

Contribuții la aplicarea unor procedee eficiente de reabilitare structurală a clădirilor

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea Politehnica Timișoara
în domeniul Inginerie Civilă
de către

Pop (Scurt) Adriana-Aurelia

Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing.Bob Corneliu
1. Prof.univ.dr.ing. Ildiko BUCUR ,
2. Prof.univ.dr.ing. Marcela PRADA
3.Conf.univ.dr.ing. Sorin DAN

Ziua susținerii tezei: 14.09.2016

CUPRINS

1. INTRODUCERE. SCOPUL ȘI OBIECTUL TEZEI	7
1.1. Introducere	7
1.2. Scopul și obiectul tezei	8
	9
2. STRUCTURI ÎN CADRE AVÂND PANOURI DE UMPLUTURĂ	
2.1. Alcătuirea structurilor în cadre din beton armat (Probleme generale) ..	9
2.2. Metode de calcul a structurilor în cadre	11
2.2.1. Metode exacte de calcul în domeniul elastic	12
2.2.2. Metode simplificate-aproximative în domeniul elastic	12
2.2.3. Influența variației de temperatură	14
2.2.4. Metoda de calcul în stadiul postelastice	14
2.2.5. Analiza dinamică a structurilor	15
2.3. Probleme privind concepția și soluționările constructive ale structurilor în cadre	15
2.3.1. Comportarea la acțiuni seismice	15
2.3.2. Cerințe fundamentale în proiectarea antiseismică	16
2.3.3. Principii privind proiectarea construcțiilor antiseismice conform P100-1/2013	18
2.4. Efectul panourilor	23
2.5. Tipuri de legături cadru-panou	29
2.6. Influența panourilor asupra rezistenței și rigidității	33
	36
3. METODE DE REABILITARE A STRUCTURILOR ÎN CADRE CU PANOURI	
3.1. Consolidarea cadrelor din beton armat	36
3.2. Consolidări prin cămășuiri cu beton armat	39

3.2.1. Consolidarea stâlpilor cu efect asupra rezistenței la forțe tăietoare și moment încovoietor	39
3.2.2. Consolidarea grinzilor cu efect asupra rezistenței la forța tăietoare și moment încovoietor	43
3.2.3. Consolidarea nodurilor	47
3.3. Consolidări cu profile metalice	49
3.3.1. Consolidarea stâlpilor	49
3.3.2. Consolidarea grinzilor	52
3.3.3. Consolidarea nodurilor	54
3.4. Consolidări cu polimeri armați cu fibre	54
3.4.1. Consolidarea stâlpilor	54
3.4.2. Consolidarea grinzilor	57
3.5. Consolidarea panourilor din zidărie	62
3.5.1. Reparații și consolidări ale pereților structurali din zidărie	62
3.5.2. Reparații și consolidări ale pereților de umplutură	62
4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMLUTURĂ DE ZIDĂRIE	65
4.1. Studiu teoretic privind aportul CFRP la capacitatea portantă	65
4.1.1. Capacitatea portantă a fibrelor CFRP după diferite norme	65
4.1.2. Capacitatea portantă a fibrelor CFRP (aplicația numerică)	70
4.2. Programul experimental	79
4.3. Rezultatele studiului experimental	110
4.4. Concluziile asupra rezultatelor	116
4.4.1. Comparație între datele experimentale și calculul teoretic	116
4.4.2. Aportul zidăriei de umplutură și al consolidărilor	117
4.5. Sustenabilitatea metodelor de consolidare	119
4.5.1. Estimarea indicelui de sustenabilitate în cazul reabilitării stâlpilor cadrului din beton armat	119
4.5.2. Estimarea indicelui de sustenabilitate în cazul reabilitării cadrului cu umplutură de zidărie	125
	129
5. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE	
5.1. Concluzii generale	129

5.2. Concluzii aduse prin elaborarea tezei de doctorat	130
5.3. Direcții viitoare de cercetare	131
	132
BIBLIOGRAFIE	

1. INTRODUCERE. SCOPUL ȘI OBIECTUL TEZEI

1.1. Introducere

Structurile din beton armat și/sau structurile compozite în cazul în care degradarea este limitată trebuie reparate/consolidate, sau demolate atunci când siguranța structurală este foarte mult afectată, iar costul de reabilitare este foarte mare.

