi reprezentate în continuare.

Rezultatele experimentale măsurate au fost elaborate ulterior pentru a obține următoarele valori ale mărimilor semnificative:

- Deformare de tăiere γ (media pe cele două părți):

$$\gamma = \varepsilon_{h \text{ avg}} - \varepsilon_{v \text{ avg}}$$

- tensiunea *nominală* de tăiere τ , referitoare la zona miezului din beton:

$$\tau = \frac{N \cos \alpha}{b t_{\text{eff}}}$$

unde N este forța normală aplicată de presă, așadar $N \cos \alpha$ este componenta de tăiere pe diferite grinzi orizontale ale panoului, $b=120$ cm baza panoului, t_{eff} grosimea betonului eficient. Este vorba așadar de o valoare nominală a tensiunii distribuită uniform pe panoul cu grosimea t_{eff} ;

- modul elastic de tăiere secanta G^* fictivă:

$$G^* = \tau / \gamma$$

- flexibilitatea panoului μ , pentru valori de deformare mai mari decât cea corespunzătoare rezistenței maxime, cum ar fi:

$$\mu = \gamma / \gamma_{\text{max}}$$

unde γ_{max} este valoarea de deformare a tăierii stabilită în apropierea valorii rezistenței maxime τ_{max} .

Modulul elastic al secantei de tăiere a fost stabilit în apropierea rezistenței maxime τ_{max} cât și la $1/2$ din τ_{max} : această din urmă valoare poate fi definită ca modulul elastic efectiv de tăiere fictiv G^* ce trebuie folosit pentru evaluarea rigidității elastice a pereților.

I.19.4. Documentația fotografică a probei

În continuare sunt prezentate câteva fotografii care ilustrează principalele modalități de probă și echipamentele folosite, cât și câteva tipuri de rupură înregistrate în panourile testate.



foto 1 – echipament (latura stângă)

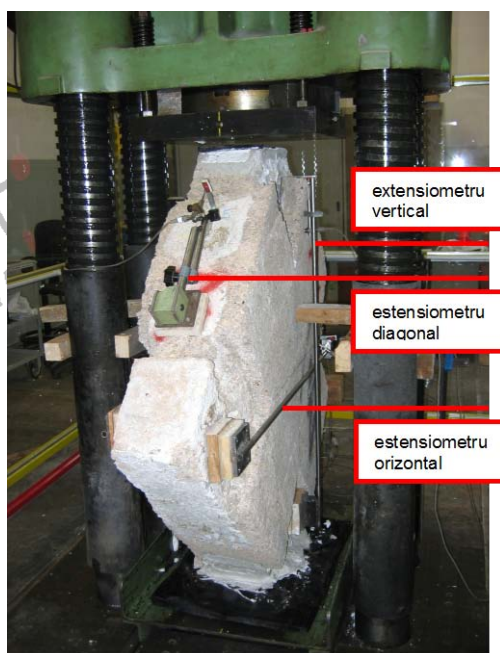


foto 2 – echipament (latura dreaptă)



foto 3 – detaliul extensiometrelor

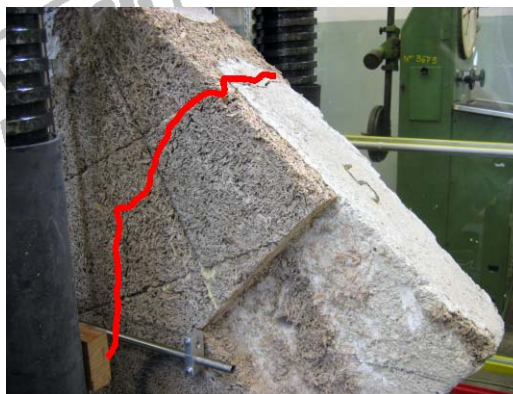


foto 4 – modul de rupere al panoului nr. 5

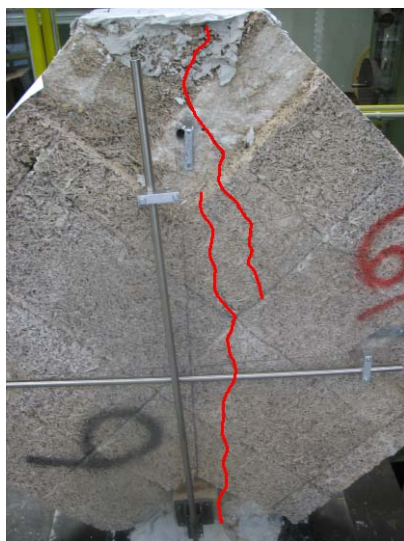


foto 5 – ruptura panoului nr. 6



foto 6 – fisurarea cu rupere a panoului 7



foto 7 – ruptura panoului nr. 7



foto 8 – ruptura locală a panoului 16



foto 9 – ruptura panoului nr. 17

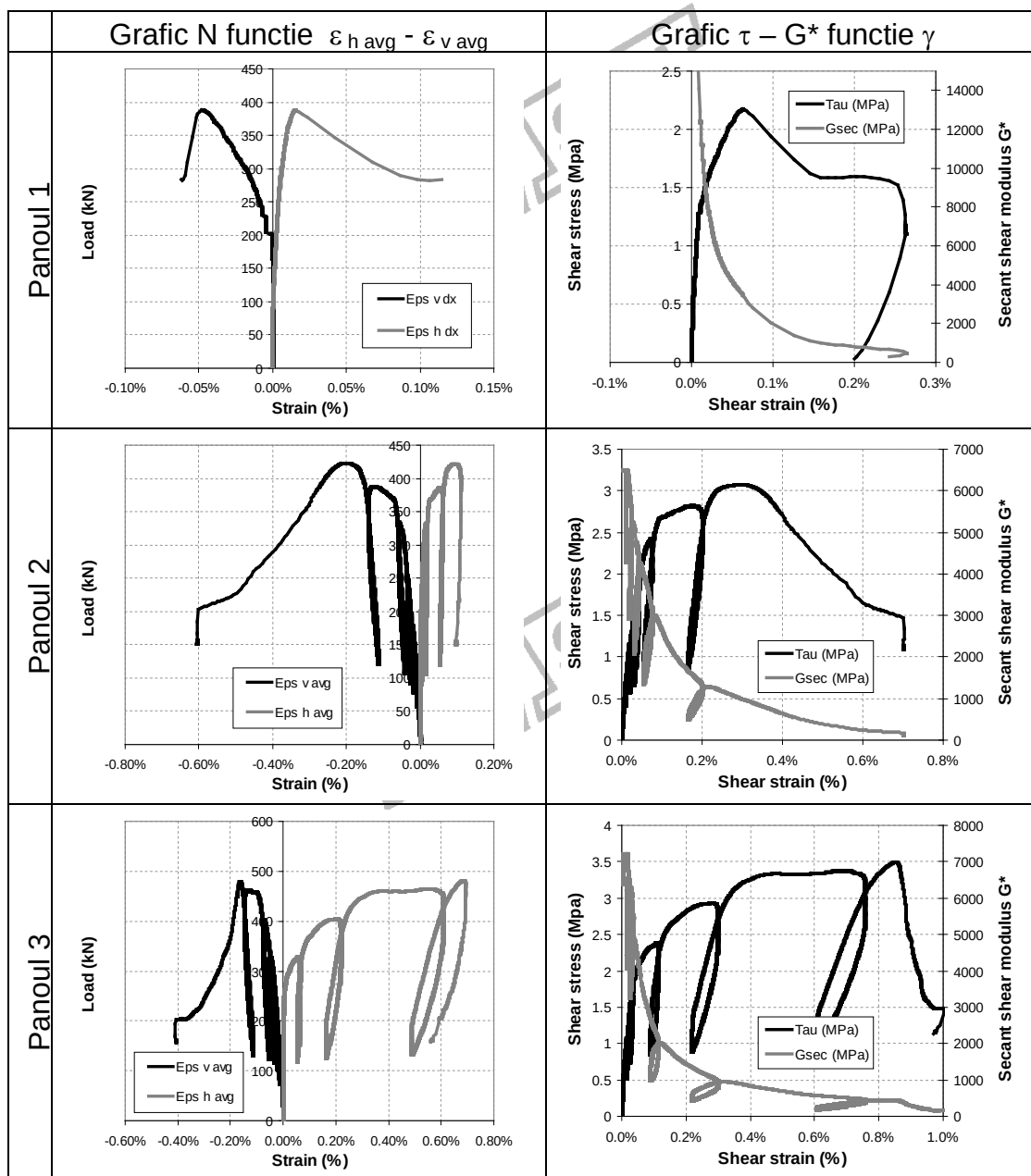


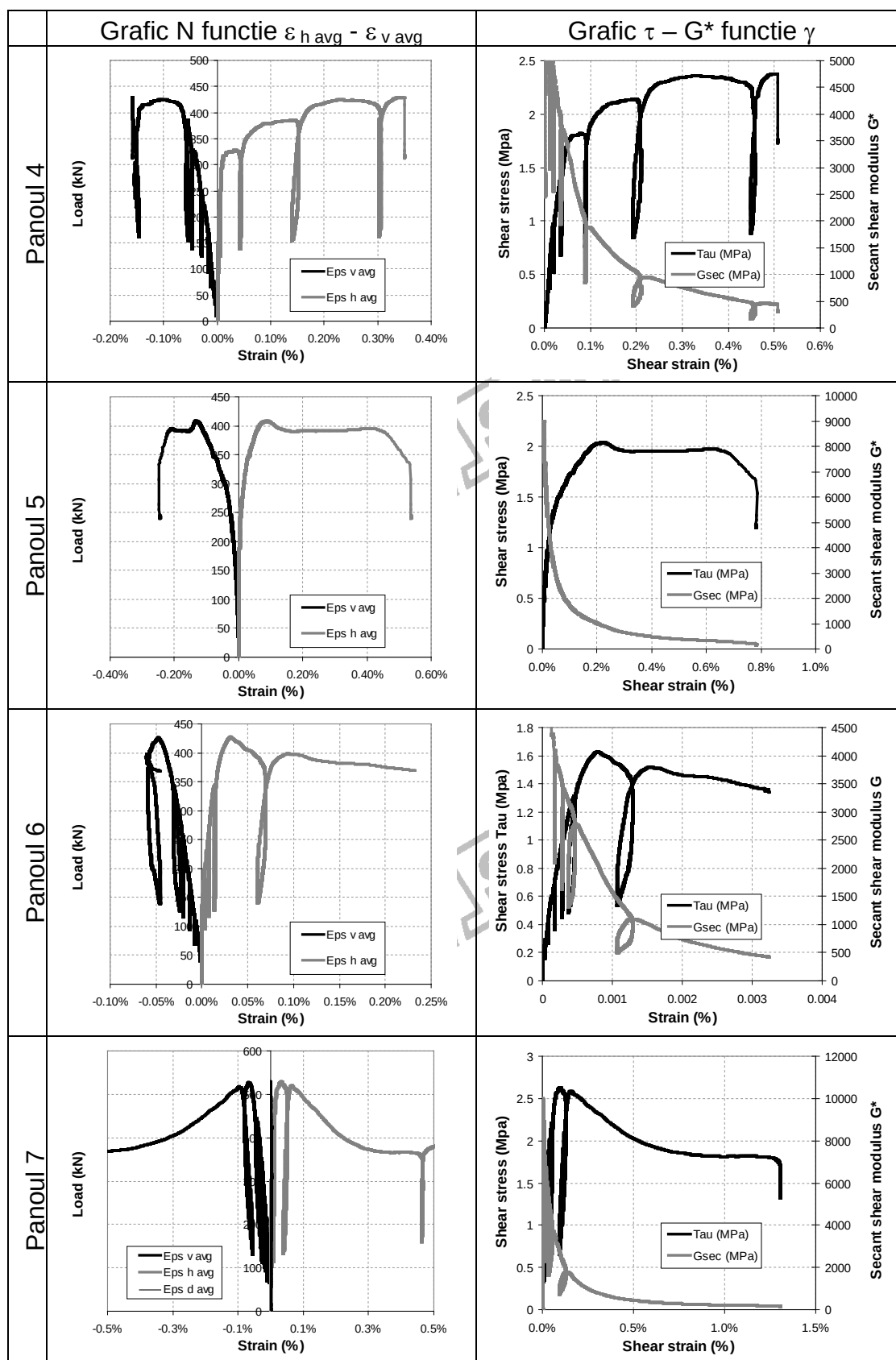
foto 10 – ruptura panoului 18

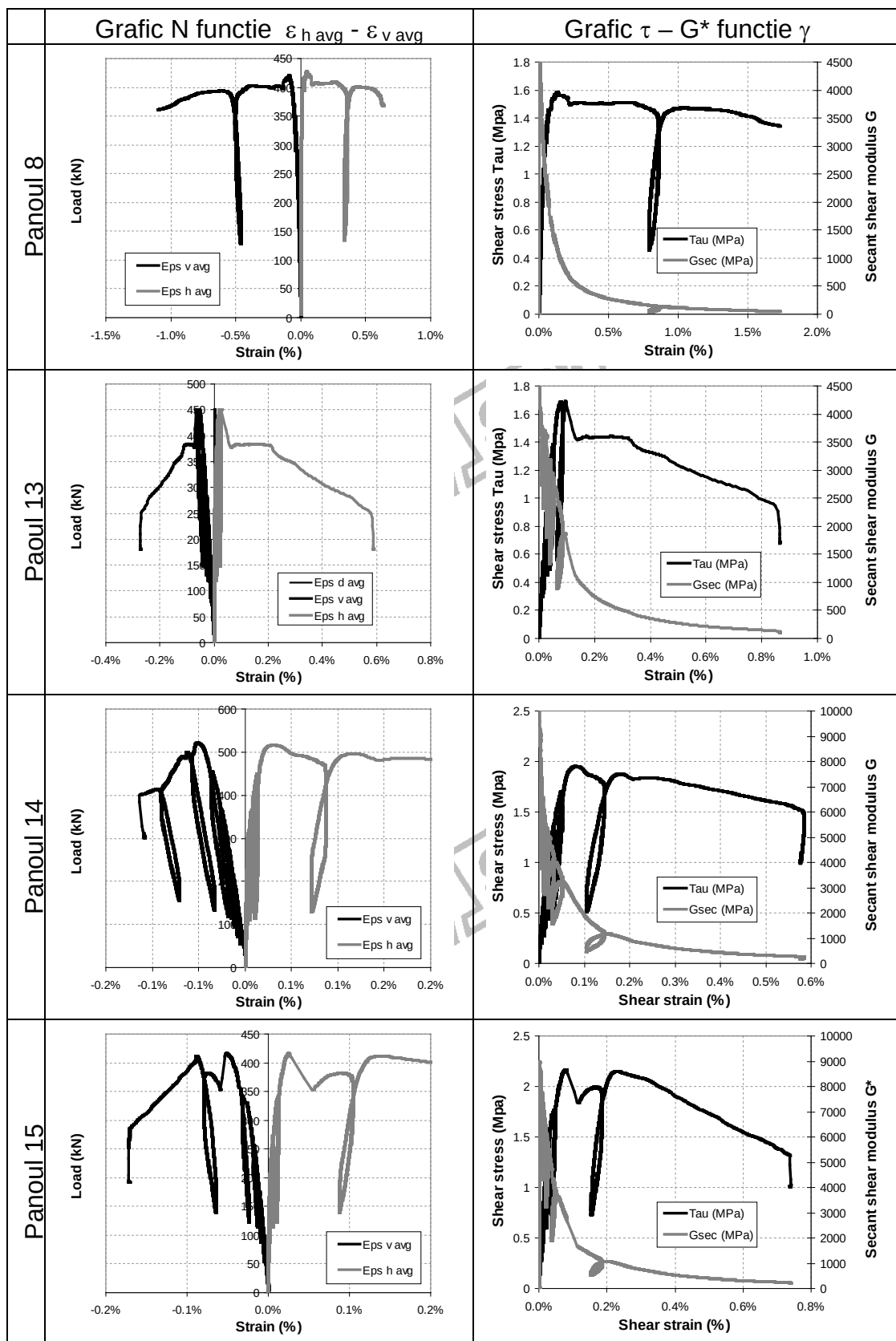
I.19.5. Grafice de probă

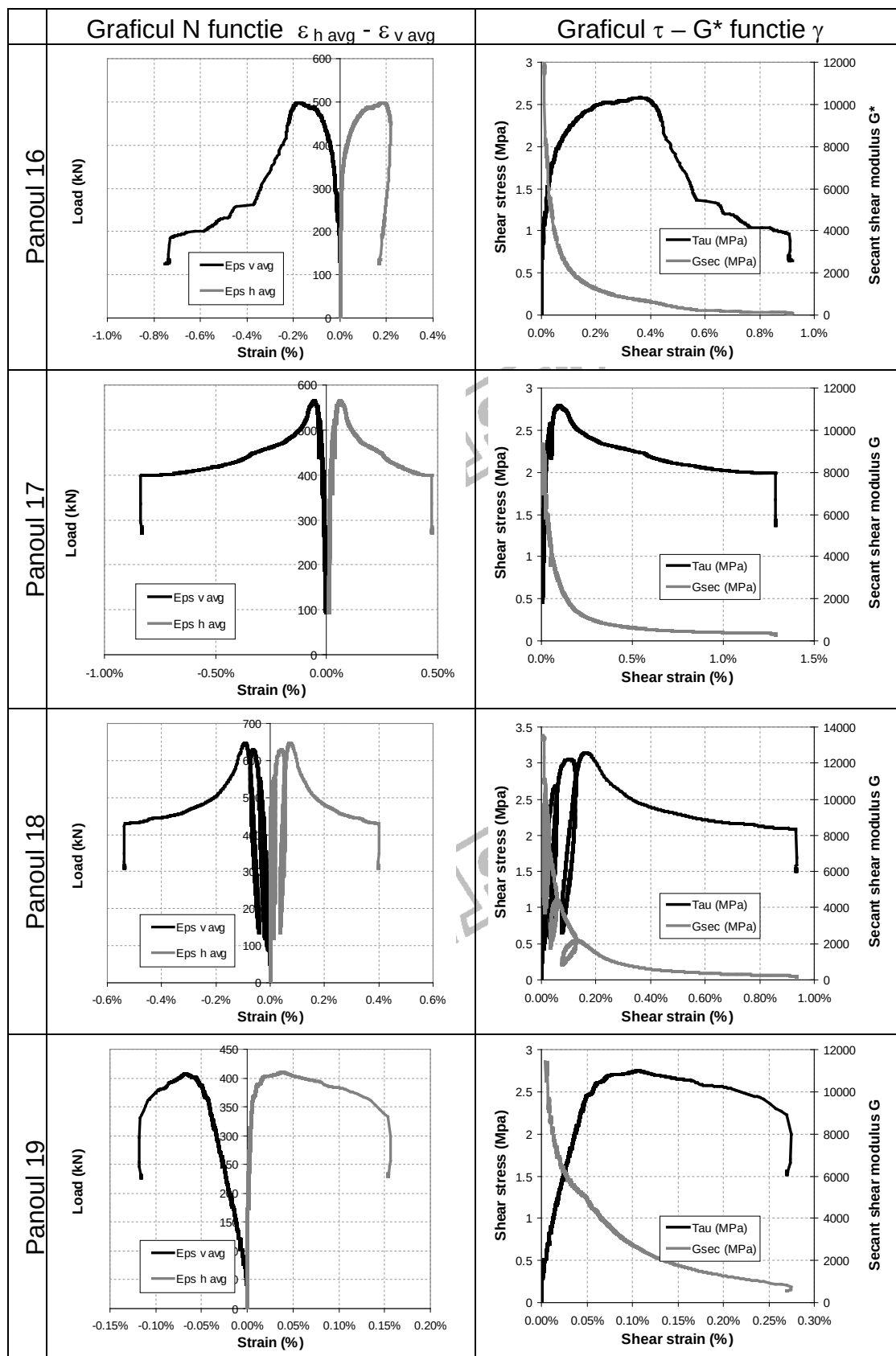
În continuare sunt prezentate graficele măsurilor experimentale obținute pe diferite eșantioane:

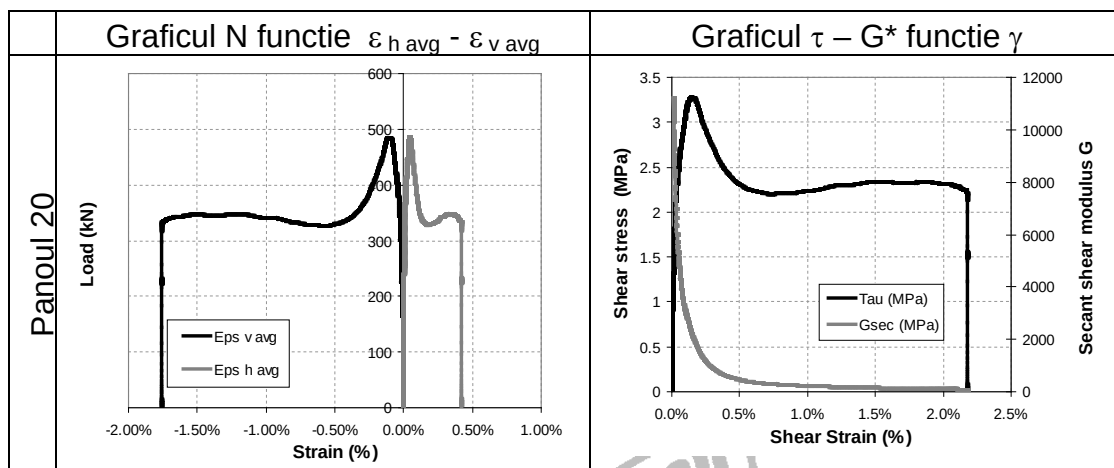
- Deformarea verticală medie ($\epsilon_{v\text{ avg}}$) și deformarea orizontală medie ($\epsilon_{h\text{ avg}}$) funcție de sarcina N
- tensiune de tăiere τ și modul elastic fictiv secanta G^* funcție de deformarea de tăiere γ .