Consolidarea structurilor din beton armat/compozite constă în creșterea rezistenței, a rigidității și a ductilității. În cazul structurilor din beton armat în cadre creșterea rigidității și ductilității se face prin cămășuirea grinzilor, stâlpilor și a nodurilor. Cămășuirea este realizată cu beton armat, profile metalice, materiale din fibre de carbon armate cu polimeri (CFRP) etc.

În teză se prezintă un program experimental pentru determinarea deplasărilor nodurilor unui cadru din beton armat, un cadru din beton armat consolidat cu țesătură și lamele din fibre de carbon încărcat cu o forță uniform distribuită pe riglă și o încărcare orizontală pe noduri, aplicată succesiv de la stânga la dreapta și de la dreapta la stânga valoarea ei crescând în trepte de la 0 până la valoarea maximă experimentală. Valoarea maximă experimentală a fost stabilită conform d_{ra}^{SLS} (deplasare relativă de nivel) din Eurocodul EN 1998-1-2004.

În cazul consolidării structurilor de beton armat din cadre umplute cu zidărie din cărămidă creșterea rezistenței la forfecare, a rigidității și ductilității structurii, în cazurile în care structura prezintă degradări limitate, se realizează prin reabilitarea cu țesături din fibre de carbon (CFRP) sau prin realizarea unui perete nou de zidărie.

Programul experimental determină comportamentul structurii realizată din cadre de beton armat umplute cu zidărie din cărămizi cu goluri verticale și mai apoi cărămizi pline și aceeași structură reabilitată cu țesătură din fibre de carbon. Structura a fost încărcată cu o forță verticală uniform distribuită și o forță orizontală, care a fost aplicată în două direcții ale planului cadrului (stânga-dreapta și mai apoi dreapta-stânga) ca și în cazul structurii din cadre de beton armat. Ca rezultat al încercărilor experimentale au fost determinate deplasările nodurilor cadrelor.

Testele au fost efectuate în starea limită de serviciu (SLS), pentru a putea compara rezultatele pentru cele șase structuri testate. Ductilitatea structurilor a fost determinată după un ciclu de încărcare până la atingerea deplasării relative de nivel. Pentru măsurarea deplasărilor stâlpilor cadrelor s-au folosit deflectometre cu precizia de 0,1 mm.

Determinări similare au mai fost efectuate anterior și publicate în lucrări științifice de Paulay (2001), Bob (2001) (2004), Abrams (1994) și Griffith (2008).

Pe de altă parte s-a făcut și un studiu din punct de vedere a sustenabilității metodelor de consolidare.

1.2. Scopul și obiectul tezei

Scopul acestei teze constă în studierea și găsirea unor procedee eficiente de reabilitare structurală a clădirilor din punct de vedere al durabilității, rigidității și a capacității portante, oferind astfel o bază pentru cercetări ulterioare.

Atingerea obiectivului tezei s-a realizat prin derularea următoarelor programe de cercetări teoretice și experimentale:

- sistematizarea unei bibliografii extinse și de actualitate din literatura tehnică de specialitate;
- propunerea unei relații de calcul pentru aprecierea contribuției reabilitării cu produse CFRP a forței tăietoare;
- analiza contribuției teoretice la valoarea forței orizontale la starea limită ultimă (SLU) aduse de cadrul de beton armat, umplutura de cărămidă și consolidarea cu CFRP a structurii în ansamblu comparativ cu valorile experimentale;
- analiza indicelui de sustenabilitate a consolidărilor prin aplicarea unui model specific original;
- prezentarea unor concluzii practice privind atât efectul umpluturii cu zidărie la cadrele din beton armat cât și contribuția adusă de reabilitarea cu CFRP;
- comunicarea și publicarea unui număr de lucrări științifice în volumele unor conferințe și reviste de specialitate naționale și internaționale.

2. STRUCTURI ÎN CADRE AVÂND PANOURI DE UMLTURĂ

2.1. Alcătuirea structurilor în cadre din beton armat (Probleme generale)

Structurile clădirilor asigură transmiterea încărcărilor și acțiunilor care solicită clădirile către fundații și apoi către terenul înconjurător.

Cadrelor sunt structuri portante verticale formate din:

- rigle (orizontale sau puțin înclinate) cu rolul de grinzi;
- stâlpi (verticale sau cu înclinări mici) cu rolul de a transmite încărcările la fundații;
- tiranți (bare orizontale sau verticale);
- diagonale (bare înclinate) pentru creșterea rigidității la deplasare a cadrului; (fig. 2.1) [4]

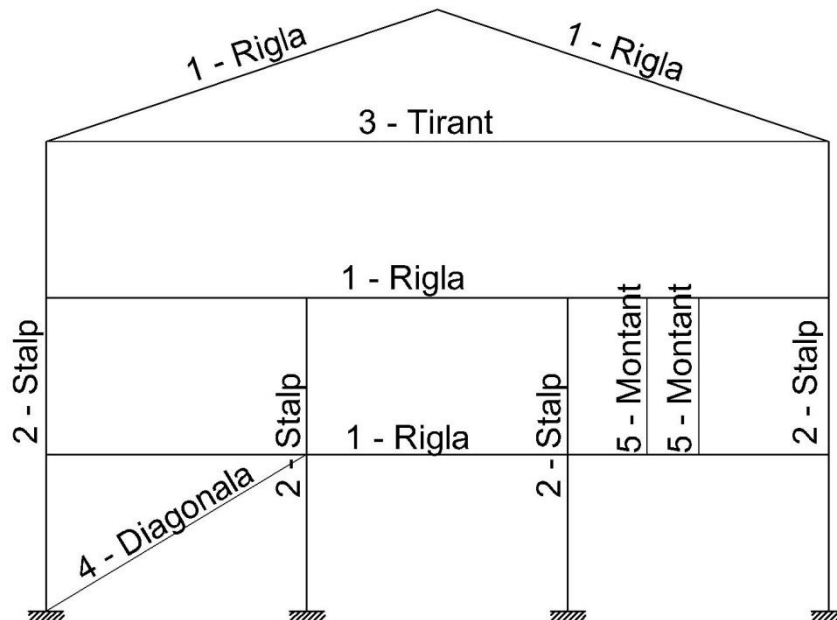


Fig.2.1. Elementele componente ale cadrelor:
1-riglă ; 2-stâlp ; 3-tirant ; 4-diagonală ; 5-montant

Închiderile și pereții interiori de compartimentare (nestructurali) pot fi poziționați diferit pe fiecare nivel, lucru care indică structurile în cadre ca fiind o soluție perfectă pentru construcții civile, social-culturale și industriale.

Cadrela se dispun pe două direcții principale (transversală și longitudinală), îmbinarea dintre stâlpi și rigle realizându-se rigid în noduri pentru preluarea încercărilor orizontale după orice direcție [1; 2]. Astfel în urma îmbinării în barele cadrului apar momente încovoietoare, momente de torsiune, forțe axiale și forțe tăietoare determinate prin metode exacte de calcul, metode simplificate-aproximative sau cu ajutorul programelor specifice de calcul spațial.

Clasificarea cadrelor se face în funcție de diferite criterii astfel:[1; 3; 4;5]

1. după modul de execuție și stări inițiale de tensiuni:
 - cadre monolite
 - cadre prefabricate:
 - precomprimate
 - neprecomprimate
2. după alcătuirea structurii:
 - cadre cu un singur nivel
 - cadre etajate
 - cadre multiplu etajate pentru construcții înalte (fig.2.2) [5]