I.19.6. Interpretarea rezultatelor experimentale

În următorul Tab.0-9 sunt rezumate cele mai importante valori ale rezultatelor experimentale obținute.

De asemenea în graficele de la Fig. 0-8 la Fig. 0-11 sunt prezentate graficele de comparare a curbelor $\tau-\gamma$ grupate pe diferite tipuri de bloc cofraj.

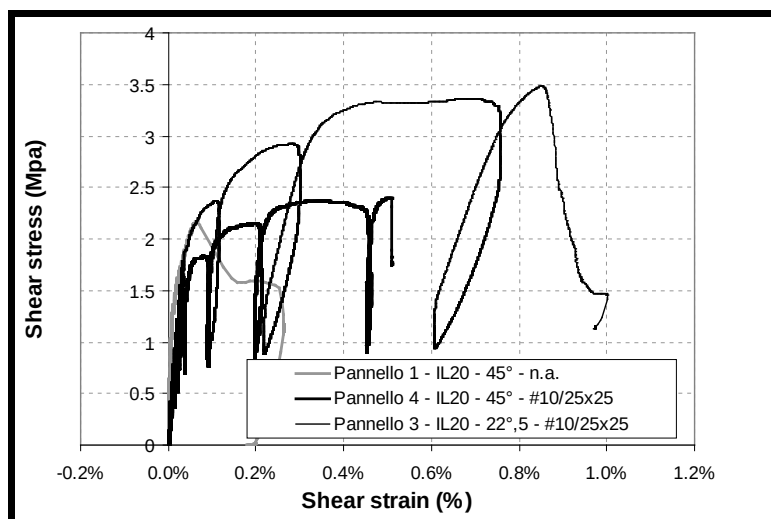


Fig. 0-8: Compararea curbelor $\tau-\gamma$ panourile nr. 1, 3 și 4 realizate cu blocuri IL20

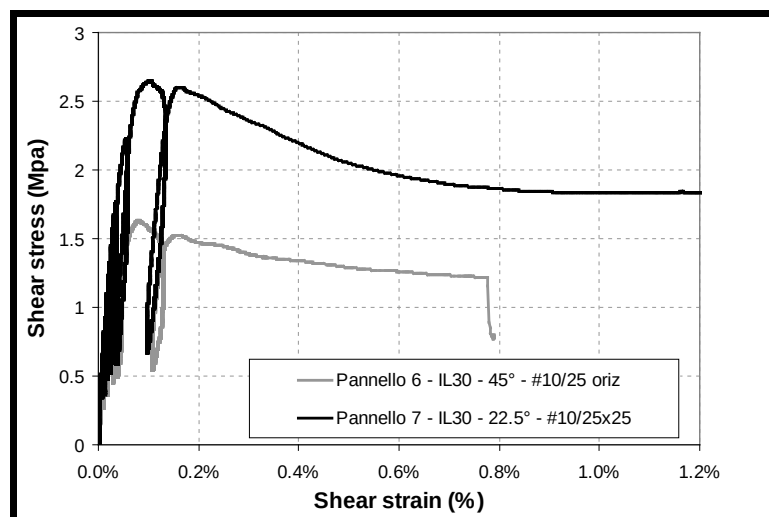


Fig. 0-9: Compararea curbelor τ - γ panourile nr. 6 și 7 realizate cu blocuri IL30

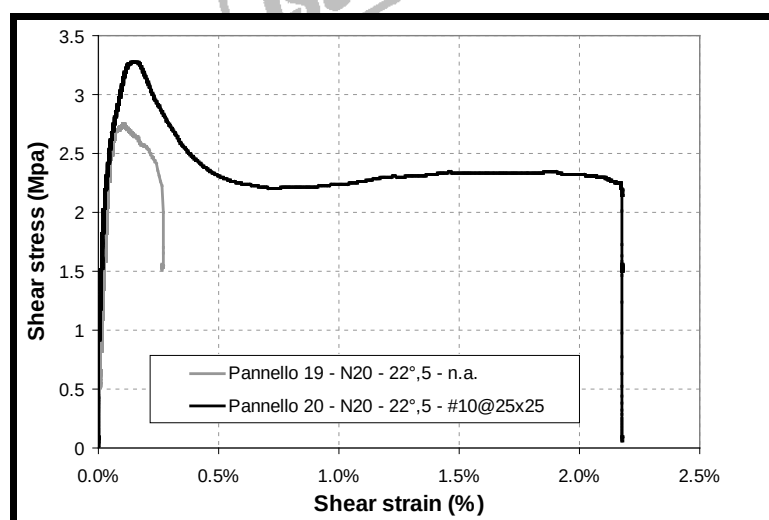


Fig. 0-10: Compararea curbelor τ - γ panourile nr. 19 și 20 realizate cu blocuri N20

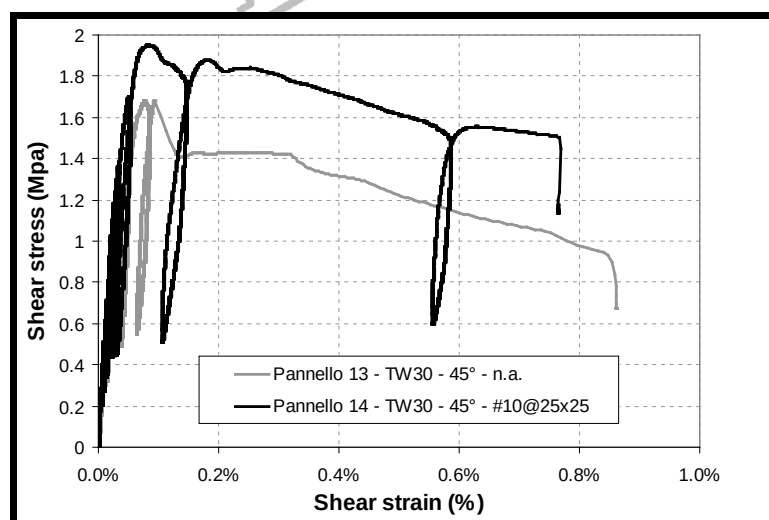


Fig. 0-11: Compararea curbelor τ - γ panourile nr. 13 și 14 realizate cu blocuri TW20

Provino N°	blocco tipo	Spessore t [cm]	Spessore t _{eff} [cm]	Angolo α [°]	Armatura	Carico picco P _{max} [kN]	Tipo di carico	50% di P _{max} τ (MPa) γ (MPa) Gsec	P _{max} τ (MPa) γ (MPa) Gsec	80% di P _{max} τ (MPa) γ (MPa) Dutt. μ	Pultimo τ (MPa) γ (MPa) Dutt. μ	Tipo di rottura
1	Durisol IL20	13	10.14	45	nessuna	388	monot.	1.06	2.17	1.74 0.13%	1.99 0.25%	spilling verticale
2	Durisol IL20	13	10.14	22.5	ϕ -10/25 orizzontali	424	cilico	1.56 0.030%	3.10 0.29%	2.48 0.44%	1.51 0.70%	rottura locale in sommità
3	Durisol IL20	13	10.14	22.5	ϕ -10/25x25	477	cilico	1.74 0.029%	3.48 0.85%			rottura locale in sommità
4	Durisol IL20	13	10.14	45	ϕ -10/25x25	429	monot.	1.20 0.028%	2.39 0.50%			spilling verticale
5	Durisol IL30	20	14.8	22.5	nessuna	407	monot.	1.02	2.04 0.22%	1.63 0.78%	3.62	spilling verticale
6	Durisol IL30	20	14.8	45	ϕ -10/25 orizzontali	424	cilico	0.81 0.021%	3792	1.30 0.46%	5.83	spilling verticale
7	Durisol IL30	20	14.8	22.5	ϕ -10/25x25	525	cilico	1.31 0.022%	5989	2.10 0.44%	4.38	spilling verticale
8	Durisol IL30	20	14.8	45	ϕ -10/25x25	416	cilico	0.80 0.024%	3336	1.36 1.71%	12.80	spilling verticale
13	Isospan TW30	20	15.2	45	nessuna	451	cilico	0.84 0.023%	3598	1.34 0.36%	3.91	spilling verticale
14	Isospan TW30	20	15.2	45	ϕ -10/25x25	524	cilico	0.98 0.019%	5241	1.56 0.55%	6.88	spilling verticale
15	Isospan N20	13	10.92	45	ϕ -10/25 orizzontali	415	cilico	1.08 0.016%	7950	1.72 0.49%	6.43	spilling verticale
16	Isospan N20	13	10.92	45	ϕ -10/25x25	498	monot.	1.29 0.016%	711	2.06 0.46%	1.28	spilling verticale
17	Isospan TW30	20	15.2	22.5	ϕ -10/25 orizzontali	564	cilico	1.37 0.016%	8721	2.20 0.52%	5.00	rottura locale al piede
18	Isospan TW30	20	15.2	22.5	ϕ -10/25x25	647	cilico	1.57 0.019%	8319	2.62 0.33%	2.00	spilling verticale
19	Isospan N20	13	10.92	22.5	nessuna	405	monot.	1.37 0.021%	6454	2.20 0.27%	2.55	spilling verticale
20	Isospan N20	13	10.92	22.5	ϕ -10/25x25	484	monot.	1.64 0.017%	9773	2.62 0.34%	2.30	spilling verticale
Media su pannelli a 45° non armati												
		0.96		3.598		1.92 0.09%		0.24%		2.63		
Media su pannelli a 22.5° non armati		1.20		6.454		2.39 0.16%		0.53%		3.27		
Media su pannelli a 45° armati		1.02		5.187		2.05 0.21%		0.74%		3.58		
Media su pannelli a 22.5° armati		1.53		7.334		3.06 0.28%		0.41%		1.50		
Media generale		1.23		6.084		2.46 0.22%		0.52%		4.31		

Tab. 0-9: Rezumarea rezultatelor experimentale în probele de comprimare diagonală.

În interpretarea rezultatelor experimentale trebuie evidențiat faptul că înclinarea panourilor implică apariția unei componente de comprimare în grinzi. Această componentă de comprimare este foarte mică în probele cu $\alpha=22^\circ.5$, în care grinzile sunt efectiv mai aproape de condiția de tăiere pură, iar comprimarea redusă implică o creștere aparentă a rezistenței la tăiere a grinzilor (comprimarea reduce principalele tensiuni de tracțiune din interiorul grinzilor și este echivalentă cu o cantitate mai mare de armătură). În panourile înclinate la 45° însă, componenta de comprimare devine preponderentă, astfel încât induce ruperea grinzilor datorită comprimării excesive și nu a tăierii.

Acest lucru este evidențiat de graficele de comparare prezentate mai jos în care panourile la $22^\circ.5$ ating în mod constant o $\tau_{\max}$ și o flexibilitate mai mare decât cea a panourilor înclinate la 45° . Acest lucru a fost demonstrat și pe cale numerică [2].

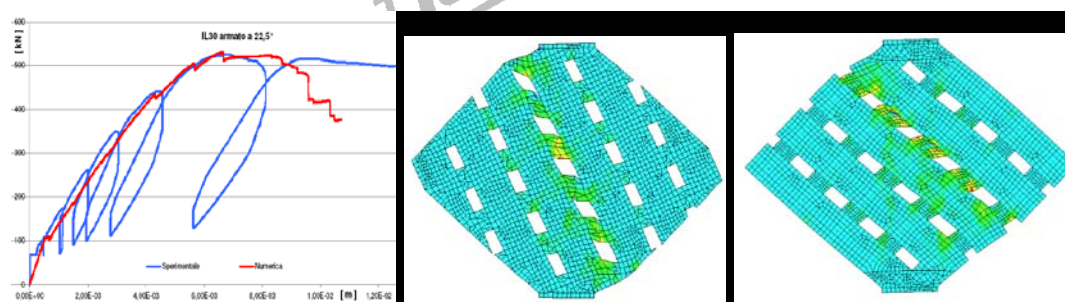


Fig. 0-12: câteva rezultate ale simulărilor numerice ale probelor de comprimare diagonală [2]: curba de sarcină și deplasare, modalitate de rupere a panoului la $22^\circ.5$ și la 45° .

Efectul componentei de comprimare în grinzi explică de ce valorile de rezistență la tăiere obținute la UNIPD au rezultat mai mari față de cele furnizate de cercetătorii UNIBO. În timpul probelor experimentale UNIPD, valoarea medie de rezistență la tăiere obținută este de 2.46 MPa (referitoare la grosimea t_{eff}), în timp ce în probele UNIBO (în care nu exista comprimare în grinzi) rezistența maximă la tăiere a rezultat de aproximativ 0.60 MPa în timpul probelor de tăiere și de 0.68 MPa în cele de solicitare mixtă în panourile 200x315, aproximativ la fel ca și caracteristicile materialelor folosite.

Alte condiții general valabile care se pot deduce sunt:

- Introducerea de armătură verticală nu determină creșterea rezistenței la tăiere a pereților
- Introducerea unei armături în grinzi implică o creștere a rezistenței la tăiere, dar în special implică o creștere a flexibilității pereților. În orice caz și panourile fără armătură au demonstrat că sunt destul de flexibile datorită hiperstaticității interne a împletiturii și efectului de angrenare, frecare și rezistență cauzat de cofrajul din lemn mineralizat care nu a

fost luat în considerare în calcularea rezistenței, care însă nu este neglijabil în scopul risipirii de energie;

- c) Dispersarea valorii experimentale a G^* , modul elastic secant cu tăiere, este destul de amplă și depinde de tipul de bloc cofraj, de înclinarea acestuia față de direcția sarcinii, dar și de tipul de sarcină aplicată (monotonă sau ciclică). În acest studiu s-a propus evaluarea G^* pentru nivelul de tensiune de 50% din valoarea rezistenței maxime. Pentru această mărime s-a determinat o valoare mediată între diferite panouri de circa $G^*=6000$ MPa, sau de $G/2.20$ în acord cu formula dată în §I.9.2;

I.19.7. Comparație între rezultatele experimentale și formularea analitică

S-a efectuat o comparație între rezultatele experimentale obținute și valorile calculate în baza formulei analitice propusă în §I.11, ținând cont însă de prezența componentelor de comprimare axială în grinzi și de faptul că aceste componente în probele la 45° au implicat o rupere anticipată a grinzilor datorită excesului de comprimare și nu a atingerii rezistenței maxime de tăiere.

Trebuind să se confrunte încă o dată cu probe experimentale, în formulele analitice s-au folosit valorile medii reale de rezistență ale materialelor, s-au neglijat coeficienții reductivi ai rezistenței datorită termenului lung și nu s-a aplicat coeficientul 0.25 reductiv al rezistenței la tracțiune a betonului.

Cu aceste ipoteze se obțin rezultatele rezumate în Fig. 0-13.

Linia bisectoare reprezintă condiția teoretică de corespondență perfectă între datele experimentale și formulele teoretice. Punctele de deasupra liniei indică condițiile în care valoarea experimentală măsurată o depășește pe cea teoretică, iar cele de sub linie indică cazurile în care formula teoretică nu avantajează siguranța. Se poate observa că formula teoretică propusă poate interpreta corect rezultatele experimentale, pentru diferite înclinații de sarcină, atât în condiții cu armătură cât și fără armătură.

Dispersarea rezultatelor, care era inevitabilă având în vedere multitudinea de cazuri, este destul de redusă și este acoperită în mare parte de factorii de siguranță aplicați materialelor și mecanismelor rezistente.

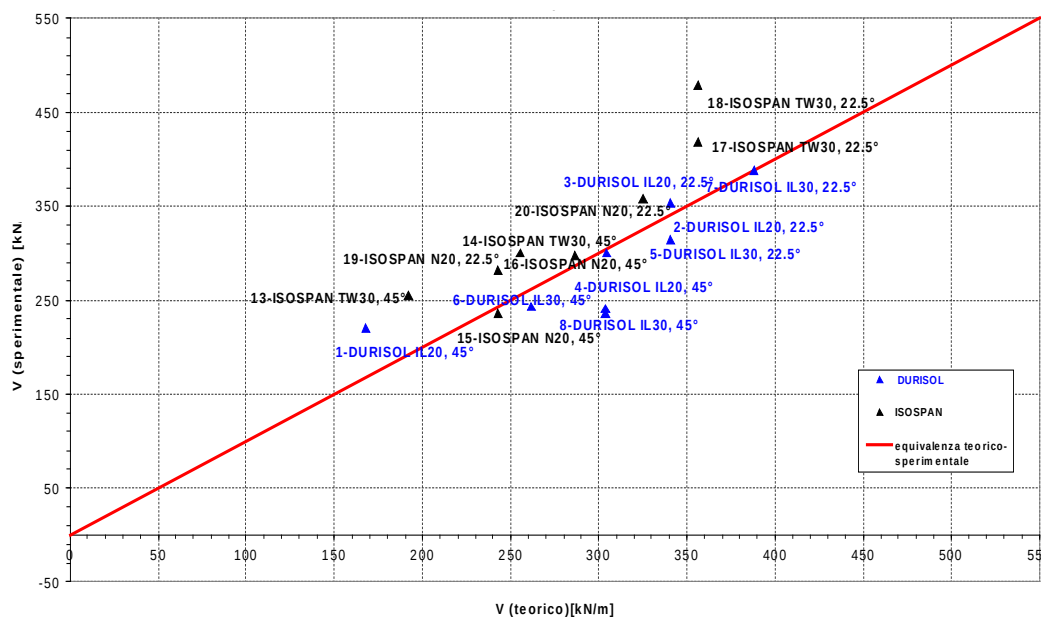


Fig. 0-13: comparație între valorile experimentale și teoretice ale probelor de comprimare diagonală

I.20. Concluzii

În acest capitol au fost rezumate rezultatele campaniei experimentale desfășurată la Universitatea din Padova pentru a caracteriza rezistența la presoflexiune și la tăiere a tipurilor de pereți prezentați în acest manual.

Valorile rezistenței experimentale au fost comparate cu cele obținute din formula analitică propusă. S-a observat că, folosind pentru materiale valorile rezistenței medii efective și fără a introduce factorii de siguranță suplimentari, formulele analitice propuse oferă o interpretare corectă a rezistenței la presoflexiune și tăiere, măsurată experimental.

În faza de proiectare și verificare structurală, respectarea factorilor de siguranță adecvați față de condițiile de rupătură prevăzute de normetivele privind construcțiile va fi asigurată prin utilizarea rezistenței caracteristice a materialelor redusă ulterior prin aplicarea coeficienților corespunzători de siguranță ai materialelor. De asemenea se va ține cont de efectele vâscoase și de sarcinile de lungă durată așa cum s-a propus.

În ceea ce privește introducerea coeficienților corecți de siguranță pentru materiale, se face trimitere la capitolul următor, unde se va discuta și despre coeficienții de structura sugerați pentru reducerea forțelor seismice în câmp rigid.

Note

ISO / Span

ISO / Span

FACTORI DE SIGURANȚĂ ȘI FACTORI DE STRUCTURĂ

I.21. Factori de siguranță ai materialelor

Se recomandă utilizarea factorilor parțiali de siguranță pentru verificările în stări limită ale pereților conform metodei semi-probabilistice în stadii limită, bazată pe utilizarea coeficienților parțiali de siguranță.

Se face referire la documentul adoptat în recentul NTC08, la care se face trimitere pentru specificațiile făcute în continuare. Această formulă respectă normativele tehnice (DM96, EC2, OPCM 3274, ecc.).

Pentru rezistența cilindrică (monoaxială) de calculare a betonului se va adopta următoarea formulă:

$$\text{rezistență la comprimare: } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\text{rezistență la tracțiune: } f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

cu:

- $\alpha_{cc}=0.85$: coeficient reductiv pentru rezistențele de lungă durată
- $\gamma_c=1.8$: coeficient de siguranță pentru materialul din beton

Se recomandă utilizarea unui coeficient de siguranță majorat pentru beton, și anume 1.8 în loc de cel prevăzut de EC2 și NTC08 (1.5) sau DM96 (1.6), datorită incertitudinilor majore ale operațiunilor de turnare în interiorul blocului cofraj din aschii de lemn mineralizat și deoarece rezultatul turnării nu poate fi controlat în mod vizibil. Această valoare reproduce valoarea sugerată în metoda de verificare ISOSPAN.

Pentru rezistența de calcul a oțelului se va adopta însă formula clasică:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Unde pentru coeficientul de siguranță al materialului se recomandă valoarea $\gamma_s=1.15$ asemănătoare celei propuse de diferite normative în vigoare pentru structurile din beton armat.