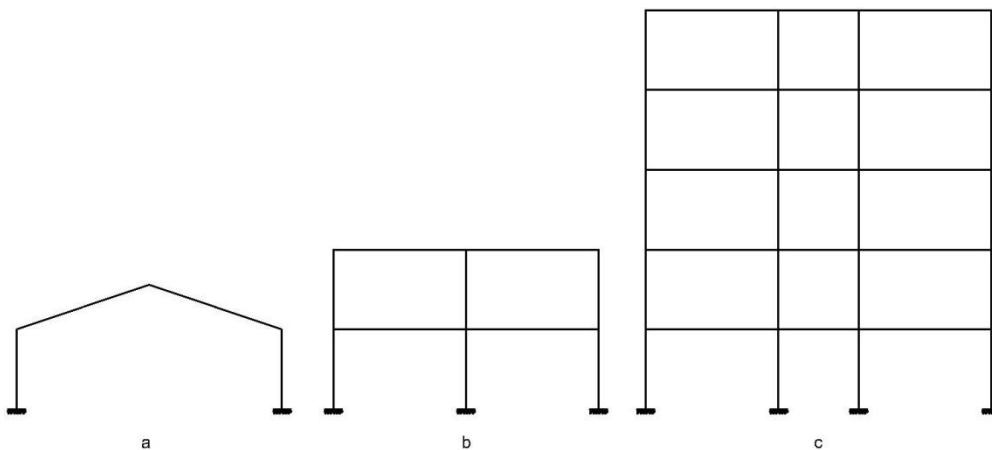


Fig.2.2. Tipuri de cadre:
a-cu un singur nivel ; b-etajat ; c-multiplu

3. după forma acoperișului:

- cu acoperiș drept
- cu acoperiș înclinat sau poligonal
- cu acoperiș curb (fig.2.3) [5]

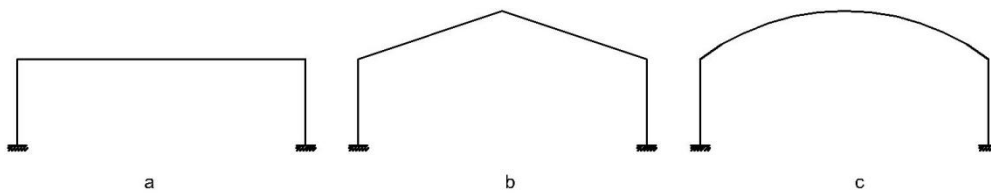


Fig.2.3. Tipuri de cadre :
a-cu acoperiș drept ; b- cu acoperiș înclinat sau poligonal ; c- cu acoperiș curb

4. după alcătuirea barelor:

- bare cu secțiune constantă
- bare cu secțiune variabilă

5. după modul teoretic de rezemare:

- cadre articulate
- cadre încastrate

6. după gradul de nedeterminare statică:

- static determinate
- static nedeterminate

7. după tipul de armare:

- beton armat obișnuit
- beton armat cu armătură rigidă

2.2. Metode de calcul a structurilor în cadre

Din punct de vedere static, cadrele sunt structuri static nedeterminate cu un număr mare de necunoscute. Forma cadrului și a barelor componente, rigiditatea și dimensiunea acestora, încărcările care solicită structura determină apariția unor eforturi cu valori diferite în barele cadrului.

Metodele de calcul a cadrelor pot fi: [1;3]

2.2.1. Metode exacte de calcul în domeniul elastic

- a. Metoda analitică exactă în urma căreia se obțin eforturile și deplasările cadrului studiat, prin rezolvarea unor ecuații de echilibru static și geometric (metoda eforturilor și metoda deplasărilor).
- b. Metoda numerică constă în folosirea programelor și soft-urilor de calcul elaborate pe baza metodelor cunoscute din teoria elasticității (metoda elementului finit).

2.2.2. Metode simplificate-aproximative în domeniul elastic

Metoda presupune acceptarea unor simplificari prin care se reduce volumul operațiilor de calcul de genul legăturile de importanță mai redusă se elimină, elementele se comportă omogen și elastic, ignorarea elementelor de închidere și a altor elemente de umplutură în stabilirea rigidității de ansamblu a structurii, neglijarea structurii spațiale și reducerea la sisteme plane.

- a. Metode aproximative pentru calculul cadrelor la încărcări verticale[4]

La cadrele din elemente cu momente de inerție constante sau variabile, cu noduri fixe cu deplasări neînsemnate sau cu deschideri apropiate ca mărime între ele se va elimina transmiterea momentelor ca urmare a rotirii nodurilor învecinate. Acest lucru este posibil în urma considerării uneia dintre extremitățile cadrului ca fiind încastrate perfect. (fig.2.4)[3; 4].

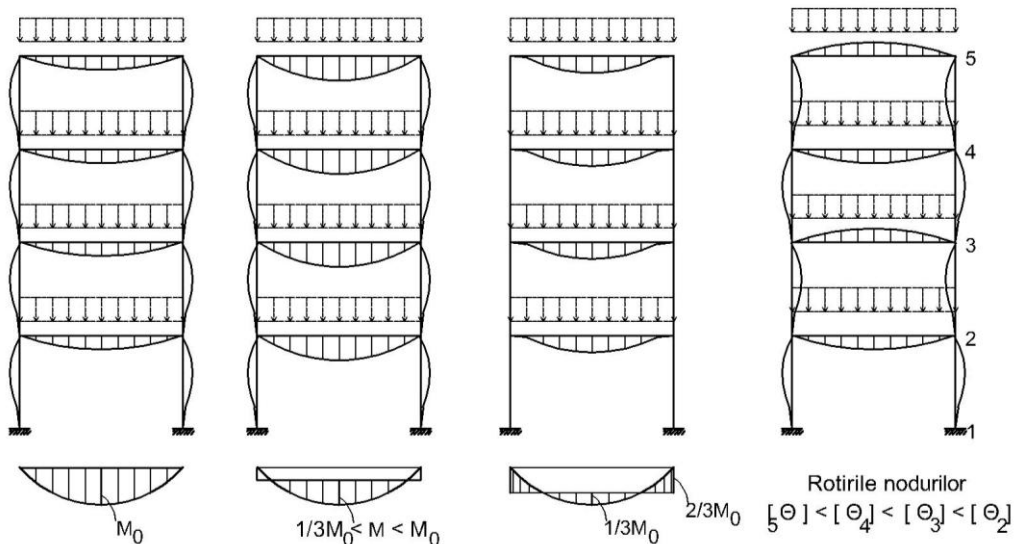


Fig.2.4. Comportarea cadrelor la încărcări verticale în funcție de raportul rigidităților

b. Metode aproximative pentru calculul cadrelor la încărcări orizontale

Se aplică atunci când încărcările orizontale sunt preponderente la cadrele cu deschideri și înălțimi egale, iar ipoteza simplificatoare constă în aprecierea punctelor de moment zero în mijlocul barelor sau la o anumită distanță de moduri cu excepția stâlpilor de la primul nivel la care poziția momentului zero se consideră la 2/3 de la fundație. (fig 2.5) [4].