I.22. Factori de structură în calcularea acțiunilor seismice

I.22.1. Generalități și factori de structură pentru tipurile tradiționale

Conform NTC2008 calcularea solicitărilor asupra pereților datorita acțiunilor seismice orizontale asupra structurilor deteriorate – sau *Stării Limită de protejare a Vieții (SLV)* sau *Stării Limită de prevenire a Colapsului (SLC)* – poate fi efectuată în câmpul liniar conform metodei de analiză statică echivalentă sau metodei de analiză modală cu spectru de răspuns. În aceste condiții se ține cont de capacitatea de disipare a structurilor printr-o reducere corespunzătoare a forțelor seismice care va avea loc într-un sistem SGDL (sistem cu un singur grad de libertate), extrem de elastic, împărțindu-le cu un factor de structură q mai mare al unității definite ca:

$$q = K_r q_0$$

unde:

- K_r factorul de 1.0 pentru structuri regulate în înălțime, sau 0.8 pentru structurile neregulate;
- q_0 factor de structură care depinde de tipul constructiv și de forma clădirii.

Alegerea factorului corect de structură q_0 este extrem de importantă pentru structuri. Acest factor trebuie să țină cont de capacitatea de disipare și de flexibilitate a structurii. NTC08 sugerează valorile de referință pentru tipurile constructive tradiționale, specifice pereților analizați aici, care sunt rezumate în continuare:

Tipul structural	Clasa de flexibilitate	
	CD "A"	CD "B"
Structuri din beton armat cu pereți uniți	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Structuri din beton armat cu pereți separați	3,0	4,0 α_u/α_1
Structuri din zidărie obișnuită	2,0 α_u/α_1	
Structuri din zidărie cu armătură	2,5 α_u/α_1	
Structuri din zidărie cu armătură calculate conform ierarhiei rezistentelor	3,0 α_u/α_1	

Tab. 0-1: valorile factorului q_0 pentru structurile tradiționale sugerate de NTC08

Pentru valorile ce trebuie asumate pentru α_u/α_1 , factor care ține cont de hiperstaticitatea structurală și este egal cu raportul între valoarea acțiunii seismice pentru care se verifică formarea unui număr de sisteme de închidere din plastic care să ducă la instabilitatea structurii și cel pentru care primul element structural atinge plasticizarea la flexiune.

Aceleași indicații se regăsesc în OPCM 3274 și în EC8, așadar informațiile de mai jos pot fi adoptate și în cazul utilizării acestor normative.

I.22.2. Factori de structură sugerați pentru tipul analizat

Întorcându-ne la tipul de pereți care fac obiectul acestui manual s-a menționat anterior că turnarea de beton în blocul cofraj din aschii de lemn mineralizat realizează o structură rezistentă de tip rețea formată din stâlpi verticali conectați prin grinzi orizontale, dotată cu o hipestaticitate crescută și relativ deformabilă.

Acest tip de structură garantează implicit și o capacitate mare de disipare și o flexibilitate bună. S-a dovedit prin experimentare că aceste caracteristici au crescut ulterior prin introducerea armăturii în grinzile orizontale.

În acest moment, pentru structurile cu pereți realizați cu blocuri-cofraj din aschii de lemn mineralizat, având în vedere rezultatele satisfăcătoare obținute în urma probelor experimentale de tăiere diagonală, considerăm că putem sugera adoptarea unor factori structurali cel puțin egali cu cei ai structurilor din zidărie, și anume:

Tipologia structurale	q_0
Structuri cu pereți fără armătură orizontală	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Structuri cu pereți dotați cu armătură orizontală	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Structuri cu pereți dotați cu armătură orizontală calculate conform GR-ului	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Tab. 0-2: valorile factorului q_0 sugerate pentru structuri cu pereți turnați în blocul cofraj

O estimare mai corectă a factorului structural, ce ar duce cu siguranță la valori mai mari față de cele indicate cu prudență în tabelul anterior – și o ulterioară reducere a forțelor seismice ale proiectului – va trebui să treacă printr-o campanie experimentală mai extinsă prin analize numerice în campul dinamic neliniar.

Note

ISO / Span

ISO / Span

EXEMPLE APLICATIVE

I.23. Exemplul aplicativ nr. 1

I.23.1. Descrierea clădirii

Clădirea analizată este o structură realizată din cadre și pereți întăriți cu ajutorul unor schele considerate extrem de rigide în planul lor. Mai exact pentru pereții exteriori și cei de pe casa scării și lift, se folosesc blocuri-cofraj de tip DURISOL IL30, cadrele sunt realizate din beton armat în timp ce tavanele sunt din cărămidă și beton 20+5 cm.

În plan, imobilul are o formă dreptunghiulară, cu lungimea de 22 m și lățimea de 12 m, care permite identificarea cu ușurință a principalelor direcții ale planului de-a lungul cărora trebuie aplicată acțiunea seismică a proiectului. Clădirea are cinci etaje, fiecare etaj având înălțimea de 3,10 m și înălțimea totală de 15,50 m.

Se observă că, fixând un sistem de referință, elementele structurale sunt distribuite simetric față de y și asimetric față de x.

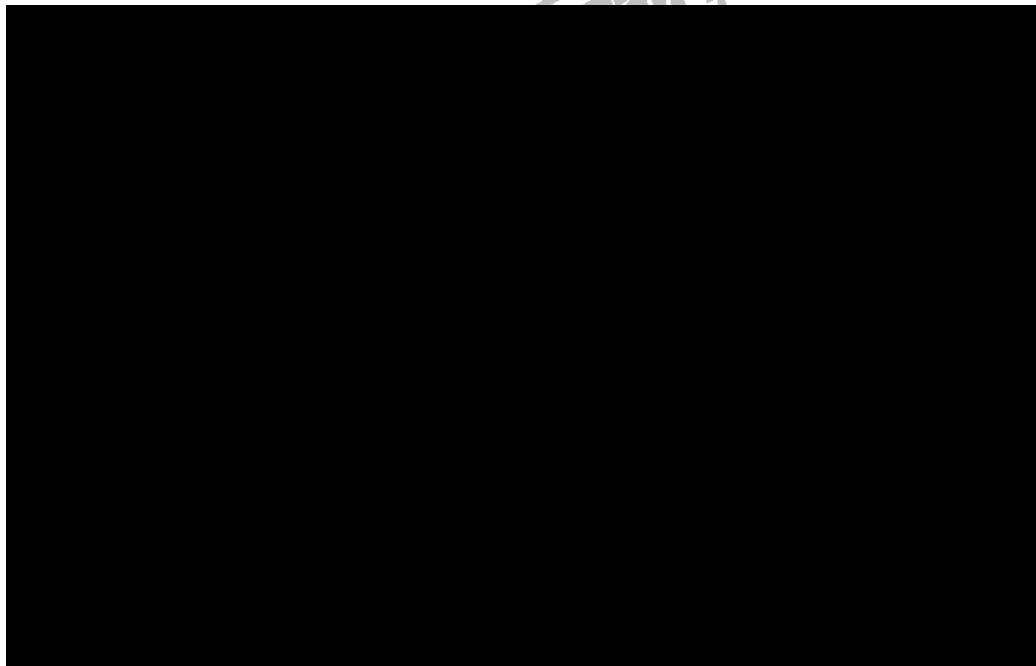


Fig. 0-1 Planul clădirii cu zonele de influență

Mai exact, la toate planurile, excentricitatea între Centrul Masei (CM) și Centru de Rigiditate (CR) în direcția Y este de $e_y=78.5$ cm. Acest lucru va cauza momente de răsucire $T_{xi}=F_i \cdot e_y$ la fiecare nivel de tavan atunci când seismul acționează în direcția X.

Elementele de rezistență își mențin constante caracteristicile geometrice și prestațiile pe întreaga perioadă în care se dezvoltă în înălțime, garantând regularitatea structurii în înălțime. Și în plan, clădirea respectă criteriile de regularitate.

Regularitatea în plan permite studierea clădirii cu două modele plane, pentru fiecare direcție principală. Regularitatea în înălțime permite utilizarea în aceeași măsură a analizei liniare statice echivalente dar și modale

I.23.2. Caracteristicile materialelor

Pentru pereți se folosesc următoarele materiale:

CARACTERISTICE MATERIALELOR				
Beton				
Tip	R_{ck}	30	MPa	
Modul de elasticitate	E_c	31 200	MPa	
Modul de tăiere efectivă	G	13 000	MPa	
Modul de tăiere redusă	G^*	6 000	MPa	
Coef. de siguranță al betonului	γ_c	1.80	MPa	
Rezistența de proiectare la comprimare	f_{cd}	13.80	MPa	
Rezistența de proiectare la tracțiune	f_{ctd}	1.01	MPa	
Oțel				
Tip		FeB44k		
Modul elastic	E_s	206 000	MPa	
Rezistența caracteristică la slăbire	f_{yk}	430	MPa	
Coef. de siguranță al oțelului	γ_s	1.15	MPa	
Rezistența de proiectare la slăbire	f_{yd}	374	MPa	

Tab. 0-1 Caracteristicile materialelor.

I.23.3. Caracteristici geometrice și de rezistență ale peretelui

CARACTERISTICILE ȘI REZISTENȚA PERETELUI			
Bloc cofraj de tip	DURISOL	IL30	
Rezistența la presoflexiune – stâlpi verticali			
Zona din beton	A_{nucleu}	1416	cm ² /m
Grosime	t	20	cm
Grosime eficientă	t_{eff}	14.16	cm
Armătura verticală	$\phi 14 / 25 \text{ cm}$		
Zona verticală din oțel	A_{sv}	6.16	cm ² /m
Procentul geometric de armătură vert.	ρ	0.43	%
Procentul mecanic de armătură vert.	ω	11.76	%
Solicitare axială rezistență de bază		1895	kN/m
$n_{\text{rd},0} = (0.85 + \omega) f_{\text{cd}} A_{\text{nucleu}}$			
Rezistența la tăiere – grinzi orizontale			
Lungimea grinzilor	l	6.5	cm
Înălțimea grinzilor	h_t	12	cm
Grosimea grinzilor	t_t	10	cm
Zona grinzilor	A_t	120	cmq
Distanțele între grinzi	i_t	25	cm
Rezistența la tăiere de bază a betonului $v_{r,c} = 0.25 f_{\text{ctd}} A_t / i_t$		12.2	kN/m
Armătura orizontală în grinzi: $\phi 12$		$A_s = 1.13$	cmq
Rezistența la tracțiune a armăturii: $H_p = f_{yd} A_s$		42.26	kN
Moment rez. al grinzilor: $M_u = H_p R h_t / 2 [1 - H_p / (0.85 f_{cd} R A_t)]$		101.4	kNcm
Rezistența la tăiere datorată armăturii: $v_{r,s} = 2 M_u / (l i_t)$		124.8	kN/m
Rezistența totală la tăiere: $v_{rd} = v_{r,c} + v_{r,s}$		137.0	kN/m

Tab. 0-2: Caracteristici geometrice și de rezistență ale peretelui.

I.23.4. Caracteristicile pereților de contravântuire

CARACTERISTICILE MEMBRANELOR										
Direcția X										
Mem brană	b	h _{piano}	h'	h _{eff}	t	t _{eff}	λ	A _{cls}	J	K _i
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[N/mm]
X01	135	310	273	273.05	20	14.16	15.5	1911.6	2.90E+06	2.34E+05
X02	245	310	201	201.18	20	14.16	15.5	3469.2	1.74E+07	9.10E+05
X03	180	310	243	243.09	20	14.16	15.5	2548.8	6.88E+06	4.63E+05
X04	180	310	243	243.09	20	14.16	15.5	2548.8	6.88E+06	4.63E+05
X05	245	310	201	201.18	20	14.16	15.5	3469.2	1.74E+07	9.10E+05
X06	135	310	273	273.05	20	14.16	15.5	1911.6	2.90E+06	2.34E+05
X07	60	310	310	310.00	20	14.16	15.5	849.6	2.55E+05	2.68E+04
X08	60	310	310	310.00	20	14.16	15.5	849.6	2.55E+05	2.68E+04
X09	280	310	310	310.00	20	14.16	15.5	3964.8	2.59E+07	6.17E+05
X10	135	310	243	243.09	20	14.16	15.5	1911.6	2.90E+06	2.89E+05
X11	280	310	130	130.46	20	14.16	15.5	3964.8	2.59E+07	1.74E+06
X12	150	310	130	130.46	20	14.16	15.5	2124	3.98E+06	8.47E+05
X13	430	310	130	130.46	20	14.16	15.5	6088.8	9.38E+07	2.73E+06
X14	150	310	130	130.46	20	14.16	15.5	2124	3.98E+06	8.47E+05
X15	280	310	130	130.46	20	14.16	15.5	3964.8	2.59E+07	1.74E+06
X16	135	310	243	243.09	20	14.16	15.5	1911.6	2.90E+06	2.89E+05
Direcția Y										
Mem brană	b	h _{piano}	h'	h _{eff}	t	t _{eff}	λ	A _{cls}	J	K _i
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[N/mm]
Y01	455	310	243	243.09	20	14.16	15.5	6442.8	1.11E+08	1.50E+06
Y02	280	310	130	130.46	20	14.16	15.5	3964.8	2.59E+07	1.47E+06
Y03	225	310	243	243.09	20	14.16	15.5	3186	1.34E+07	6.38E+05
Y04	440	310	310	310.00	20	14.16	15.5	6230.4	1.01E+08	1.09E+06
Y05	200	310	310	310.00	20	14.16	15.5	2832	9.44E+06	3.73E+05
Y06	440	310	310	310.00	20	14.16	15.5	6230.4	1.01E+08	1.09E+06
Y07	200	310	310	310.00	20	14.16	15.5	2832	9.44E+06	3.73E+05
Y08	455	310	243	243.09	20	14.16	15.5	6442.8	1.11E+08	1.50E+06
Y09	280	310	130	130.46	20	14.16	15.5	3964.8	2.59E+07	1.74E+06
Y10	225	310	243	243.09	20	14.16	15.5	3186	1.34E+07	6.38E+05
Notă: pentru a stabili valoare 1 s-a folosit o valoare a "caracteristicii elastice" a=0.42 identică pentru toate membranele. Pentru a simplifica lucrurile s-a ales să se considere că toate sarcinile, atât cele permanente cât și cele accidentale, acționează pe o perioadă lungă de timp. Pentru detalii consultați SI.10.2.										

Tab. 0-3: Caracteristicile membranelor

I.23.5. Analiza sarcinilor

ANALIZA SARCINILOR			
Sarcini permanente (G_k)		Sarcini variabile (Q_k)	
Tavan tip	6.50 kN/m ²	Tavan tip	2.00 kN/m ²
Tavan de acoperire	6.00 kN/m ²	Tavan de acoperire	1.30 kN/m ²
Scări	8.30 kN/m ²	Scări	4.00 kN/m ²
Balcoane	5.55 kN/m ²	Balcoane	4.00 kN/m ²
Perete+tencuială	5.00 kN/m ²	Zăpadă	1.28 kN/m ²

Tab. 0-4: Analiza sarcinilor

I.23.6. Calcularea acțiunii seismice

În calcularea acțiunii seismice se respectă indicațiile din OPCM 3274, §3 Acțiune seismică, §8 Clădiri cu structură din zidărie și §4.5.2 Analiza statică liniară. Se estimează că această clădire se află în zona 2 și stă pe un sol de fundație de categoria C. Pentru calcularea spectrului de proiectare pentru SLU se folosește factorul structural $q_0 = 2.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 2.5 \cdot 1.5 = 3.75$ după cum se sugerează în §I.22.2.

PARAMETRI PENTRU CALCULAREA ACȚIUNII SEISMICE			
Accelerare la sol	a_g	0.25	g
Caracteristica solului	S	1.25	
Perioada B	T_B	0.15	sec
Perioada C	T_C	0.50	sec
Perioada D	T_D	2.00	sec
Perioada clădirii	$T_1 = 0.05 \cdot H^{3/4}$	0.39	sec
Supra-rezistență	α_u / α_i	1.5	
Factor structural	$q_0 = 2.5 \cdot \alpha_u / \alpha_i$	3.75	
Pseudo-accelerație	$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 2.5 / q$	0.21	g
Coeficientul reductiv al acțiunii seismice pentru numărul de etaje > 3		0.85	

Tab. 0-5 Parametri pentru calcularea acțiunii seismice.

FORȚE SEISMICE ȘI ECHIVALENTE ȘI MOMENTE DE TORSIUNE							
schelă	cota z_i	greutate W_i	$z_i \cdot W_i$	Forța F_i	Moment T_{xi}	Moment T_{yi}	Tăiere V_i
	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]
Acoperiș	15.50	2525.74	39148.92	768.04	602.84	0	768.04
Et. patru	12.40	3202.71	39713.62	779.12	611.54	0	1547.17
Et. Trei	9.30	3202.71	29785.22	584.34	458.65	0	2131.51
Et. Doi	6.20	3202.71	19856.81	389.56	305.77	0	2521.07
Et. Unu	3.10	3202.71	9928.41	194.78	152.88	0	2715.85
TOTAL		15336.58	138432.97				

Tab. 0-6 Forțe seismice echivalente și momente de torsiune.

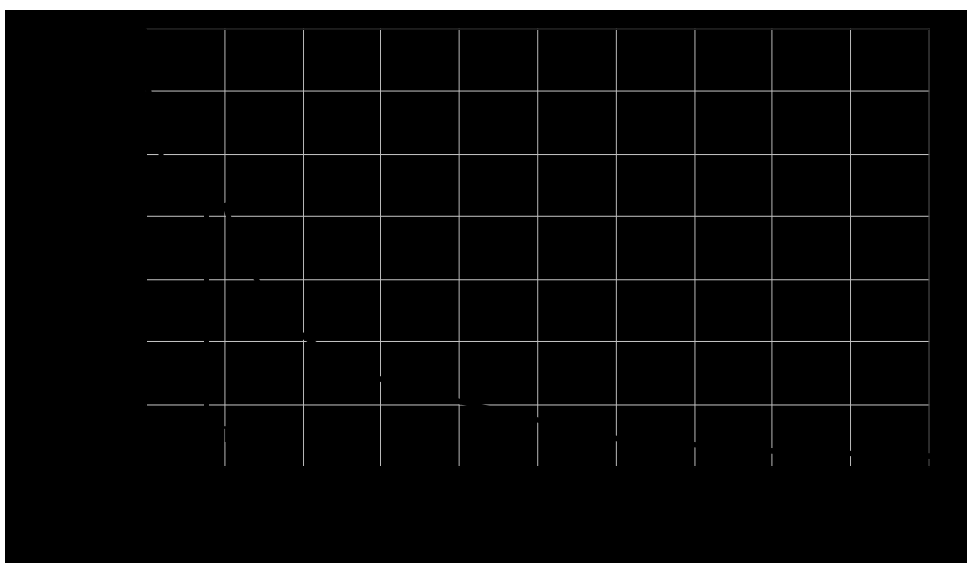


Fig. 0-2 Spectrul proiectului SLU

I.23.7. Repartizarea sarcinilor gravitaționale

Forța solicitării axiale a fiecărui perete este proporțională cu zona tavanului care îi corespunde (zona de influență) și depinde de poziția elementului structural analizat, de urzeala tavanelor și de dispunerea sarcinilor. Zonele de influență ale fiecărui perete au fost evidențiate în Fig. 0-1.

Rezultă încărcăți în special pereții ortogonali pe direcțiile tavanelor unidirecționale. Trebuie însă luată în considerare o zonă ideală de influență și pentru pereții paraleli cu tavanele. În exemplu s-a ținut cont de o fâșie cu lățimea de un metru.

Referitor la combinația SLU statică a acțiunilor verticale se face trimitere la Decretul Ministerial 09/01/1996, Partea Generală, §7. Acțiuni de calcul.

Referitor la combinația SLU seismică a acțiunilor verticale se face trimitere la Ordonanța 3274 - §3.3 Combinația acțiunii seismice cu celelalte acțiuni.

În următoarele tabele sunt prezentate solicitările axiale asupra SLU-ului specifice diferitor membrane și fiecărei schele.

REPARTIZAREA SARCINILOR GRAVITAȚIONALE (SLU static)						
Pereți în direcția X						
Membrană	A _{influență} [mq]	N _{sd} [kN]				
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]	Etajul II [h=6.20m]	Etajul III [h=9.30m]	Etajul IV [h=12.40m]
X01	1.69	475.24	368.69	262.15	155.60	49.06
X02	5.15	744.68	586.86	429.03	271.21	113.39
X03	1.45	282.44	225.83	169.23	112.62	56.02
X04	1.45	282.44	225.83	169.23	112.62	56.02
X05	5.15	744.68	586.86	429.03	271.21	113.39
X06	1.69	475.24	368.69	262.15	155.60	49.06
X07	1.23	165.76	131.16	96.55	61.95	27.35
X08	1.23	165.76	131.16	96.55	61.95	27.35
X09	14.63	1182.98	945.19	707.41	469.63	231.84
X10	1.20	218.59	174.77	130.96	87.14	43.33
X11	10.81	953.42	761.86	570.29	378.73	187.17
X12	1.60	258.90	206.99	155.08	103.17	51.26
X13	13.15	1256.79	1004.36	751.94	499.51	247.09
X14	1.60	258.90	206.99	155.08	103.17	51.26
X15	10.81	953.42	761.86	570.29	378.73	187.17
X16	1.20	218.59	174.77	130.96	87.14	43.33
Pareti in direzione Y						
Setto	A _{influenza} [mq]	N _{sd} [kN]				
		Terra [h=0.00m]	Primo [h=3.10m]	Secondo [h=6.20m]	Terzo [h=9.30m]	Quarto [h=12.40m]
Y01	10.91	1149.30	918.55	687.81	457.06	226.32
Y02	9.60	880.70	703.78	526.86	349.94	173.02
Y03	5.39	568.03	453.99	339.94	225.90	111.86
Y04	18.60	1828.09	1449.30	1070.51	691.72	312.93
Y05	6.90	631.65	504.76	377.87	250.98	124.09
Y06	18.60	1828.09	1449.30	1070.51	691.72	312.93
Y07	6.90	631.65	504.76	377.87	250.98	124.09
Y08	10.91	1149.30	918.55	687.81	457.06	226.32
Y09	9.60	880.70	703.78	526.86	349.94	173.02
Y10	5.39	568.03	453.99	339.94	225.90	111.86

Tab. 0-7: Repartizarea sarcinilor gravitationale in combinatia SLU statica.

Esempio: setto Y02

Area di influenza: 9.60 mq;

Nsd slu statica: Nsd dei piani superiori+Nsd di piano+ Peso proprio della parete =
 $703.78 + (1.4 \times 6.50 + 1.5 \times 2.00) \times 9.60 + 1.4 \times 5.00 \times 3.10 \times 2.80 = 880.7 \text{ kN}$.

REPARTIZAREA SARCINILOR GRAVITAȚIONALE (SLU seismică)						
Pereți în direcția X						
Membrană	A _{influență} [mq]	N _{sd} [kN]				
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]	Etajul II [h=6.20m]	Etajul III [h=9.30m]	Etajul IV [h=12.40m]
X01	1.69	270.26	210.68	151.11	91.53	31.96
X02	3.15	447.35	353.41	259.47	165.53	71.59
X03	1.45	189.45	151.43	113.41	75.39	37.36
X04	1.45	189.45	151.43	113.41	75.39	37.36
X05	3.15	447.35	353.41	259.47	165.53	71.59
X06	1.69	270.26	210.68	151.11	91.53	31.96
X07	1.23	99.87	79.23	58.58	37.94	17.30
X08	1.23	99.87	79.23	58.58	37.94	17.30
X09	14.63	720.96	575.44	429.93	284.41	138.89
X10	1.20	145.96	116.66	87.36	58.06	28.76
X11	2.69	589.37	470.52	351.66	232.81	113.96
X12	1.60	171.37	136.95	102.53	68.11	33.69
X13	3.90	786.23	627.79	469.35	310.92	152.48
X14	1.60	171.37	136.95	102.53	68.11	33.69
X15	2.69	589.37	470.52	351.66	232.81	113.96
X16	1.20	145.96	116.66	87.36	58.06	28.76
Pereți în direcția Y						
Membrană	A _{influență} [mq]	N _{sd} [kN]				
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]	Etajul II [h=6.20m]	Etajul III [h=9.30m]	Etajul IV [h=12.40m]
Y01	10.91	728.44	581.77	435.09	288.41	141.74
Y02	9.60	547.69	437.28	326.88	216.47	106.06
Y03	5.39	360.04	287.55	215.05	142.55	70.06
Y04	18.60	1089.38	864.43	639.47	414.52	189.57
Y05	6.90	392.68	313.52	234.36	155.20	76.04
Y06	18.60	1089.38	864.43	639.47	414.52	189.57
Y07	6.90	392.68	313.52	234.36	155.20	76.04
Y08	10.91	728.44	581.77	435.09	288.41	141.74
Y09	9.60	547.69	437.28	326.88	216.47	106.06
Y10	5.39	360.04	287.55	215.05	142.55	70.06

Tab. 0-8: Repartizarea sarcinilor gravitaționale în combinația SLU seismică.

Exemplu: membrana Y02
Zona de influență: 9.60 mq
Nsd slu seismică: Nsd-ul etajelor superioare+Nsd-ul etajului + Greutatea specifică peretelui =
 $437.28+(1 \times 6.50+0.8 \times 0.3 \times 2.00) \times 9.60+1 \times 5.00 \times 3.10 \times 2.80=547.69$ kN.

I.23.8. Repartizarea acțiunilor seismice

Repartizarea forțelor seismice de tăiere se face prin studierea a două sisteme plane independente în cele două direcții principale ale structurii, urmând a lua în considerare efectele torsionale accidentale prin factorul δ .

În tabelele de mai jos sunt prezentate forțele seismice echivalente și tăieturile care acționează în planul fiecărei membrane, repartizate proporțional cu rigiditatea lor și amplificate deja de coeficientul δ .

REPARTIZAREA FORȚELOR CAUZATE DE SEISM (forțe pentru fiecare etaj)						
Pereți în direcția X						
Memb rană	δ	F_{sd} [kN]				
		Etajul I	Etajul II	Etajul II	Etajul IV	Etajul V
		[h=3.10m]	[h=6.20m]	[h=9.30m]	[h=12.40m]	[h=15.50m]
X01	1.30	5.02	10.05	15.07	20.10	19.81
X02	1.30	18.49	36.98	55.47	73.97	72.91
X03	1.30	9.64	19.28	28.92	38.56	38.01
X04	1.30	9.64	19.28	28.92	38.56	38.01
X05	1.30	18.49	36.98	55.47	73.97	72.91
X06	1.30	5.02	10.05	15.07	20.10	19.81
X07	1.01	0.48	0.96	1.45	1.93	1.90
X08	1.01	0.48	0.96	1.45	1.93	1.90
X09	1.11	10.94	21.87	32.81	43.75	43.12
X10	1.30	6.25	12.49	18.74	24.98	24.63
X11	1.30	35.44	70.89	106.33	141.78	139.76
X12	1.30	17.52	35.05	52.57	70.10	69.10
X13	1.30	55.51	111.01	166.52	222.03	218.87
X14	1.30	17.52	35.05	52.57	70.10	69.10
X15	1.30	35.44	70.89	106.33	141.78	139.76
X16	1.30	6.25	12.49	18.74	24.98	24.63
Pereți în direcția Y						
Memb rana	δ	F_{sd} [kN]				
		Etajul I	Etajul II	Etajul II	Etajul IV	Etajul V
		[h=3.10m]	[h=6.20m]	[h=9.30m]	[h=12.40m]	[h=15.50m]
Y01	1.30	35.05	70.10	105.15	140.43	138.42
Y02	1.30	40.62	81.23	121.85	162.72	160.40
Y03	1.30	15.27	30.54	45.81	61.17	60.30
Y04	1.04	20.68	41.35	62.03	82.72	81.54
Y05	1.04	7.33	14.65	21.98	29.31	28.89
Y06	1.04	20.71	41.42	62.13	82.82	81.64
Y07	1.04	7.34	14.67	22.01	29.34	28.93
Y08	1.30	35.50	70.99	106.49	141.76	139.75
Y09	1.30	41.13	82.26	123.40	164.27	161.95
Y10	1.30	15.46	30.93	46.39	61.76	60.88

Exemplu: Membrana Y02

Forța seismică la prima schelă: 194.78 kN

Rigiditatea flexională a membranei: $12 \times E \times 2.59E+07 / 130^3 = 43.7E+06 \text{ kN/m}$

Rigiditatea la tăiere a membranei: $5/6 \times G^* \times 3964.8 / 130 = 1.52E+06 \text{ kN/m}$

Rigiditatea totală a membranei: $(43.7E+06 \times 1.52E+06) / (43.7E+06 + 1.52E+06) = 1.47E+06 \text{ kN/m}$

Rigiditatea totală a clădirii de-a lungul y: $9.10E+06 \text{ kN/m}$

Rigiditatea torsională a planului: $801E+06 \text{ kNm}$

Excentricitate între CM și CR în direcția orizontală: $e_x = 0.00 \text{ m}$

Factor δ : $1 + 0.6 \times 11/22 = 1.30$;

Forța seismică a membranei: $\left[\frac{1.47}{9.10} \times 194.78 + \frac{1.47 \cdot (-11.05)}{801.00} \times (194.78 \times 0.0) \right] \times 1.30 = 40.62 \text{ kN}$

ISO / span

ISO / span

REPARTIZAREA TĂIETURII CAUZATĂ DE SEISM (forțe însumate la fiecare etaj)						
Pereți în direcția X						
Memb rană	δ	V_{sd} [kN]				
		Etajul I	Etajul II	Etajul II	Etajul IV	Etajul V
		[h=3.10m]	[h=6.20m]	[h=9.30m]	[h=12.40m]	[h=15.50m]
X01	1.30	70.06	65.03	54.99	39.91	19.81
X02	1.30	257.83	239.34	202.35	146.88	72.91
X03	1.30	134.42	124.78	105.50	76.58	38.01
X04	1.30	134.42	124.78	105.50	76.58	38.01
X05	1.30	257.83	239.34	202.35	146.88	72.91
X06	1.30	70.06	65.03	54.99	39.91	19.81
X07	1.01	6.72	6.24	5.27	3.83	1.90
X08	1.01	6.72	6.24	5.27	3.83	1.90
X09	1.11	152.49	141.55	119.68	86.87	43.12
X10	1.30	87.08	80.83	68.34	49.61	24.63
X11	1.30	494.20	458.76	387.87	281.54	139.76
X12	1.30	244.34	226.82	191.77	139.20	69.10
X13	1.30	773.94	718.43	607.42	440.90	218.87
X14	1.30	244.34	226.82	191.77	139.20	69.10
X15	1.30	494.20	458.76	387.87	281.54	139.76
X16	1.30	87.08	80.83	68.34	49.61	24.63
Pereți în direcția Y						
Memb rană	δ	V_{sd} [kN]				
		Etajul I	Etajul II	Etajul II	Etajul IV	Etajul V
		[h=3.10m]	[h=6.20m]	[h=9.30m]	[h=12.40m]	[h=15.50m]
Y01	1.30	489.15	454.10	383.99	278.84	138.42
Y02	1.30	566.82	526.20	444.97	323.12	160.40
Y03	1.30	213.09	197.82	167.28	121.47	60.30
Y04	1.04	288.31	267.64	226.29	164.26	81.54
Y05	1.04	102.15	94.82	80.17	58.20	28.89
Y06	1.04	288.71	268.01	226.59	164.46	81.64
Y07	1.04	102.29	94.95	80.28	58.27	28.93
Y08	1.30	494.49	458.99	388.00	281.52	139.75
Y09	1.30	573.01	531.88	449.62	326.22	161.95
Y10	1.30	215.42	199.95	169.03	122.64	60.88

Tab. 0-9: repartizarea tăieturii cauzată de sistem.

Exemplu: Membrana: Y02

Tăietură seismică la baza membranei: $40.62+81.23+121.85+162.72+160.40=566.82$ kN;**I.23.9. Acțiuni seismice în afara planului**

În tabelul următor sunt prezentate forțele seismice echivalente care acționează ortogonal pe planul peretelui.

EFECTUL FORȚELOR SEISMICE ORTOGONALE						
Pereți în direcția X						
Memb rană	W _a [kN]	F _a [kN]				
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]	Etajul II [h=6.20m]	Etajul III [h=9.30m]	Etajul IV [h=12.40m]
X01	20.93	5.60	6.92	8.23	9.55	10.86
X02	37.98	10.16	12.55	14.94	17.33	19.71
X03	27.90	7.47	9.22	10.97	12.73	14.48
X04	27.90	7.47	9.22	10.97	12.73	14.48
X05	37.98	10.16	12.55	14.94	17.33	19.71
X06	20.93	5.60	6.92	8.23	9.55	10.86
X07	9.30	2.49	3.07	3.66	4.24	4.83
X08	9.30	2.49	3.07	3.66	4.24	4.83
X09	43.40	11.62	14.34	17.07	19.80	22.53
X10	20.93	5.60	6.92	8.23	9.55	10.86
X11	43.40	11.62	14.34	17.07	19.80	22.53
X12	23.25	6.22	7.68	9.15	10.61	12.07
X13	66.65	17.84	22.03	26.22	30.41	34.60
X14	23.25	6.22	7.68	9.15	10.61	12.07
X15	43.40	11.62	14.34	17.07	19.80	22.53
X16	20.93	5.60	6.92	8.23	9.55	10.86
Pereți în direcția Y						
Memb rană	W _a [kN]	F _a [kN]				
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]	Etajul II [h=6.20m]	Etajul III [h=9.30m]	Etajul IV [h=12.40m]
Y01	70.53	18.87	23.31	27.74	32.18	36.61
Y02	43.40	11.62	14.34	17.07	19.80	22.53
Y03	34.88	9.33	11.53	13.72	15.91	18.10
Y04	68.20	18.25	22.54	26.83	31.11	35.40
Y05	31.00	8.30	10.25	12.19	14.14	16.09
Y06	68.20	18.25	22.54	26.83	31.11	35.40
Y07	31.00	8.30	10.25	12.19	14.14	16.09
Y08	70.53	18.87	23.31	27.74	32.18	36.61
Y09	43.40	11.62	14.34	17.07	19.80	22.53
Y10	34.88	9.33	11.53	13.72	15.91	18.10

Tab. 0-10 Repartizarea forțelor cauzate de seism care acționează pe perete, în afara planului.

Exemplu: membrana Y02

Coefficient seismic S_a la parter:

$$0.25 \times 1.25 \times (3 \times (1 + 1.55/15.5)) / (1 + (1 - (3.10/15.5)^{3/4})^2 - 0.5) = 0.54$$

Forța seismică în afara planului la parter: $5.00 \times 3.10 \times 2.80 \times 0.54 \times 1/2 = 11.62 \text{ kN}$

I.23.10. Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice

Verificările la presoflexiune ale peretelui s-au desfășurat conform explicațiilor de la §1.10. acestea trebuie efectuate pentru toate membranele și la toate etajele. Pentru a simplifica lucrurile în tabelele de mai jos sunt prezentate doar verificările statice la presoflexiune pentru secțiunea de vârf și cea mediană (critică), ale membranelor de la parter.

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE											
Secțiunea de vârf											
Pereți în direcția X											
Memb rană	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	0.00	2.58	0.00	0.77	0.00	0.71	1.00	445.94	1817	0.25	OK
X02	0.00	2.50	0.00	0.75	0.00	0.72	1.00	691.52	3343	0.21	OK
X03	0.00	2.24	0.00	0.67	0.00	0.75	1.00	243.38	2559	0.10	OK
X04	0.00	2.24	0.00	0.67	0.00	0.75	1.00	243.38	2559	0.10	OK
X05	0.00	2.50	0.00	0.75	0.00	0.72	1.00	691.52	3343	0.21	OK
X06	0.00	2.58	0.00	0.77	0.00	0.71	1.00	445.94	1817	0.25	OK
X07	0.00	2.47	0.00	0.74	0.00	0.72	1.00	152.74	819	0.19	OK
X08	0.00	2.47	0.00	0.74	0.00	0.72	1.00	152.74	819	0.19	OK
X09	0.00	2.53	0.00	0.76	0.00	0.71	1.00	1122.22	3768	0.30	OK
X10	0.00	2.26	0.00	0.68	0.00	0.75	1.00	189.29	1919	0.10	OK
X11	0.00	2.49	0.00	0.75	0.00	0.75	1.00	892.66	3980	0.22	OK
X12	0.00	2.29	0.00	0.69	0.00	0.74	1.00	226.35	2104	0.11	OK
X13	0.00	2.46	0.00	0.74	0.00	0.75	1.00	1163.48	6113	0.19	OK
X14	0.00	2.29	0.00	0.69	0.00	0.74	1.00	226.35	2104	0.11	OK
X15	0.00	2.49	0.00	0.75	0.00	0.75	1.00	892.66	3980	0.22	OK
X16	0.00	2.26	0.00	0.68	0.00	0.75	1.00	189.29	1919	0.10	OK
Pereți în direcția Y											
Memb rană	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	0.00	2.42	0.00	0.73	0.00	0.72	1.00	1050.57	6209	0.17	OK
Y02	0.00	2.47	0.00	0.74	0.00	0.71	1.00	819.94	3768	0.22	OK
Y03	0.00	2.42	0.00	0.73	0.00	0.72	1.00	519.21	3070	0.17	OK
Y04	0.00	2.55	0.00	0.76	0.00	0.71	1.00	1732.61	5921	0.29	OK
Y05	0.00	2.47	0.00	0.74	0.00	0.71	1.00	588.25	2691	0.22	OK
Y06	0.00	2.55	0.00	0.76	0.00	0.71	1.00	1732.61	5921	0.29	OK
Y07	0.00	2.47	0.00	0.74	0.00	0.71	1.00	588.25	2691	0.22	OK
Y08	0.00	2.42	0.00	0.73	0.00	0.72	1.00	1050.57	6209	0.17	OK
Y09	0.00	2.47	0.00	0.74	0.00	0.72	1.00	819.94	3821	0.21	OK
Y10	0.00	2.42	0.00	0.73	0.00	0.72	1.00	519.21	3070	0.17	OK

Tab. 0-11 Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice în secțiunea de varf

Exemplu: Membrana: Y02

Procentul de armătură mecanică $\omega=11.76\%$

Suplețe λ : 0;

Excentricitatea cauzată de sarcinile verticale e_{upper} : $20/6 \times 116.16/819.94=0.47$ cm;

Excentricități accidentale e_a : $20/30=0.67$ cm < 2cm;

Excentricitate transversală e_T : $0.47+2=2.47$ cm;

Coeficient de excentricitate transversală m_T ; $6 \times 2.47/20=0.74$;

Coeficient $\phi_T=0.71$

Excentricitate longitudinală e_L : 0 cm;

Coeficient de excentricitate longitudinală m_L ; 0;

Coeficient $\phi_L=1.00$

Sarcină de rezistență la comprimare N_{rd} : $1895 \times 2.80 \times 0.71 \times 1 = 3768$ kN

Verificare: $N_{sd}/N_{rd}=819.94/3768=0.22 < 1$.

ISO / span

ISO / span

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE											
Secțiunea critică											
Pereți în direcția X											
Mem brană	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	23.92	2.40	0.00	0.72	0.00	0.35	1.00	460.59	896	0.51	OK
X02	23.92	2.37	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	718.10	1625	0.44	OK
X03	23.92	2.28	0.00	0.68	0.00	0.36	1.00	262.91	1228	0.21	OK
X04	23.92	2.28	0.00	0.68	0.00	0.36	1.00	262.91	1228	0.21	OK
X05	23.92	2.37	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	718.10	1625	0.44	OK
X06	23.92	2.40	0.00	0.72	0.00	0.35	1.00	460.59	896	0.51	OK
X07	23.92	2.35	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	159.25	398	0.40	OK
X08	23.92	2.35	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	159.25	398	0.40	OK
X09	23.92	2.36	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	1152.60	1857	0.62	OK
X10	23.92	2.29	0.00	0.69	0.00	0.36	1.00	203.94	921	0.22	OK
X11	23.92	2.35	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	923.04	1857	0.50	OK
X12	23.92	2.30	0.00	0.69	0.00	0.36	1.00	248.63	1023	0.24	OK
X13	23.92	2.34	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	1210.13	2853	0.42	OK
X14	23.92	2.30	0.00	0.69	0.00	0.36	1.00	248.63	1023	0.24	OK
X15	23.92	2.35	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	923.04	1857	0.50	OK
X16	23.92	2.29	0.00	0.69	0.00	0.36	1.00	203.94	921	0.22	OK
Pereți în direcția Y											
Mem brană	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	23.92	2.33	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	1099.93	3018	0.36	OK
Y02	23.92	2.34	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	850.32	1857	0.46	OK
Y03	23.92	2.33	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	543.62	1493	0.36	OK
Y04	23.92	2.37	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	1780.35	2919	0.61	OK
Y05	23.92	2.34	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	609.95	1327	0.46	OK
Y06	23.92	2.37	0.00	0.71	0.00	0.35	1.00	1780.35	2919	0.61	OK
Y07	23.92	2.34	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	609.95	1327	0.46	OK
Y08	23.92	2.33	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	1099.93	3018	0.36	OK
Y09	23.92	2.34	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	850.32	1857	0.46	OK
Y10	23.92	2.33	0.00	0.70	0.00	0.35	1.00	543.62	1493	0.36	OK

Tab. 0-12 Verificare la presoflexiune secțiunea critică pentru combinațiile de sarcină statică.

Exemplu: membrană Y02

Procentul de armătură mecanic $\omega=11.76\%$ Suplețe: $310/20/0.648=23.92$;Excentricitatea cauzată de sarcinile verticale $e_{upper}: 0.6 \times 20/6 \times 146.54/850.32=0.34$ cm;Excentricitatea accidentală $e_a: 20/30=0.67$ cm < 2cm;Excentricitatea transversală $e_T: 0.34+2=2.34$ cm;Coeficient de excentricitate transversală $m_T: 6 \times 2.34/20=0.70$;Coeficient $\phi_T=0.35$ Excentricitate longitudinală $e_L: 0$ cm;

Coeficient de excentricitate longitudinală m_L : 0;
Coeficient $\phi_L=1.00$
Sarcină de rezistență la comprimare N_{rd} : $1895 \times 2.8 \times 0.35 \times 1 = 1857$ kN;
Verificare: $N_{sd}/N_{rd}=850.32/1857=0.46 < 1$.