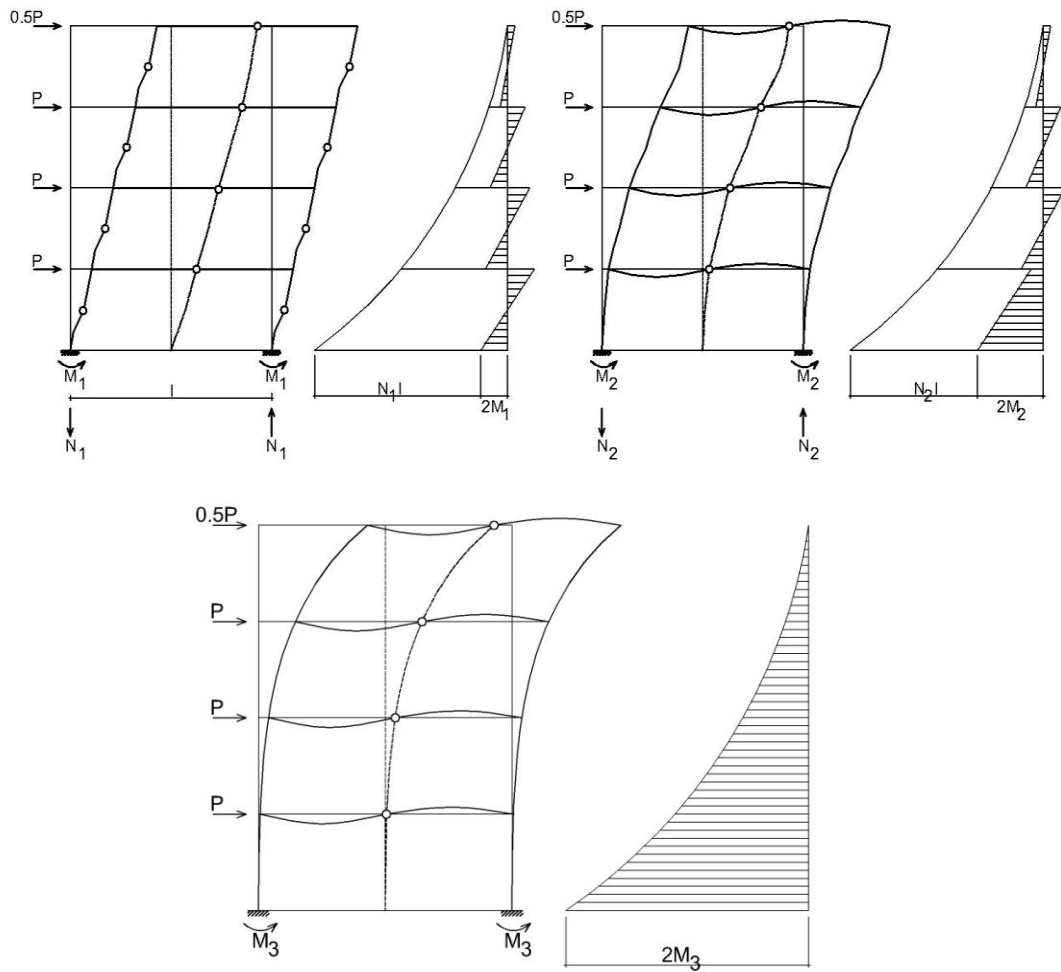


Fig.2.5. Comportarea cadrelor la încărcări orizontale în funcție de raportul rigidităților

2.2.3. Influența variației de temperatură

Influența variației de temperatură (construcției) apare la structurile în cadre cu deschideri mari sau cu rosturi de dilatație depărtate sub forma modificării lungimii barelor sau prin curbarea acestora. Variația de temperatură intervine asupra structurilor ca diferență între temperatura la care se execută construcția și cea la care este exploatată sau ca diferență de temperatură între fața exterioară și fața interioară a elementelor structurilor. În general calculul se efectuează doar în cazul diferenței de temperatură dintre execuție și exploatare, adică atunci când aceasta produce eforturi interioare în structură, rezultând deformații de alungire sau scurtări uniforme în secțiune [1]. În fig2.6 [3] este prezentat în două situații un cadru parter cu două deschideri și eforturile din variațiile de temperatură aferente. În prima variantă cu riglele legate de stâlpi prin articulații, riglele vor fi solicitate la eforturi axiale; în a doua variantă cu riglele legate de stâlpi prin încastrare parțială, riglele vor fi solicitate la eforturi axiale și momente de încovoiere. Deplasările axiale ale grinzii variază liniar și stâlpii sunt încărcăți în noduri cu forțe horizontale rezultând momente de încovoiere în ambele variante.

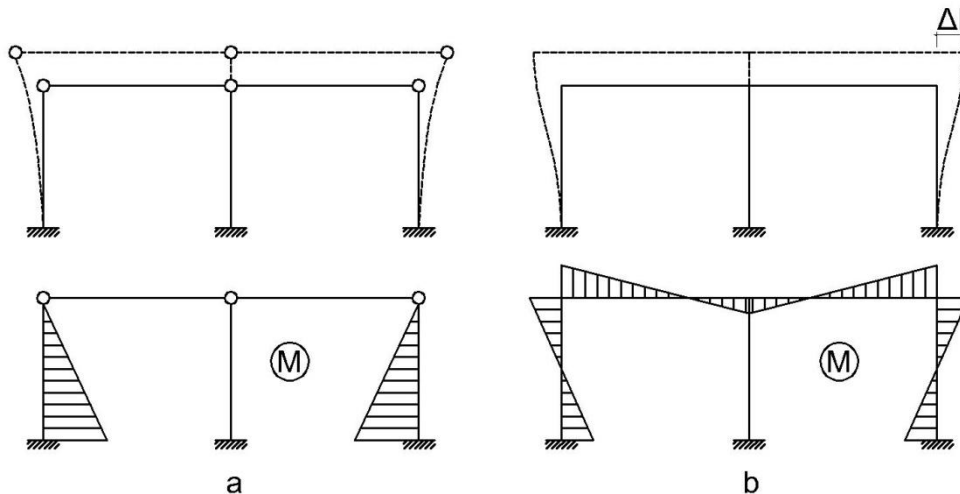


Fig.2.6. Eforturi din variații de temperatură :
a-cadru cu rigla prinsă de stâlpi prin articulații ; b-cadru cu noduri monolite

2.2.4. Metoda de calcul în stadiul postelastice [1]

- Procedeul ajustării rotirilor articulațiilor plastice constă în ajustarea valorilor rotirilor articulațiilor plastice la capacitățile de rotire permise.
- Procedeul de primă aproximație admite apariția de articulații plastice la capetele riglelor, rotirile articulațiilor plastice în raport cu capacitățile de rotire fiind neglijate.
- Procedeul biografic simplificat în care forțele orizontale (considerate ca acțiuni statice) cresc proporțional de la valoarea zero la cea

corespunzătoare cedării, urmărindu-se prin calcule toate fazele structurii astfel încărcată.

- d. Procedee de calcul dinamic liniar presupune aplicarea unor oscilații după o accelerogramă dată și urmărirea comportării structurii în fiecare secțiune și pentru ansamblu prin procedee de simulare la calculator. Se vor înregistra deplasările, apariția de articulații plastice sau de cedări și forțele orizontale.

2.2.5. Analiza dinamică a structurilor

Încărcările seismice se modelează prin forțe convenționale aplicate static. Simplificări pentru calculul dinamic al cadrelor se referă la: renunțarea la anumite deplasări cum ar fi rotirile, concentrarea în nodurile cadrelor a maselor distribuite ale structurii, reconsiderarea cadrelor plane. (fig. 2.7) [1].

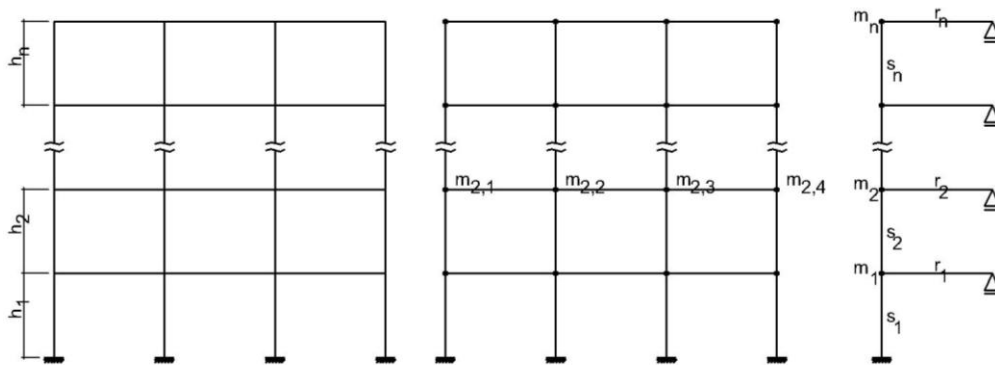


Fig.2.7. Simplificări pentru calculul dinamic al cadrelor

2.3. Probleme privind concepția și soluționările constructive ale structurilor în cadre

2.3.1. Comportarea la acțiuni seismice

Potrivit definiției cutremurul (seismul) este o „mișcare puternică și bruscă, verticală, orizontală sau de torsiune a scoarței Pământului, provocată fie de dislocări subterane, de erupții vulcanice etc.”. Terenul (mediul natural) o primește sub formă de unde și o transmite sub formă de mișcare construcțiilor. Acestea se opun generând forțe de inerție (forțe seismice) compuse din forțe orizontale, care sunt determinante în calculul structurilor și forțe verticale care se consideră a fi acoperite de forțele gravitaționale.

Răspunsul structurii depinde de deformabilitatea sau gradul de flexibilitate a structurii și poate fi redus prin capacitatea structurii de a disipa energie prin frecări interne (amortizare vâscoasă) și prin deformații plastice (amortizare prin ductilizare). Modul în care structurile răspund în urma unui cutremur se exprimă prin spectre de răspuns. În urma cercetării spectrelor de răspuns din fiecare regiune seismică s-a constatat că prin proiectarea și realizarea structurilor ductile se obține o diminuare semnificativă a răspunsului structurilor.

2.3.2. Cerințe fundamentale în proiectarea antiseismică

Datorită faptului că cutremurele au influențe majore asupra clădirilor cu urmări devastatoare, proiectarea clădirilor moderne trebuie să atingă cele două niveluri de bază de performanță și anume:

- Siguranța de viață respectiv protecția vieții umane în cazul în care se produce prăbușirea locală sau generală a structurii. Astfel structura trebuie proiectată pentru a prelua acțiunile seismice stabilite având și o rezervă de siguranță [6].
- Protecția față de degradări și avarii sau limitarea acestora prin proiectarea inițială a structurii astfel încât aceasta să preia acțiuni seismice cu o probabilitate mai mare de apariție decât acțiunea seismică de proiectare [6].