I.23.11. Verificare la presoflexiune pentru combinațiile de sarcini seismice

Verificările la presoflexiune ale peretelui s-au desfășurat în acord cu indicațiile din ȘI.10. Verificarea la presoflexiune trebuie efectuată pentru toate membranele și la toate etajele. Pentru a simplifica lucrurile în următoarele tabele sunt prezentate doar verificările statice la presoflexiune, pentru secțiunea de vârf și cea mediană a membranelor de la parter.

Pentru secțiunile de vârf sunt luate în considerare acțiunile de tăiere în planul peretelui, în timp ce pentru secțiunea mediană sunt luate în considerare efectele ortogonale cu planul peretelui.

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE (acțiune seismică în plan)											
Secțiunea de vârf											
Pereți în direcția X											
Mem bran a	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	0.00	2.52	38.89	0.76	1.73	0.71	0.64	249.33	1163	0.21	OK
X02	0.00	2.46	64.22	0.74	1.57	0.73	0.48	409.38	1627	0.25	OK
X03	0.00	2.21	102.52	0.66	3.42	0.76	0.31	161.55	804	0.20	OK
X04	0.00	2.21	102.52	0.66	3.42	0.76	0.31	161.55	804	0.20	OK
X05	0.00	2.46	64.22	0.74	1.57	0.73	0.48	409.38	1627	0.25	OK
X06	0.00	2.52	38.89	0.76	1.73	0.71	0.64	249.33	1163	0.21	OK
X07	0.00	2.42	11.50	0.73	1.15	0.72	0.74	90.57	606	0.15	OK
X08	0.00	2.42	11.50	0.73	1.15	0.72	0.74	90.57	606	0.15	OK
X09	0.00	2.50	34.88	0.75	0.75	0.71	0.75	677.56	2826	0.24	OK
X10	0.00	2.22	84.65	0.67	3.76	0.75	0.34	125.04	652	0.19	OK
X11	0.00	2.46	59.05	0.74	1.27	0.75	0.29	545.97	1154	0.47	OK
X12	0.00	2.25	107.61	0.68	4.30	0.74	0.32	148.12	673	0.22	OK
X13	0.00	2.43	70.16	0.73	0.98	0.75	0.28	719.58	1712	0.42	OK
X14	0.00	2.25	107.61	0.68	4.30	0.75	0.32	148.12	682	0.22	OK
X15	0.00	2.46	59.05	0.74	1.27	0.75	0.29	545.97	1154	0.47	OK
X16	0.00	2.22	84.65	0.67	3.76	0.75	0.34	125.04	652	0.19	OK
Pereți în direcția Y											
Mem bran a	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	0.00	2.39	91.36	0.72	1.20	0.73	0.53	657.92	3337	0.20	OK
Y02	0.00	2.44	74.12	0.73	1.59	0.72	0.60	504.29	2293	0.22	OK
Y03	0.00	2.39	80.53	0.72	2.15	0.73	0.55	325.17	1712	0.19	OK
Y04	0.00	2.51	43.82	0.75	0.60	0.71	0.76	1021.18	4500	0.23	OK
Y05	0.00	2.44	43.84	0.73	1.32	0.72	0.72	361.68	1965	0.18	OK
Y06	0.00	2.51	43.82	0.75	0.60	0.71	0.76	1021.18	4500	0.23	OK
Y07	0.00	2.44	43.84	0.73	1.32	0.72	0.72	361.68	1965	0.18	OK
Y08	0.00	2.39	91.35	0.72	1.20	0.73	0.53	657.92	3337	0.20	OK
Y09	0.00	2.44	74.12	0.73	1.59	0.72	0.60	504.29	2293	0.22	OK
Y10	0.00	2.39	80.52	0.72	2.15	0.72	0.55	325.17	1689	0.19	OK

Tab. 0-13 Verificare la presoflexiune a secțiunii de vârf în combinație seismică.

Exemplu: membrana Y02Suplețe: $\lambda=0$ Excentricitate datorată sarcinilor verticale e_{upper} : $20/6 \times 67.01/504.29=0.44$ cm;Excentricități accidentale e_a : $20/30=0.67$ cm < 2cm;Excentricitate transversală e_T : $0.44+2=2.44$ cm;Coeficient de excentricitate transversală m_T : $6 \times 2.44/20=0.73$;Coeficient $\phi_T=0.72$ Excentricitate longitudinală e_L : $573.04 \times 130.46/2/504.29=74.12$ cm;Coeficient de excentricitate longitudinală m_L : $6 \times 74.12/280=1.59$;

Coeficient $\phi_L=0.60$

Sarcină de rezistență la comprimare: $1895 \times 2.8 \times 0.72 \times 0.60 = 2293 \text{ kN}$;

Verificare: $N_{sd}/N_{rd}=504.29/2293=0.22<1$.

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE (acțiune seismică în afara planului)											
Secțiunea mediană											
Pereți în direcția X											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	23.92	4.05	0.00	1.21	0.00	0.20	1.00	259.79	512	0.51	OK
X02	23.92	4.19	0.00	1.26	0.00	0.19	1.00	428.36	882	0.49	OK
X03	23.92	5.57	0.00	1.67	0.00	0.12	1.00	175.50	409	0.43	OK
X04	23.92	5.57	0.00	1.67	0.00	0.12	1.00	175.50	409	0.43	OK
X05	23.92	4.19	0.00	1.26	0.00	0.19	1.00	428.36	882	0.49	OK
X06	23.92	4.05	0.00	1.21	0.00	0.20	1.00	259.79	512	0.51	OK
X07	23.92	4.36	0.00	1.31	0.00	0.18	1.00	95.22	205	0.47	OK
X08	23.92	4.36	0.00	1.31	0.00	0.18	1.00	95.22	205	0.47	OK
X09	23.92	3.64	0.00	1.09	0.00	0.23	1.00	699.26	1221	0.57	OK
X10	23.92	5.48	0.00	1.64	0.00	0.13	1.00	135.50	333	0.41	OK
X11	23.92	3.93	0.00	1.18	0.00	0.21	1.00	567.67	1114	0.51	OK
X12	23.92	5.24	0.00	1.57	0.00	0.14	1.00	163.18	398	0.41	OK
X13	23.92	4.17	0.00	1.25	0.00	0.19	1.00	752.90	1549	0.49	OK
X14	23.92	5.24	0.00	1.57	0.00	0.14	1.00	163.18	398	0.41	OK
X15	23.92	3.93	0.00	1.18	0.00	0.21	1.00	567.67	1114	0.51	OK
X16	23.92	5.48	0.00	1.64	0.00	0.13	1.00	135.50	333	0.41	OK
Pereți în direcția Y											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	23.92	4.43	0.00	1.33	0.00	0.18	1.00	693.18	1552	0.45	OK
Y02	23.92	4.05	0.00	1.21	0.00	0.20	1.00	525.99	1061	0.50	OK
Y03	23.92	4.43	0.00	1.33	0.00	0.18	1.00	342.61	768	0.45	OK
Y04	23.92	3.70	0.00	1.11	0.00	0.22	1.00	1055.28	1835	0.58	OK
Y05	23.92	4.04	0.00	1.21	0.00	0.20	1.00	377.18	758	0.50	OK
Y06	23.92	3.70	0.00	1.11	0.00	0.22	1.00	1055.28	1835	0.58	OK
Y07	23.92	4.04	0.00	1.21	0.00	0.20	1.00	377.18	758	0.50	OK
Y08	23.92	4.43	0.00	1.33	0.00	0.18	1.00	693.18	1552	0.45	OK
Y09	23.92	4.05	0.00	1.21	0.00	0.20	1.00	525.99	1061	0.50	OK
Y10	23.92	4.43	0.00	1.33	0.00	0.18	1.00	342.61	768	0.45	OK

Tab. 0-14 Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini seismice, pentru secțiunea mediană.

Exemplu: membrana Y02

Suplețe λ : $310/20/0.648=23.92$;

Excentricitate datorată sarcinilor verticale e_{upper} : $0.6 \times 20/6 \times 88.71/525.99=0.34 \text{ cm}$;

Excentricitate accidentală e_a : $20/30=0.67 \text{ cm}<2\text{cm}$;

Excentricitate datorată sarcinilor orizontale din afara planului e_h : $11.62 \times 310/4/525.99=1.71 \text{ cm}$;

Excentricitate transversală e_T : $0.34+2+1.71=4.05 \text{ cm}$;

Coeficient de excentricitate transversală m_T ; $6 \times 4.05 / 20 = 1.21$; Coeficient $\phi_T = 0.20$ Excentricitate longitudinală e_L : 0 cm; Coeficient de excentricitate longitudinală m_L ; 0; Coeficient $\phi_L = 1$ Sarcină de rezistență la comprimare: $1895 \times 2.8 \times 0.20 \times 1 = 1061 \text{ kN}$; Verificare: $N_{sd} / N_{rd} = 525.99 / 1061 = 0.50 < 1$.
--

I.23.12. Verificare prin tăiere

Verificările peretelui prin tăiere s-au desfășurat conform indicațiilor din §I.11. În tabelul Tab. 0-2 s-a calculat rezistența unitară la tăiere a pereților.

Întrucât, spre deosebire de zidăria tradițională, rezistența la tăiere a peretelui nu depinde de nivelul forței normale care acționează asupra acestuia, pereții cei mai solicitați sunt cei de la parter. În tabelele de mai jos sunt prezentate doar verificările seismice la tăiere pentru membranele de la parter.

VERIFICARE LA TĂIERE						
Pereți în direcția X						
Membrană	b	V_{sd}	V_{sd}	V_{rd}	V_{sd}/V_{rd}	Verificare
	[cm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
X01	135	70.06	51.9	137.0	0.38	OK
X02	245	257.83	105.2	137.0	0.77	OK
X03	180	134.42	74.7	137.0	0.55	OK
X04	180	134.42	74.7	137.0	0.55	OK
X05	245	257.83	105.2	137.0	0.77	OK
X06	135	70.06	51.9	137.0	0.38	OK
X07	60	6.72	11.2	137.0	0.08	OK
X08	60	6.72	11.2	137.0	0.08	OK
X09	280	152.49	54.5	137.0	0.40	OK
X10	135	87.08	64.5	137.0	0.47	OK
X11	280	494.20	176.5	137.0	1.29	NO
X12	150	244.34	162.9	137.0	1.19	NO
X13	430	773.94	180.0	137.0	1.31	NO
X14	150	244.34	162.9	137.0	1.19	NO
X15	280	494.20	176.5	137.0	1.29	NO
X16	135	87.08	64.5	137.0	0.47	OK
Pereți în direcția Y						
Membrană	b	V_{sd}	V_{sd}	V_{rd}	V_{sd}/V_{rd}	Verificare
	[cm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
Y01	455	489.15	107.5	137.0	0.78	OK
Y02	280	566.82	202.4	137.0	1.48	NO
Y03	225	213.09	94.7	137.0	0.69	OK
Y04	440	288.31	65.5	137.0	0.48	OK
Y05	200	102.15	51.1	137.0	0.37	OK
Y06	440	288.71	65.6	137.0	0.48	OK
Y07	200	102.29	51.1	137.0	0.37	OK
Y08	455	494.49	108.7	137.0	0.79	OK
Y09	280	573.01	204.6	137.0	1.49	NO
Y10	225	215.42	95.7	137.0	0.70	OK

Tab. 0-15 Verificare seismică prin tăiere.

Exemplu: membrană: Y02

Solicitare de tăiere: $V_{sd} = 566.82$ kN

Lungimea peretelui: $b = 2.80$ m

Solicitare de tăiere distribuită: $V_{sd} = 566.82 / 2.80 = 202.4$ kN/m

Rezistență de tăiere distribuită: $V_{rd} = 137.0$ kN/m

Verificare: $V_{sd}/V_{rd} = 202.4/137.0 = 1.48 > 1$

În această membrană și în altele, verificarea nu a avut un rezultat pozitiv întrucât rezistența la tăiere la membranei a fost depășită. Se pot însă găsi ulterioare rezerve de rezistență printr-o distribuie a solicitărilor între membrane, ținând cont de flexibilitatea membranei acestora în câmpul post-elastic. Trebuie însă să se țină cont de faptul că este vorba despre o clădire destul de înaltă și că este așadar la limita fezabilității tehnice a tehnologiei constructive analizate.

I.23.13. Modelare numerică

Amintind precizările făcute la punctul §I.7.3, pentru a valida rezultatele de solicitare obținute pe cale analitică, clădirea a fost modelată numeric folosind un program de calcul automat.

s-au realizat două modele diferite de clădire:

- *model pentru elementele finite (modelul EF):* în care s-au folosit pentru modelarea peretilor elemente plane "shell", dotate cu o rigiditate a membranei dar și flexională, în schimb cadrele interne ale clădirii au fost modelate cu grinzi monodimensionale (beam). Elementele "shell" au o grosime egală cu cea eficientă $t_{eff}=14.16$ cm iar materialul din care sunt realizate are un modul elastic $E=31220$ MPa egal cu cel al betonului C25/30 și un modul de tăiere $G^*=6000$ MPa;
- *model cu cadru:* în care pereții au fost reprezentați cu un cadru echivalent folosind și pentru aceștia grinzi monodimensionale (beam) cu lățimea egală cu cea a membranei reprezentate, cu grosimea egală cu cea eficientă $t_{eff}=14.16$ cm, iar materialul din care sunt realizate are aceleași caracteristici ca pentru elementele "shell" utilizate pentru modelul descris anterior. Zonele rigide de conectare între stalpii peretilor și fasiile planului au fost simulate folosind elemente extrem de rigide.

În ambele modele s-a estimat un plan rigid la toate nivelele tavanului și ale nodurilor incastrate la bază pe fundație.

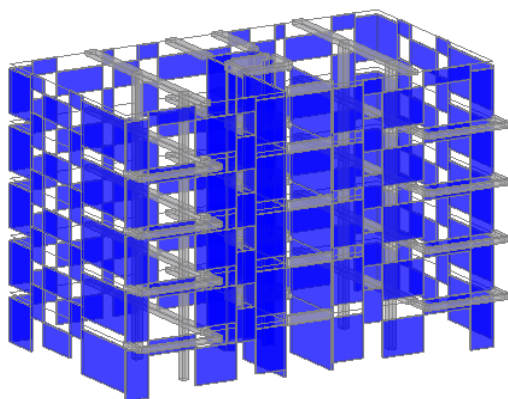


Fig. 0-3: Model cu cadru

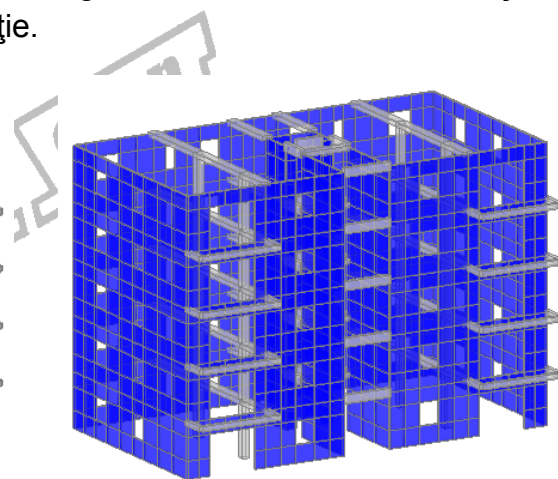


Fig. 0-4: Model EF

Pentru a obține în mod automat descărcările verticale pe fiecare membrană, în cele două modele numerice au fost introduse sarcinile gravitaționale definite în §I.23.2.

Aceste sarcini gravitaționale au fost modificate apoi în mase pentru a putea efectua analiza modală asociată spectrului de răspuns al proiectului. Masele planului au fost concentrate în baricentrul acestuia, fiindu-i acordate

proprietățile masei tradiționale dar și cele ale masei inerte de rotație. Ca alternativă masele puteau fi distribuite pe diferite noduri folosite pentru modelarea planului.

În continuare sunt prezentate procentele de masă solicitate pentru fiecare modalitate de vibrație în cele două modele numerice. În tabele au fost evidențiate principalele moduri de vibrație de transfer și de rotație, adică cele care mută cea mai mare parte a masei. Se amintește că normativele sugerează să fie luate în considerare toate modalitățile de vibrație ale clădirii cu masa participantă mai mare de 5%, sau un număr de modalități a căror masă totală participantă este mai mare de 85%.

MODEL CU CADRU, PARTICIPATIA MODALA A MASELOR							
Modalitate nr.	Perioadă [sec]	Transfer-X		Transfer-Y		Rotativ-Z	
		Masa[%]	Suma[%]	Masa[%]	Suma[%]	Masa[%]	Suma[%]
1	0.19	71.71	71.71	0.20	0.20	9.08	9.08
2	0.19	0.19	71.89	77.23	77.43	0.02	9.10
3	0.11	11.02	82.92	0.00	77.43	72.99	82.09
4	0.07	0.00	82.92	0.00	77.43	0.00	82.09
5	0.07	0.00	82.92	0.00	77.43	0.00	82.09
6	0.06	11.69	94.61	0.03	77.46	2.32	84.40
7	0.06	0.02	94.63	11.40	88.86	0.01	84.41
8	0.06	0.01	94.64	0.00	88.86	0.01	84.42
9	0.06	0.00	94.64	1.84	90.69	0.00	84.42
10	0.06	0.00	94.64	0.00	90.69	0.01	84.43

Tab. 0-16 Modalități de vibrație și masele participante specifice pentru modelul echivalent .

MODEL EF, PARTICIPATIA MODALA A MASELOR							
Modalitate n°	Perioadă [sec]	Transfer-X		Transfer-Y		Transfer-Z	
		Masa[%]	Suma[%]	Masa[%]	Suma[%]	Masa[%]	Suma[%]
1	0.14	0.00	0.00	73.08	73.08	0.00	0.00
2	0.13	69.41	69.41	0.00	73.08	6.83	6.83
3	0.12	0.00	69.41	0.00	73.08	0.00	6.83
4	0.12	0.00	69.41	0.02	73.10	0.00	6.83
5	0.12	0.00	69.41	0.00	73.10	0.03	6.85
6	0.12	0.00	69.41	0.07	73.17	0.00	6.85
7	0.12	0.00	69.41	0.00	73.17	0.03	6.89
8	0.12	0.00	69.41	0.21	73.38	0.00	6.89
9	0.12	0.00	69.41	0.00	73.38	0.03	6.91
10	0.12	0.00	69.41	2.20	75.58	0.00	6.91
11	0.08	0.21	69.63	0.00	75.58	0.15	7.06
12	0.08	0.00	69.63	0.02	75.59	0.00	7.06
13	0.08	0.09	69.72	0.00	75.59	0.18	7.24
14	0.08	0.00	69.72	0.00	75.60	0.00	7.24
15	0.08	0.14	69.86	0.00	75.60	0.46	7.70
16	0.08	0.00	69.86	0.00	75.60	0.00	7.70
17	0.08	1.43	71.28	0.00	75.60	7.11	14.81
18	0.08	0.00	71.28	0.00	75.60	0.00	14.81
19	0.08	8.26	79.55	0.00	75.60	46.80	61.61
20	0.07	0.00	79.55	0.00	75.60	0.00	61.61

Tab. 0-17 Modalități de vibrație și masele participante specifice modelului EF.

Este evident că utilizarea unui model cu un număr mai mare de grade de libertate, cum ar fi EF, implică faptul că trebuie luat în considerare un număr de modalități de vibrație mult mai mare pentru a lua în considerare procentul de masă participantă prevăzută.

Perioada fundamentală este destul de asemănătoare în cele două modele numerice – chiar dacă cel cu EF este mai rigid decât cel cu cadru echivalent – este mult mai mică decât cea calculată cu formula simplificată în abordarea analitică.

Rigiditatea mai mare a modelului EF față de cea a modelului cu cadru este explicată parțial din motive de tip numeric (un model numeric al EF-urilor clasice, formulat conform unei abordări a deplasărilor, este mult mai rigid decât un model cu grinzi – cu atât mai mult dacă împărțirea în EF este brută trebuie să fie cea folosită pentru modelul întregii clădiri) și parțial datorită capacității pe care îl are modelul EF de a reproduce creșterea rigidității, ca efect a fixării membranelor din colț cu un unghi vertical comun (acest concept va fi reluat mai detaliat în continuare).

Model	Perioadă fundamentală [sec]		
	Transfer-X	Transfer-Y	Rotativ-Z
Analitic	0.39	0.39	/
Cu cadru	0.19	0.19	0.11
EF	0.13	0.14	0.08

Tab. 0-18: comparație între perioadele fundamentale de oscilare în diferite modele.

În figurile următoare se face o comparație între solicitările obținute analitic și cele obținute cu ajutorul modelelor numerice. Comparația se face doar pentru membranele dispuse de-a lungul cadrului A al clădirii.

ISO / Span

ISO / Span

Tab. 0-19: SOLICITĂRI DE COMPRIARE ÎN MEMBRANELE CADRULUI A

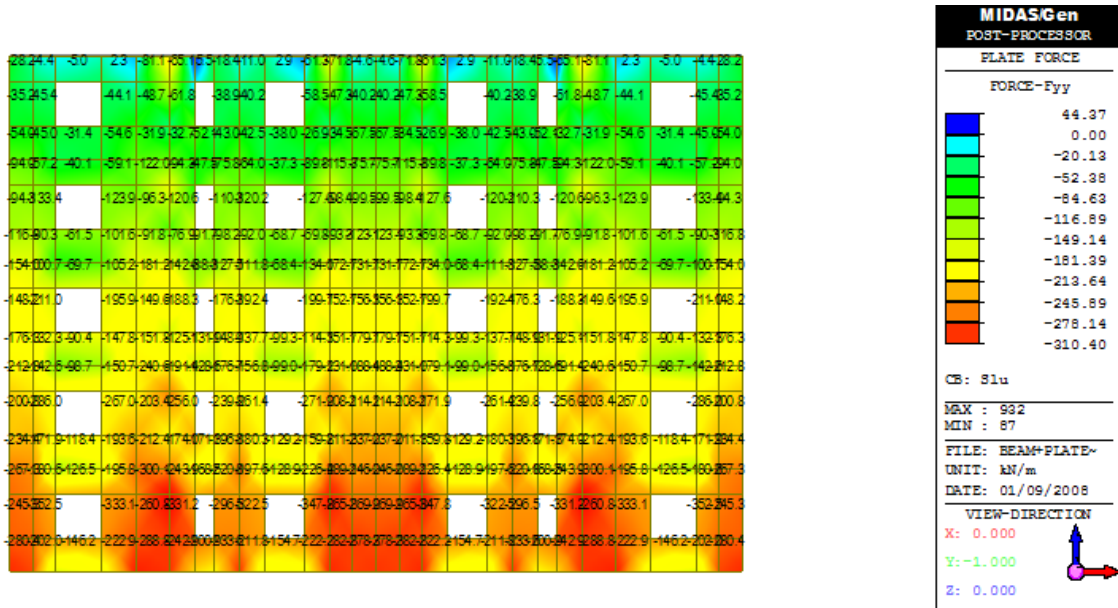


Fig. 0-5 Model EF

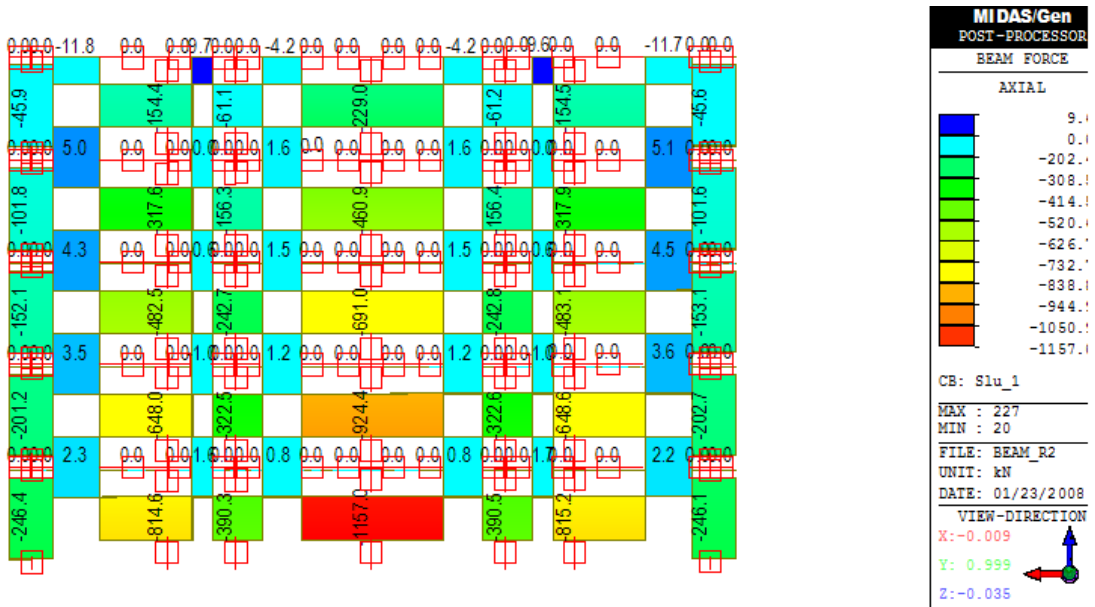


Fig. 0-6 Model cu cadru

X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	Membrană
218.6	953.4	264.9	1256.8	264.9	953.4	218.6	Valoare analitică [kN]
403.4	857.2	464.3	1271.7	464.3	857.2	403.4	Valoarea modelului EF [kN]
+85%	-10%	+75%	+1%	+75%	-10%	+85%	Diferența procentuală D%
246.4	814.6	390.3	1157.0	390.5	815.2	246.1	Valoarea modelului cu cadru [kN]
+13%	-15%	+47%	-8%	+47%	-14%	+13%	Diferența procentuală D%
Notă: valorile solicitării modelului EF au fost obținute prin suma valorilor rezultatelor nodale							

Tab. 0-20: SOLICITĂRI DE TĂIERE ÎN MEMBRANELE CADRULUI A

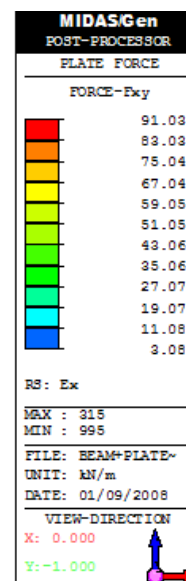
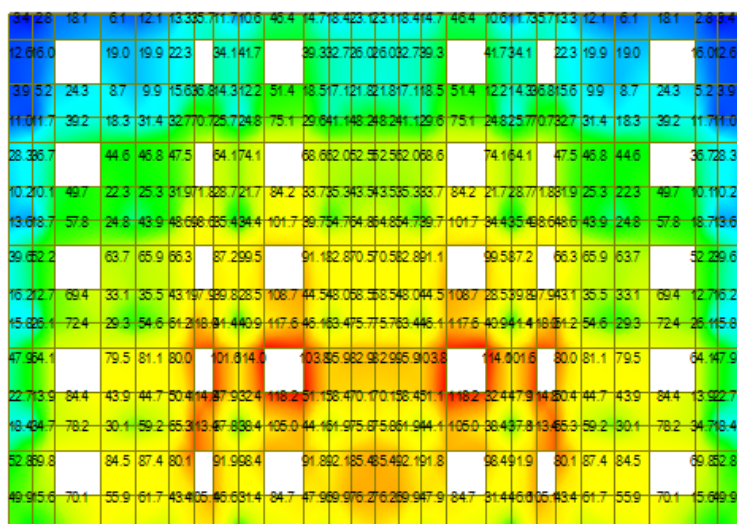


Fig. 0-7 Model EF

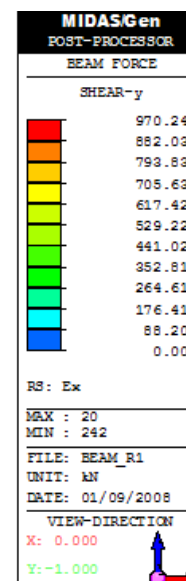
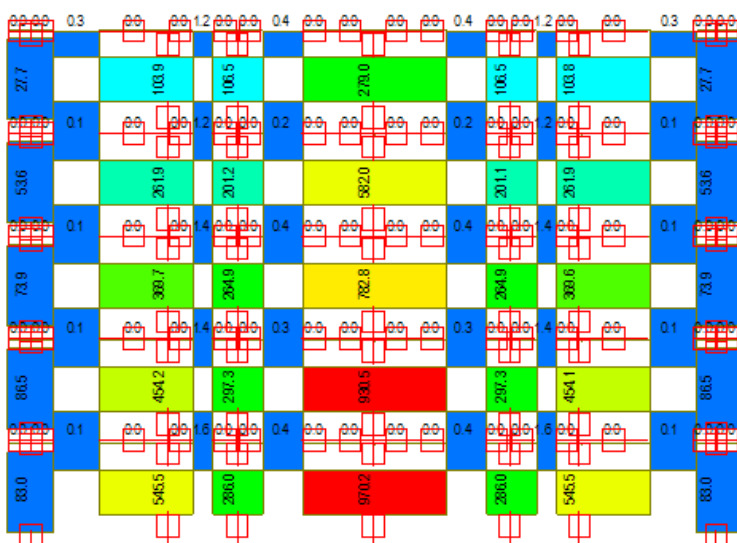


Fig. 0-8 Model cu cadru

X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	Membrană
67.00	380.15	187.92	595.31	187.92	380.15	67.00	Valoarea analitică [kN] (neamplificată pentru coef. δ)
119.60	269.90	162.60	433.10	162.60	269.90	119.60	Valoarea modelului E F[kN]
79%	-29%	-13%	-27%	-13%	-29%	79%	Diferența procentuală D%
55.80	352.20	184.00	622.50	184.00	352.20	55.80	Valoarea modelului cu cadru [kN]
-17%	-7%	-2%	5%	-2%	-7%	-17%	Diferența procentuală D%
Nota: valorile solicitărilor modelului EF au fost obținute prin suma valorilor rezultatelor nodale							

Comparând rezultatele obținute din diferite modele se observă o diferență destul de mare între solicitări, în special în colțurile membranelor.

În ceea ce privește solicitările de comprimare derivate din sarcinile verticale, diferențele se limitează la membranele încărcate X11, X13 și X15 pentru care nu se depășește niciodată pragul de 15% atât în comparația analitico-model EF cât și analitică-șasiu. Există însă foarte multe diferențe, de maxim 85%, în membranele unghiului X10 și X16 în modelul EF.

În ceea ce privește solicitările de tăiere, valorile mult mai mari sunt obținute în membranele unghiurilor X10 și X16 doar în modelul EF, în timp ce în celelalte membrane interne nu există diferențe substanțiale. La fel cum nu există diferențe importante între modelul cu cadru și modelul analitic.

Aceste diferențe pot fi explicate prin nivelul diferit de fixare dintre pereți reprodus de diferite modele. În modelul EF, modelarea cu elemente "shell" permite conectarea membranelor unghiurilor cu cele ortogonale pe acestea, având muchia în comun. Cu alte cuvinte prin această modelare se poate simula în mod real fixarea dintre pereții unghiului, iar acest lucru determină o creștere substanțială a rigidității. Această legătură dintre membranele unghiului este mai puțin eficientă în modelul cu cadru echivalent, existând doar la nivelul fatadelor planului, în timp ce soluția analitică este neglijată total, în care sunt estimate membranele izolate între ele.

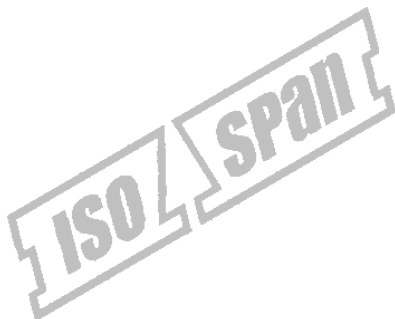
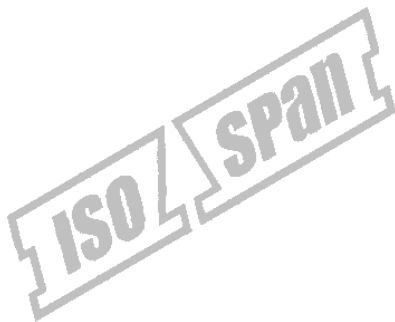
Rigiditatea mai mare a flexibilității zonelor unghiului atrage solicitările de tăiere care rezultă mai mari în membranele X10 și X16 în modelul EF (+79% față de modelul analitic) față de celelalte două soluții.

În ceea ce privește forța normală, în timp ce în modelul analitic nu există nicio interacțiune între diferiți stalpi ai peretelui (ca și cum fasiile planului nu ar exista), în modelele cu cadru și în modelele EF fasiile planului sunt reprezentate cu rigiditatea lor și asigură așadar o redistribuire a forțelor normale în membrane pe măsură ce se coboară spre planurile inferioare. Și în acest caz fixarea zonelor unghiului permite apropierea membranelor X10 și X16 de sarcinile verticale care însă în modelul analitic rămân în continuare în membranele unghiurilor în direcția Y perpendiculare pe acestea. Invers, acestea din urmă, pe care acționează direct tavanele, folosesc colaborarea pereților X10 și X16 și rezultă mai puțin solicitate în modelul EF și în modelul cu cadru, față de soluția analitică.

Diferențele apărute între diferitele metode de analiză sunt "fiziologice" și datorate eficienței de modelare. Având în vedere că nicio soluție nu poate fi considerată exactă – sunt toate analize elastice liniare, nu țin cont de efectele de vâscozitate și fisurare, nici de construcția și nici de sarcina clădirii – se poate afirma că cea mai plauzibilă este modelarea cu elemente "shell" care însă, având în vedere dificultatea de construcție și de citire a

rezultatelor, este cea mai puțin convenabilă din punctul de vedere al proiectantului.

Modelul cu cadru sau soluția analitică, acolo unde se poate aplica, permite mărirea vitezei de modelare și interpretarea mai ușoară a rezultatelor fără a pierde din precizie, așadar sunt recomandabile în activitatea profesională.



I.24. Exemplul aplicativ nr. 2

I.24.1. Descrierea clădirii

Clădirea analizată în acest exemplu este o structură de locuințe civile formată doar din pereți de susținere.

Pentru pereții de susținere se folosesc blocuri-cofraj de tip ISOSPAN TW30, atât pentru a realiza zidurile perimetrale cât și zidul interior. Tavanele sunt realizate din cărămidă și beton 25+5 cm.

În plan, clădirea rezultă ca un dreptunghi cu lungimea de 13.5 și lățimea de 12 m, al cărui raport între laturi este mai mic de 4. Imobilul are o formă ușor neregulată caracterizată de câteva nișe care nu depășesc însă 25% din dimensiunea totală a clădirii în direcția corespunzătoare.

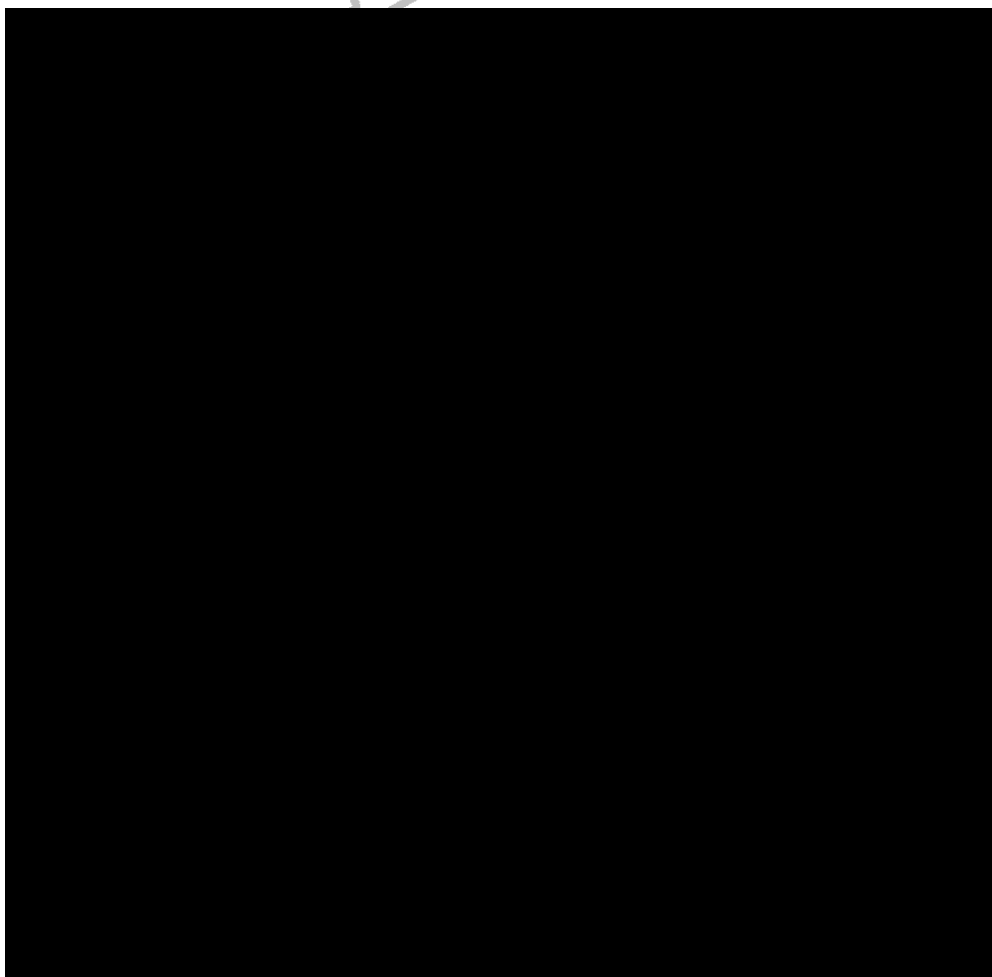


Fig. 0-9 Planul clădirii cu zonele de influență

Clădirea are două etaje, fiecare cu înălțimea de 3,120 m și înălțimea totală de 6,20 m.

Distribuirea în plan a elementelor de rezistență a maselor este aproximativ compactă și simetrică față de principalele direcții ale planului de-a lungul căruia estimăm că acționează un ipotetic eveniment seismic.

Observațiile făcute anterior ne permit să considerăm planul clădirii regulamentar și ne permit să analizăm clădirea folosind două modele plane, pentru fiecare din direcțiile principale.

Elementele de rezistență își mențin constante caracteristicile geometrice și prestațiile de-a lungul desfășurării lor în înălțime garantând regularitatea structurii în înălțime, putând folosi astfel în egală măsură analiza liniară statică echivalentă sau modală.

Ecentricitatea centrului masei CM față de centrul de rigiditate CR sunt:

$$e_x = X_{CR} - X_{CM} = 5.9 \text{ cm}$$

$$e_y = Y_{CR} - Y_{CM} = 31.0 \text{ cm}$$

I.24.2. Caracteristicile materialelor

Pentru pereți se folosesc următoarele materiale:

CARACTERISTICILE MATERIALELOR				
Beton				
Tip	R_{ck}	30	MPa	
Modul elastic	E_c	31 200	MPa	
Modul de tăiere efectivă	G	13 600	MPa	
Modul de tăiere redusă	G^*	6 000	MPa	
Coef. de siguranță a betonului	γ_c	1.80	MPa	
Rezistențe de proiectare la comprimare	f_{cd}	13.8	MPa	
Rezistența de proiectare la tracțiune	f_{ctd}	1.01	MPa	
Oțel				
Tip		FeB44k		
Modul elastic	E_s	206 000	MPa	
Rezistența caracteristică la slăbire	f_{yk}	430	MPa	
Coef. de siguranță a oțelului	γ_s	1.15	MPa	
Rezistența de proiectare la slăbire	f_{yd}	374	MPa	

Tab. 0-21 Caracteristicile materialelor.

I.24.3. Caracteristicile geometrice și de rezistență a peretelui

CARACTERISTICILE ȘI REZISTENȚA PERETELUI			
Bloc cofraj tip	ISOSPAN	TW30	
Rezistența la presoflexiune – stâlpi verticali			
Zona betonului	A_{nucleu}	1 520	cm ² /m
Grosime	t	20.00	cm
Grosimea eficientă	t_{eff}	15.20	cm
Armătura verticală	$\phi 10 / 25 \text{ cm}$		
Zona verticală din oțel	A_{sv}	3.14	cm ² /m
Procentul geometric de armătură vert.	ρ	0.21	%
Procentul mecanic de armătură vert.	ω	5.62	%
Solicitarea axială rezistentă de bază		1 905	kN/m
$n_{\text{rd},0} = (0.85 + \omega) f_{\text{cd}} A_{\text{nucleu}}$			
Rezistența la tăiere – grinzi orizontale			
Lungimea grinzilor	l	6	cm
Înălțimea grinzilor	h_t	11	cm
Grosimea grinzilor	t_t	10	cm
Zona grinzilor	A_t	110	cmq
Distanțele dintre grinzi	i_t	25	cm
Rezistența la tăierea de bază a betonului $v_{r,c} = 0.25 f_{\text{ctd}} A_t / i_t$		11.1	kN/m
Armătura orizontală în grinzi: $\phi 10$		$A_s = 0.79$	cmq
Rezistența la tracțiune a armăturii: $H_p = f_{yd} A_s$		29.6	kN
Moment rezistent al grinzilor: $M_u = H_p h_t / 2 [1 - H_p / (0.85 f_{\text{cd}} A_t)]$		79.6	kNcm
Rezistența la tăiere datorată armăturii: $v_{r,s} = 2 M_u / (l i_t)$		106.2	kN/m
Rezistența la tăierea totală: $v_{rd} = v_{r,c} + v_{r,s}$		117.3	kN/m

Tab. 0-22: Caracteristicile geometrice și de rezistență ale peretelui.

I.24.4. Caracteristicile pereților de contravântuire

CARACTERISTICILE MEMBRANELOR										
Direcția X										
Mem brană	b	h _{plano}	h'	h _{eff}	t	t _{eff}	λ	A _{cls}	J	K _i
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[N/mm]
X01	391	310	310	310,00	20	15,20	23,92	5943,2	7,57E+07	8,71E+05
X02	385	310	310	310,00	20	15,20	23,92	5852	7,23E+07	8,56E+05
X03	159	310	222	222,13	20	15,20	23,92	2416,8	5,09E+06	4,15E+05
X04	251	310	310	310,00	20	15,20	9,33	3815,2	2,00E+07	4,95E+05
X05	165	310	278	278,04	20	15,20	23,92	2508	5,69E+06	3,10E+05
X06	175	310	181	181,24	20	15,20	23,92	2660	6,79E+06	6,27E+05
X07	230	310	130	130,46	20	15,20	8,37	3496	1,54E+07	1,27E+06
X08	410	310	310	310,00	20	15,20	23,92	6232	8,73E+07	9,21E+05
Direcția Y										
Mem brană	b	h _{plano}	h'	h _{eff}	t	t _{eff}	λ	A _{cls}	J	K _i
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[N/mm]
Y01	78	310	253	253,08	20	15,20	23,92	1185,6	6,01E+05	8,73E+04
Y02	139	310	270	270,05	20	15,20	23,92	2112,8	3,40E+06	2,44E+05
Y03	95	310	185	185,23	20	15,20	23,92	1444	1,09E+06	2,42E+05
Y04	260	310	130	130,46	20	15,20	23,92	3952	2,23E+07	1,46E+06
Y05	158	310	210	210,16	20	15,20	23,92	2401,6	5,00E+06	4,45E+05
Y06	527	310	310	310,00	20	15,20	23,92	8010,4	1,85E+08	1,22E+06
Y07	513	310	310	310,00	20	15,20	23,92	7797,6	1,71E+08	1,19E+06
Y08	600	310	310	310,00	20	15,20	23,92	9120	2,74E+08	1,41E+06
Y09	180	310	130	130,46	20	15,20	23,92	2736	7,39E+06	9,68E+05
Y10	260	310	310	310,00	20	15,20	23,92	3952	2,23E+07	5,19E+05
Notă: pentru a stabili valoarea 1 s-a folosit o valoare a "caracteristicii elastice" a=0.42 aceeași pentru toate membranele. Pentru a simplifica lucrurile s-a ales să se ia în considerare că toate sarcinile, atât cele permanente cât și cele accidentale, acționează pe o perioadă lungă de timp. Pentru detalii consultați ȘI.10.2.										

Tab. 0-23 Caracteristicile membranelor.

I.24.5. Analiza sarcinilor

ANALIZA SARCINILOR			
Sarcini permanente (G _k)		Sarcini variabile (Q _k)	
Tavan tip	6.50 kN/m ²	Tavan tip	2.00 kN/m ²
Tavan de acoperire	6.00 kN/m ²	Zăpadă	1.30 kN/m ²
Balcoane	5.55 kN/m ²	Balcoane	4.00 kN/m ²
Perete+tencuială	5.00 kN/m ²		

Tab. 0-24 Analiza sarcinilor.

I.24.6. Calcularea acțiunii seismice

În calcularea acțiunii seismice se efectuează operațiunile indicate în OPCM 3274, §3 Acțiune seismică, §8 Clădiri cu structura din zidărie și §4.5.2 Analiza statică liniară. Se estimează că această clădire analizată se află în zona 2 cu un sol de fundație de categoria C. Pentru spectrul proiectului cu SLU se folosește factorul structural $q_0=2.5 \alpha_u/\alpha_1=2.5 \cdot 1.5=3.75$ conform indicațiilor din §I.22.2.

PARAMETRI PENTRU CALCULAREA ACȚIUNII SEISMICE			
Accelerație la sol	a_g	0.25	g
Caracteristica solului	S	1.25	
Perioada B	T_B	0.15	sec
Perioada C	T_C	0.50	sec
Perioada D	T_D	2.00	sec
Perioada clădirii	$T_1=0.05 \cdot H^{3/4}$	0.20	sec
Supra-rezistență	a_u/a_i	1.5	
Factor structural	$q_0=2.5 \cdot a_u/a_i$	3.75	
Pseudo-accelerație	$Sd(T_1)= a_g \cdot S \cdot 2.5/q$	0.21	g
Coeficient de participare	λ	1.00	

Tab. 0-25 Parametri pentru calcularea acțiunii seismice.

FORȚE SEISMICE ECHIVALENTE ȘI MOMENTE DE TORSIUNE							
schelă	cota z_i [m]	greutate W_i [kN]	$z_i \cdot W_i$ [kNm]	Forța F_i [kN]	Moment T_{xi} [kNm]	Moment T_{yi} [kNm]	Tăiere V_i [kN]
Acoperiș	6.2	1592.8	9875.4	471.5	-146.2	8.6	471.5
Et. Unu	3.1	2314.7	7175.6	342.6	-106.2	6.3	814.1
TOTAL		3907.5	17050.9	814.1			

Tab. 0-26 Forțe seismice echivalente și momente de torsiune.

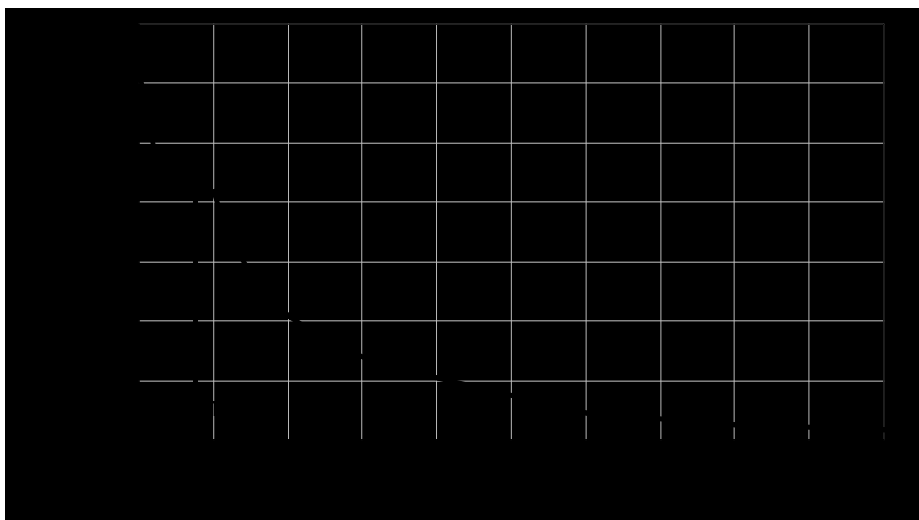


Fig. 0-10 Spectrul proiectului SLU

I.24.7. Repartizarea sarcinilor gravitaționale

Forța solicitării axiale a fiecărui perete este proporțională cu zona tavanului care îi corespunde (zona de influență) și depinde de poziția elementului structural analizat, de urzeala tavanelor și de dispunerea sarcinilor. Zonele de influență ale fiecărui perete au fost evidențiate în Fig. 0-9.

Rezultă încărcăți în special pereții ortogonali pe direcțiile tavanelor unidirecționale. Trebuie însă luată în considerare o zonă ideală de influență și pentru pereții paraleli cu tavanele. În exemplu s-a ținut cont de o fâșie cu lățimea de un metru.

În următoarele tabele sunt prezentate solicitările axiale asupra SLU-rilor specifice diferitor membrane și fiecărei schele.

Referitor la combinația SLU statică a acțiunilor verticale se face trimitere la Decretul Ministerial 09/01/1996, Partea Generală, §7. Acțiuni de calcul.

Referitor la combinația SLU seismică a acțiunilor verticale se face trimitere la Ordonanța 3274 - §3.3 Combinația acțiunii seismice cu celelalte acțiuni.

REPARTIZAREA SARCINILOR GRAVITAȚIONALE (SLU statică)							
Direcția X				Direcția Y			
Membr ană	A _{influență} [mq]	N _{sd} [kN]		Memb rană	A _{influență} [mq]	N _{sd} [kN]	
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]			Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]
X01	2.98	236.6	115.7	Y01	1.70+2.53	106.9	34.5
X02	2.76	229.1	112.1	Y02	5.45+2.5	217.1	86.6
X03	1.16	95.0	46.5	Y03	3.11	111.0	52.8
X04	2.27	159.9	78.0	Y04	11.66	374.6	177.1
X05	1.48+4.16	162.1	51.1	Y05	4.62	172.3	82.1
X06	2.09+4.72	187.9	59.6	Y06	28.56	869.9	410.0
X07	1.66+2.15	166.7	67.1	Y07	34.18	990.0	465.1
X08	2.23	205.6	101.7	Y08	18.00	664.5	316.5
				Y09	8.11	260.2	123.0
				Y10	7.40	279.0	133.0

Tab. 0-27: Repartizarea sarcinilor gravitaționale în combinația SLU statică.

Exemplu: membrana Y01

Zona de influență: 1.70+2.53 mq;

Nsd slu statică: Nsd-ul etajelor superioare+Nsd-ul planului+ Greutatea specifică peretelui=
 $34.5+1.70 \times (1.4 \times 6.50 + 1.5 \times 2.00) + 2.53 \times (1.4 \times 5.55 + 1.5 \times 4) + (1.4 \times 5.00 \times 3.10 \times 0.78) = 106.9 \text{ kN}$.

REPARTIZAREA SARCINILOR GRAVITAȚIONALE (SLU seismică)							
Pereți în direcția X				Pereți în direcția Y			
Mem brană	A _{influență} [mq]	N _s d [kN]		Memb rană	A _{influență} [mq]	N _s d [kN]	
		Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]			Parter [h=0.00m]	Etajul I [h=3.10m]
X01	2.98	160.7	79.3	Y01	1.70+2.53	63.2	22.7
X02	2.76	155.9	77.0	Y02	5.45+2.5	131.5	55.7
X03	1.16	64.6	31.9	Y03	3.11	70.6	34.2
X04	2.27	107.9	53.1	Y04	11.66	235.0	113.3
X05	1.48+4.16	97.8	34.8	Y05	4.62	110.1	53.4
X06	2.09+4.72	112.6	40.2	Y06	28.56	541.5	260.5
X07	1.66+2.15	107.3	46.0	Y07	34.18	611.6	293.5
X08	1.23	143.4	71.2	Y08	18.00	424.3	205.7
				Y09	8.11	163.2	78.7
				Y10	7.40	178.6	86.6
Total (masa seismică)						3907.5	1592.8

Tab. 0-28: Repartizarea sarcinilor gravitaționale în combinația SLU seismică.

Exemplu: membrana Y01
Zona de influență: 1.70+2.53 mq;
Nsd slu seismică:
Nsd-ul etajelor superioare+Nsd-ul etajului+ Greutatea specifică peretelui =
 $22.7+1.70 \times (1 \times 6.50 + 0.8 \times 0.3 \times 2.00) + 2.53 \times (1 \times 5.55 + 0.8 \times 0.3 \times 4) + (1 \times 5.00 \times 3.10 \times 0.78) = 63.2 \text{ kN}$.

I.24.8. Repartizarea forțelor seismice

Repartizarea forțelor seismice de tăiere se face prin studierea a două sisteme plane independente în cele două direcții principale ale structurii, urmând a lua în considerare efectele torsionale accidentale prin factorul δ .

În tabelele de mai jos sunt prezentate forțele seismice echivalente și tăieturile care acționează în planul fiecărei membrane, repartizate proporțional cu rigiditatea lor și amplificate deja de coeficientul δ .

REPARTIZAREA FORȚELOR DATORATE SEISMULUI (forțe pentru fiecare etaj)							
Pareti in direzione X				Pareti in direzione Y			
Membrana nă δ		F _{sd} [kN]		Membrana nă δ		F _{sd} [kN]	
		Etajul I	Etajul II			Etajul I	Etajul II
		[h=3.10m]	[h=6.20m]			[h=3.10m]	[h=6.20m]
X01	1.23	64.44	88.71	Y01	1.24	4.61	6.33
X02	1.31	67.29	92.63	Y02	1.24	13.16	18.06
X03	1.31	32.23	44.37	Y03	1.29	13.63	18.71
X04	1.04	30.53	42.03	Y04	1.29	84.25	115.61
X05	1.29	23.21	31.95	Y05	1.29	25.38	34.82
X06	1.29	47.53	65.43	Y06	1.02	55.07	75.82
X07	1.29	97.49	134.21	Y07	1.02	53.44	73.57
X08	1.29	70.25	96.71	Y08	1.31	80.53	111.23
				Y09	1.31	55.05	76.03
				Y10	1.31	29.29	40.45

Exemplu: membrana Y01
Forța seismică la prima schelă: 342.6 kN
Rigiditatea flexională a membranei: $12 \times E \times 6.01E+05 / 253^3 = 1.39E+05 \text{ kN/m}$;
Rigiditatea de tăiere a membranei: $5/6 \times 1185.6 \times G^* / 253 = 2.34E+05 \text{ kN/m}$;
Rigiditatea totală a membranei: $1.39E+05 \times 2.34E+05 / (1.39E+05 + 2.34E+05) = 8.73E+04 \text{ kN/m}$;
Rigiditatea totală a clădirii de-a lungul y: $8.37E+06 \text{ kN/m}$;
Rigiditatea torsională a planului: $2.39E+08 \text{ kNm}$;
Excentricitate între CM și CR în direcția X: $e_x = 5.9 \text{ cm}$;
Factor δ : $1 + (0.6 \times 5.25 / 13) = 1.24$;

Forța seismică a membranei: $\left[\frac{8.73}{837} \times 342.6 - \frac{8.73 \times 5.42}{23900} \times (342.6 \times 0.059) \right] \times 1.24 = 4.61 \text{ kN}$

REPARTIZAREA TĂIERII DATORATE SEISMULUI (forțe însumate la fiecare etaj)							
Pereți în direcția X				Pereți în direcția Y			
Membrana	δ	F_{sd} [kN]		Membrana	δ	F_{sd} [kN]	
		Etajul I	Etajul II			Etajul I	Etajul II
		[h=3.10m]	[h=6.20m]			[h=3.10m]	[h=6.20m]
X01	1,23	153.16	88.71	Y01	1,24	10.94	6.33
X02	1,31	159.92	92.63	Y02	1,24	31.22	18.06
X03	1,31	76.59	44.37	Y03	1,29	32.34	18.71
X04	1,04	72.56	42.03	Y04	1,29	199.86	115.61
X05	1,29	55.16	31.95	Y05	1,29	60.20	34.82
X06	1,29	112.96	65.43	Y06	1,02	130.88	75.82
X07	1,29	231.70	134.21	Y07	1,02	127.01	73.57
X08	1,29	166.96	96.71	Y08	1,31	191.75	111.23
				Y09	1,31	131.07	76.03
				Y10	1,31	69.73	40.45

Tab. 0-29 Repartizarea tăierii datorate seismului.

Exemplu: membrana Y0

Tăiere seismică la baza membranei: $6.33+4.61=10.94$ kN;**I.24.9. Acțiuni seismice în afara planului**

În tabelul următor sunt prezentate forțele seismice echivalente care acționează ortogonal pe planul peretelui.

EFECTUL FORȚELOR SEISMICE ORTOGONALE							
Pereți în direcția X				Pereți în direcția Y			
Membrana	Wa	F_a [kN]		Membrana	Wa	F_a [kN]	
		Parter	Etajul I			Parter	Etajul I
	[kN]	[h=0.00m]	[h=3.10m]			[h=0.00m]	[h=3.10m]
X01	60.61	25.76	37.96	Y01	12.09	5.14	7.57
X02	59.68	25.37	37.38	Y02	21.55	9.16	13.50
X03	24.65	10.48	15.44	Y03	14.73	6.26	9.22
X04	38.91	16.54	24.37	Y04	40.30	17.13	25.24
X05	25.58	10.87	16.02	Y05	24.49	10.41	15.34
X06	27.13	11.53	16.99	Y06	81.69	34.72	51.17
X07	35.65	15.16	22.33	Y07	79.52	33.80	49.81
X08	63.55	27.02	39.81	Y08	93.00	39.54	58.26
				Y09	27.90	11.86	17.48
				Y10	40.30	17.13	25.24

Tab. 0-30 Repartizarea forțelor datorate seismului și care acționează pe perete în afara planului.

Exemplu: membrană Y01

Coeficient seismic S_a la parter:
 $0.25 \times 1.25 \times (3 \times (1 + 1.55/6.20) / (1 + (1 - (3.10/6.20)^{3/4})^2 - 0.5)) = 0.85$;
 Forța seismică în afara planului la parter: $5.00 \times 0.78 \times 3.10 \times 0.85 \times 1/2 = 5.14$ kN;

I.24.10. Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice

Verificările la presoflexiune ale peretelui s-au desfășurat conform explicațiilor de la §I.10. Acestea trebuie efectuate pentru toate membranele și la toate etajele. Pentru a simplifica lucrurile în tabelele de mai jos sunt prezentate doar verificările statice la presoflexiune pentru secțiunea de vârf și cea mediană (critică) ale membranelor de la parter.

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE											
Secțiunea de vârf											
Pereți în direcția X											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	0.00	2.77	0.00	0.83	0.00	0.68	1.00	151.7	5065	0.03	OK
X02	0.00	2.75	0.00	0.82	0.00	0.68	1.00	145.5	4987	0.03	OK
X03	0.00	2.75	0.00	0.83	0.00	0.68	1.00	60.5	2060	0.03	OK
X04	0.00	2.84	0.00	0.85	0.00	0.67	1.00	105.4	3204	0.03	OK
X05	0.00	3.95	0.00	1.19	0.00	0.52	1.00	126.3	1634	0.08	OK
X06	0.00	3.97	0.00	1.19	0.00	0.52	1.00	149.9	1734	0.09	OK
X07	0.00	3.40	0.00	1.02	0.00	0.60	1.00	116.8	2629	0.04	OK
X08	0.00	2.42	0.00	0.73	0.00	0.72	1.00	116.6	5624	0.02	OK
Pereți în direcția Y											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	0.00	4.05	0.00	1.22	0.00	0.52	1.00	89.9	772	0.12	OK
Y02	0.00	4.31	0.00	1.29	0.00	0.49	1.00	186.9	1297	0.14	OK
Y03	0.00	3.33	0.00	1.00	0.00	0.61	1.00	90.4	1104	0.08	OK
Y04	0.00	3.41	0.00	1.02	0.00	0.60	1.00	318.2	2972	0.11	OK
Y05	0.00	3.29	0.00	0.99	0.00	0.61	1.00	138.0	1836	0.08	OK
Y06	0.00	4.16	0.00	1.25	0.00	0.50	1.00	755.5	5020	0.15	OK
Y07	0.00	3.49	0.00	1.05	0.00	0.59	1.00	878.7	5766	0.15	OK
Y08	0.00	3.30	0.00	0.99	0.00	0.61	1.00	534.3	6972	0.08	OK
Y09	0.00	3.41	0.00	1.02	0.00	0.60	1.00	221.1	2057	0.11	OK
Y10	0.00	3.28	0.00	0.99	0.00	0.61	1.00	222.6	3021	0.07	OK

Tab. 0-31 Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice, pentru secțiunea de vârf.

Exemplu: membrană Y01

Procentul de armătură mecanică $\omega=5.62\%$

Suplețe λ : 0;

Nsd-ul planului = $.70 \times (1.4 \times 6.50 + 1.5 \times 2.00) + 2.53 \times (1.4 \times 5.55 + 1.5 \times 4) = 55.40$

Nsd slu statică: Nsd-ul etajelor superioare+Nsd-ul planului = $34.5 + 55.40 = 89.9 \text{ kN}$

Excentricitatea cauzată de sarcinile verticale e_{upper} : $20/6 \times 55.4 / 89.9 = 2.05 \text{ cm}$;

Excentricități accidentale e_a : $20/30 = 0.67 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$;

Excentricitate transversală e_T : $2.05 + 2 = 4.05 \text{ cm}$;

Coeficient de excentricitate transversală m_T ; $6 \times 4.05 / 20 = 1.22$;

Coeficient $\phi_T = 0.52$

Excentricitate longitudinală e_L : 0 cm;

Coeficient de excentricitate longitudinală m_L : 0;

Coeficient $\phi_L = 1.00$

Sarcină de rezistență la comprimare N_{rd} : $1905 \times 0.78 \times 0.52 \times 1 = 772 \text{ kN}$

Verificare: $N_{sd}/N_{rd} = 89.9/772 = 0.12 < 1$.

ISO / span

ISO / span

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE											
Secțiunea mediană											
Pereți în direcția X											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	23.92	3.67	0.00	1.10	0.00	0.23	1.00	194.2	1713	0.11	OK
X02	23.92	3.65	0.00	1.10	0.00	0.23	1.00	187.3	1687	0.11	OK
X03	23.92	3.57	0.00	1.07	0.00	0.23	1.00	77.8	697	0.11	OK
X04	9.33	3.58	0.00	1.07	0.00	0.23	1.00	132.7	1100	0.12	OK
X05	23.92	3.76	0.00	1.13	0.00	0.59	1.00	144.2	1855	0.08	OK
X06	23.92	3.77	0.00	1.13	0.00	0.22	1.00	168.9	733	0.23	OK
X07	8.37	3.64	0.00	1.09	0.00	0.48	1.00	141.7	2103	0.07	OK
X08	23.92	3.58	0.00	1.07	0.00	0.23	1.00	161.1	1796	0.09	OK
Pereți în direcția Y											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	23.92	3.12	0.00	0.94	0.00	0.26	1.00	98.4	386	0.25	OK
Y02	23.92	3.69	0.00	1.11	0.00	0.22	1.00	202.0	583	0.35	OK
Y03	23.92	3.59	0.00	1.08	0.00	0.23	1.00	100.7	416	0.24	OK
Y04	23.92	3.72	0.00	1.12	0.00	0.24	1.00	346.4	1189	0.29	OK
Y05	23.92	3.59	0.00	1.08	0.00	0.23	1.00	155.1	692	0.22	OK
Y06	23.92	3.75	0.00	1.13	0.00	0.22	1.00	812.7	2209	0.37	OK
Y07	23.92	3.60	0.00	1.08	0.00	0.23	1.00	934.3	2248	0.42	OK
Y08	23.92	3.59	0.00	1.08	0.00	0.23	1.00	599.4	2629	0.23	OK
Y09	23.92	3.60	0.00	1.08	0.00	0.23	1.00	240.7	789	0.31	OK
Y10	23.92	3.59	0.00	1.08	0.00	0.23	1.00	250.8	1139	0.22	OK

Tab. 0-32 Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini statice, pentru secțiunea mediană

Exemplu: setto Y01

Procentul de armătură mecanică $\omega=5.62\%$

Suplețe λ : $310/20/0.648=23.92$;

N_{sd} -ul planului = $.70 \times (1.4 \times 6.50 + 1.5 \times 2.00) + 2.53 \times (1.4 \times 5.55 + 1.5 \times 4) = 55.40$

N_{sd} slu statică: N_{sd} -ul etajelor superioare + N_{sd} -ul planului + $\frac{1}{2}$ Greutate specifică = $34.5 + 55.40 + \frac{1}{2} 16.92 = 98.4$ kN

Excentricitate datorată sarcinilor verticale e_{upper} : $0.6 \times 20/6 \times 55.4 / 98.4 = 1.12$ cm;

Excentricitate accidentală e_a : $20/30=0.67$ cm < 2cm;

Excentricitate transversală e_T : $1.12+2=3.12$ cm;

Coeficient de excentricitate transversală m_T : $6 \times 3.12/20=0.94$

Coeficient $\phi_T=0.26$;

Excentricitate longitudinală e_L : 0 cm;

Coeficient de excentricitate longitudinală m_L : 0;

Coeficient $\phi_L=1.00$

Sarcină rezistentă la comprimare N_{rd} : $1905 \times 0.78 \times 0.26 \times 1.00 = 386 \text{ kN}$ Verificare: $N_{sd}/N_{rd}=98.4/386=0.25 < 1$
--

I.24.11. Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini seismice

Verificările la presoflexiune ale peretelui s-au desfășurat în acord cu indicațiile din §I.10. Verificarea la presoflexiune trebuie efectuată pentru toate membranele și la toate etajele. Pentru a simplifica lucrurile în următoarele tabele sunt prezentate doar verificările statice la presoflexiune, pentru secțiunea de vârf și cea mediană ale membranelor de la parter.

Pentru secțiunile de vârf sunt luate în considerare acțiunile de tăiere în planul peretelui, în timp ce pentru secțiunea mediană sunt luate în considerare efectele ortogonale cu planul peretelui.

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE (acțiunea seismică în plan)											
Secțiunea de vârf											
Pereți în direcția X											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	0.00	4.71	54.76	1.41	0.84	0.73	0.73	100.1	3969	0.03	OK
X02	0.00	4.68	61.47	1.40	0.96	0.74	0.70	96.2	3799	0.03	OK
X03	0.00	4.56	59.97	1.37	2.26	0.75	0.36	40.0	818	0.05	OK
X04	0.00	4.57	47.87	1.37	1.14	0.75	0.64	69.0	2295	0.03	OK
X05	0.00	4.84	31.89	1.45	1.16	0.72	0.63	72.3	1426	0.05	OK
X06	0.00	4.85	34.92	1.46	1.20	0.72	0.62	85.5	1488	0.06	OK
X07	0.00	4.65	67.07	1.39	1.75	0.75	0.47	71.6	1544	0.05	OK
X08	0.00	4.55	84.91	1.37	1.24	0.76	0.48	79.8	2849	0.03	OK
Pereți în direcția Y											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	0.00	4.74	10.44	1.42	0.80	0.75	0.82	51.1	914	0.06	OK
Y02	0.00	4.71	13.53	1.41	0.58	0.74	0.84	110.0	1646	0.07	OK
Y03	0.00	4.63	17.68	1.39	1.12	0.72	0.64	55.9	834	0.07	OK
Y04	0.00	4.84	16.19	1.45	0.37	0.69	0.88	194.7	3007	0.06	OK
Y05	0.00	4.62	24.11	1.39	0.92	0.72	0.70	85.7	1517	0.06	OK
Y06	0.00	4.88	18.39	1.46	0.21	0.72	0.93	459.8	6722	0.07	OK
Y07	0.00	4.66	13.16	1.40	0.15	0.71	0.95	532.1	6592	0.08	OK
Y08	0.00	4.63	29.96	1.39	0.30	0.72	0.90	331.3	7407	0.04	OK
Y09	0.00	4.64	21.87	1.39	0.73	0.72	0.76	135.3	1876	0.07	OK
Y10	0.00	4.62	25.98	1.39	0.60	0.73	0.80	138.3	2893	0.05	OK

Tab. 0-33 Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini seismice, pentru secțiunea de vârf.

VERIFICARE LA PRESOFLEXIUNE (acțiune seismică în afara planului)											
Secțiunea mediană											
Pereți în direcția X											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
X01	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	130.4	596	0.22	OK
X02	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	126.1	587	0.21	OK
X03	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	52.3	242	0.22	OK
X04	9.33	6.50	0.00	1.95	0.00	0.37	1.00	88.4	1769	0.05	OK
X05	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	85.0	251	0.34	OK
X06	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	99.1	267	0.37	OK
X07	8.37	6.50	0.00	1.95	0.00	0.24	1.00	89.4	1052	0.09	OK
X08	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	111.6	625	0.18	OK
Pereți în direcția Y											
Mem bran ă	λ	e_T	e_L	m_T	m_L	ϕ_T	ϕ_L	N_{sd}	N_{rd}	N_{sd}/N_{rd}	Verifica re
		[cm]	[cm]					[kN]	[kN]		
Y01	23.92	5.71	0.00	1.71	0.00	0.12	1.00	57.1	178	0.32	OK
Y02	23.92	5.58	0.00	1.67	0.00	0.13	1.00	120.8	344	0.35	OK
Y03	23.92	6.39	0.00	1.92	0.00	0.09	1.00	63.3	163	0.39	OK
Y04	23.92	5.35	0.00	1.61	0.00	0.14	1.00	214.8	693	0.31	OK
Y05	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	97.9	241	0.41	OK
Y06	23.92	6.09	0.00	1.83	0.00	0.10	1.00	500.7	1004	0.50	OK
Y07	23.92	5.31	0.00	1.59	0.00	0.14	1.00	571.8	1368	0.42	OK
Y08	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	377.8	914	0.41	OK
Y09	23.92	5.87	0.00	1.76	0.00	0.11	1.00	149.2	377	0.40	OK
Y10	23.92	6.50	0.00	1.95	0.00	0.08	1.00	158.4	396	0.40	OK

Tab. 0-34 Verificare la presoflexiune pentru combinații de sarcini seismice, pentru secțiunea mediană.

I.24.12. Verificare prin tăiere

Verificările peretelui prin tăiere s-au desfășurat conform indicațiilor din ȘI.11. În tabelul Tab. 0-22 s-a calculat rezistența unitară la tăiere, a pereților.

Întrucât, spre deosebire de zidăria tradițională, rezistența la tăiere a peretelui nu depinde de nivelul forței normale care acționează asupra acestuia, pereții cei mai solicitați sunt cei de la parter. În tabelele de mai jos sunt prezentate doar verificările seismice la tăiere pentru membranele de la parter.

VERIFICARE PRIN TĂIERE						
Pereți în direcția X						
Mem bran ă	b [cm]	V_{sd} [kN]	v_{sd} [kN/m]	v_{rd} [kN/m]	v_{sd}/v_{rd}	Verifica re
X01	391	153.16	39.2	117.3	0.33	OK
X02	385	159.92	41.5	117.3	0.35	OK
X03	159	76.59	48.2	117.3	0.41	OK
X04	251	72.56	28.9	117.3	0.25	OK
X05	165	55.16	33.4	117.3	0.28	OK
X06	175	112.96	64.5	117.3	0.55	OK
X07	230	231.70	100.7	117.3	0.86	OK
X08	410	166.96	40.7	117.3	0.35	OK
Pereți în direcția Y						
Mem bran ă	b [cm]	V_{sd} [kN]	v_{sd} [kN/m]	v_{rd} [kN/m]	v_{sd}/v_{rd}	Verifica re
Y01	78	10.94	14.0	117.3	0.12	OK
Y02	139	31.22	22.5	117.3	0.19	OK
Y03	95	32.34	34.0	117.3	0.29	OK
Y04	260	199.86	76.9	117.3	0.66	OK
Y05	158	60.20	38.1	117.3	0.32	OK
Y06	527	130.88	24.8	117.3	0.21	OK
Y07	513	127.01	24.8	117.3	0.21	OK
Y08	600	191.75	32.0	117.3	0.27	OK
Y09	180	131.07	72.8	117.3	0.62	OK
Y10	260	69.73	26.8	117.3	0.23	OK

Exemplu: membrană: Y01

Solicitare de tăiere: $V_{sd} = 10.94$ kN

Lungimea peretelui: $b = 0.78$ m

Solicitare de tăiere distribuită: $v_{sd} = 10.94 / 0.78 = 14.0$ kN/m

Rezistența de tăiere distribuită: $v_{rd} = 117.3$ kN/m

Verificare: $v_{sd}/v_{rd} = 14.0/117.3 = 0.12 < 1$ – verificarea a avut un rezultat pozitiv

I.24.13. Modelare numerică

Și în acest exemplu s-a folosit modelarea numerică pentru a verifica rezultatele prezentate mai sus, derivate din analiza analitică.

Și în acest caz ne-am limitat doar la modelarea pereților cu cadru echivalent, folosind doar grinzi monodimensionale (beam) cu lățimea egală cu cea a membranei reprezentate și grosimea $t_{\text{eff}}=15.5\text{cm}$. Grinzilor li s-a alocat un material cu modulul elastic $E=33700\text{ MPa}$, egal cu cel al betonului C30/35, modul de tăiere egal cu cel redus $G^*=6600\text{ MPa}$, cu greutatea pereților pe metrul pătrat de 500 kg/m^2 .

Zonele rigide de legătură între stalpii peretelui și fasiile planului au fost realizate folosind "rigid-link"-uri. În model s-a estimat un plan rigid la toate nivelele și o structură fixată la bază.

Pentru a prescurta prezentarea se face trimitere la §I.23.13 pentru ulterioare detalii privind modalitățile de modelare și de analiză.

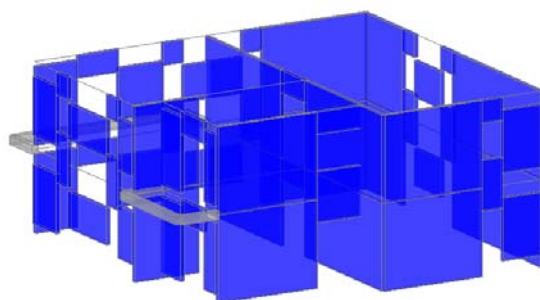


Fig. 0-11 Vedere în perspectivă a modelului cu cadru echivalent (solid)

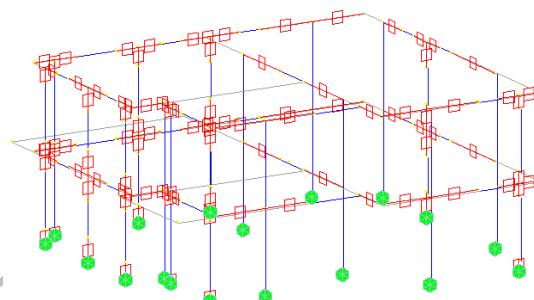


Fig. 0-12 Vedere în perspectivă a modelului cu cadru echivalent (wireframe)

În continuare sunt prezentate procentele de masă solicitată pentru fiecare modalitate de vibrație obținută din modelul numeric. Sunt evidențiate principalele modalități de vibrație, de transfer și rotație, adică cele care mișcă cea mai mare parte a masei.

MODEL CU CADRU, PARTICIPAREA MASELOR-MODAL							
Modalitate nr.	Perioadă [sec]	Transfer-X		Transfer-Y		Rotativ-Z	
		Masa[%]	Suma[%]	Masa[%]	Suma[%]	Masa[%]	Suma[%]
1	0.05	89.44	89.44	0.29	0.29	0.46	0.46
2	0.04	0.17	89.61	84.92	85.21	5.83	6.29
3	0.04	0.50	90.11	5.61	90.82	85.42	91.71
4	0.02	9.68	99.79	0.00	90.82	0.01	91.72
5	0.02	0.04	99.83	8.80	99.62	0.34	92.07

Tab. 0-35 Modalități de vibrație și mase participante specifice pentru modelul cu cadru echivalent.

La fel ca în primul exemplu perioada de vibrare fundamentală este mai mică față de cea calculată în abordarea analitică cu formula specificată.

Model	Perioada fundamentală [sec]		
	Transfer-X	Transfer-Y	Rotație-Z
Analitico	0.20	0.20	/
A telaio	0.05	0.04	0.04

Tab. 0-36 Perioada fundamentală calculată analitic și prin modelul cu cadru echivalent

În figurile următoare se face o comparație între solicitările referitoare la membranele cadrului A obținute analitic cu numărul și modelul numeric.

Și în acest caz valorile numerice și analitice sunt asemănătoare. Pentru solicitările de tăiere parametrul D are valoarea maximă de 27% referitoare la membrana X05. Este important să precizăm că acest parametru este calculat față de o valoare analitică destul de mică față de cele ale celorlalte membrane, pentru care se calculează o diferență procentuală între -15% și -6%. Așadar eroarea care apare, evaluată în valoare absolută, este practic aceeași pentru toate membranele.

Același observații sunt valabile și pentru valorile D obținute pentru solicitările de comprimare. Erorile procentuale medii care se înregistrează sunt de aproximativ 15%, cu excepția membranei X07 pentru care D are valoarea de 57%. Această creștere poate fi justificată parțial de faptul că "rigid-link"-urile folosite pentru a reprezenta zonele rigide între fasiile planului și stalpii peretilor permit membranelor situate pe același plan să se apropie. De asemenea aceste elemente rigide garantează o anumită fixare între pereți și ortogonalele lor în zonele unghiurilor. Spre exemplu, ortogonal cu membrana Y07, pe care se descarcă tavanele și de aceea se află într-o stare de comprimare destul de avansată. Conectând rigid cele două membrane la nivelul tavanului, cei doi pereți se apropie. Acest lucru a permis peretelui ortogonal pe urzeala tavanelor (Y07) să fie mai puțin solicitat, în timp ce peretele paralel cu tavanele (X07) suferă o creștere a solicitărilor.

Tab. 0-37: SOLICITĂRI DE COMPRIARE ÎN PEREȚII CADRULUI A

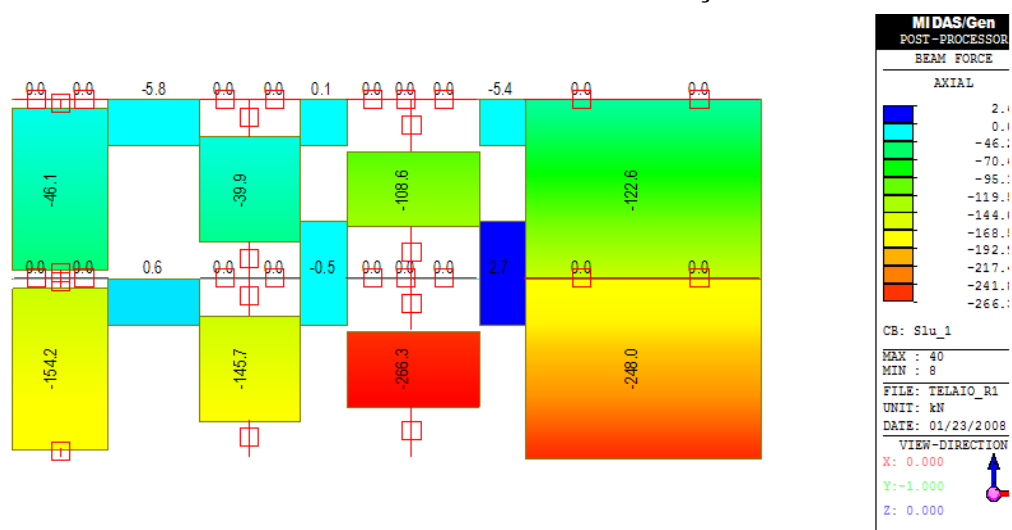


Fig. 0-13 Model cu cadru

X05	X06	X07	X08	Membrană
162.1	187.9	166.7	205.6	Valoare analitică [kN]
154.2	145.7	266.3	248.0	Valoarea modelului cu cadru [kN]
-6%	-24%	+57%	+20%	Difereța procentuală D%

Tab. 0-38: SOLICITĂRI DE TĂIERE ÎN PEREȚII CADRULUI A

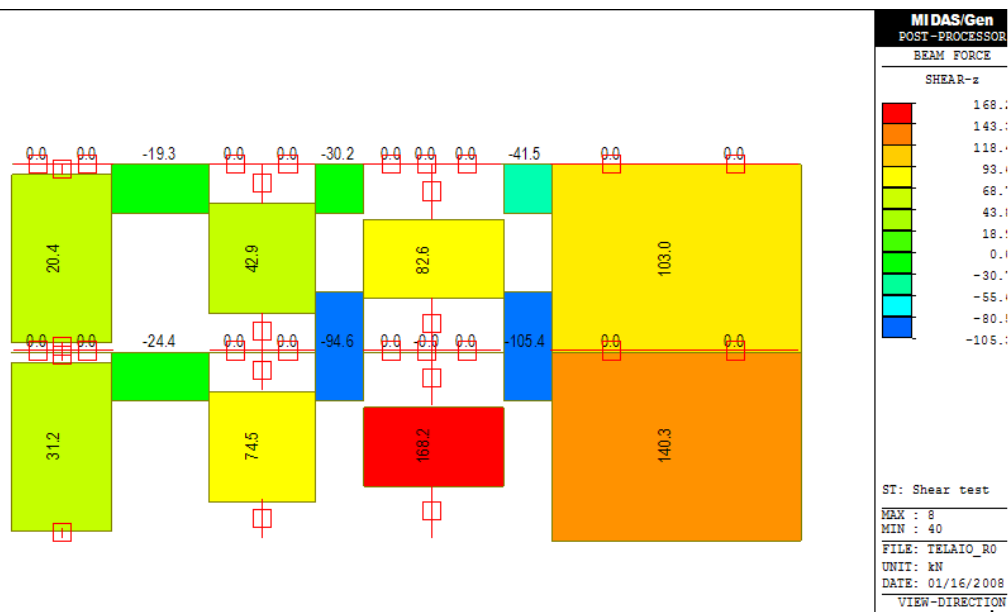


Fig. 0-14 Model cu cadru

X05	X06	X07	X08	Membrană
42.76	87.57	179.61	129.43	Valoare analitică [kN] (neamplificată pentru coef. δ)
31.2	74.5	168.2	140.3	Valoarea modelului cu cadru [kN]
-27%	-15%	-6%	+8%	Diferența procentuală D%



ISO 9001:2015

BIBLIOGRAFIE

- [1] Peter Schallaschek, *“ISOSPAN, Zidărie din blocuri de lemn-beton cu izolație integrată: tabele pentru calcularea conform “EUROCODE 6”, manual de calcul.*
- [2] Piergiorgio Vianello, *“Modelarea numerică a comportamentului panourilor turnate în cofrajele din lemn mineralizat”,* Lucrare de Licență, Departamentul de Construcții și Transporturi, Universitatea din Padova, a.a. 2008/09.
- [3] Claudio Ceccoli și Gilberto Dallavalle, *“Metodă constructivă antiseismică ISOTEX: Interpretări și comentarii ale probelor experimentale și indicații referitoare la metodele de calcul ale structurilor cu pereți de rezistență realizați cu tehnologia bloc-cofraj din lemn mineralizat”,* raport de cercetare efectuat la Universitatea din Bologna.
- Normativa de referință citată
- Web site ISOSPAN www.isospan.eu ; www.isospan.ro

MULȚUMIRI

Mulțumim societăților:

- ISOSPAN Baustoffwerk GmbH - Ramingstein, Madling 11, Austria
- DURISOL-Werke GmbH - Achau, Durisolstrasse 1, Austria

Care au promovat și au sporit cercetarea rezumată în acest manual și au furnizat eșantioanele de probă.

Mulțumim elevilor, care în prezent sunt deja ingineri, Graziano Pier Cuogo, Andrea Perin, Emanuele Pesce și PierGiorgio Vianello, pentru contribuția pe care ne-au dat-o în pregătirea acestui volum.

Mulțumim de asemenea Ing. PierAttilio Mazzocca pentru activitatea de revizuire și îndrumare pe care a efectuat-o în calitate de consultant de referință al societăților Isospan și Durisol.

© 2010 Toate drepturile rezervate Grupul ECO DOMO Romania