Pentru a atinge aceste niveluri de performanță este important ca în timpul proiectării să se parcurgă toate etapele conform figurii prezentate (fig.2.8) [7].

17 - 2.3. Probleme privind concepția și soluționările constructive ale structurilor în cadre

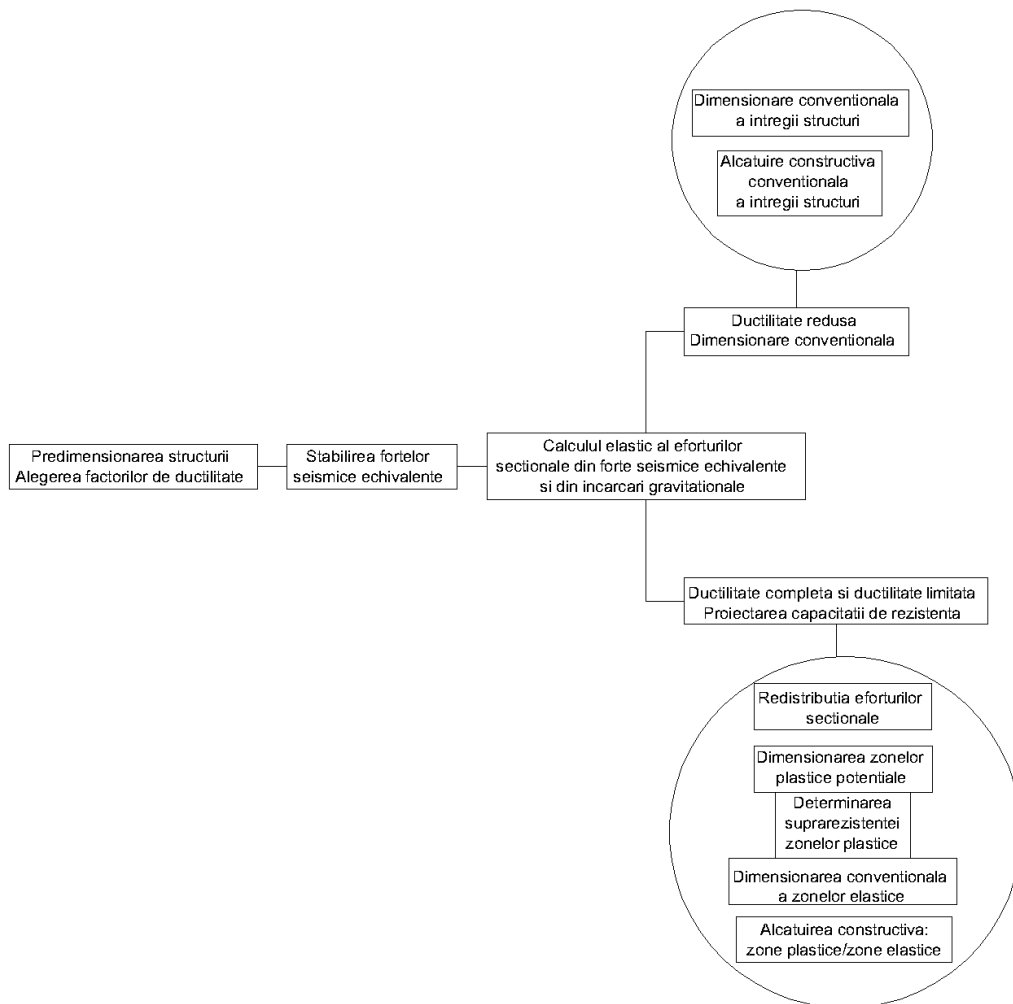


Fig.2.8. Schema etapelor de proiectare

2.3.3. Principii privind proiectarea construcțiilor antiseismice conform P100-1/2013

Una dintre cele mai importante proprietăți în cazul unei structuri antiseismice este ductilitatea. Această proprietate presupune capacitatea suficientă de deformare postelastice astfel încât elementele structurale să poată fi remediate pentru a se evita colapsul.

În funcție de capacitatea de disipare a energiei și de rezistența la forțe laterale, structurile pentru clădiri sunt în clase de ductibilitate înaltă (DCH), în clasa de ductibilitate medie (DCM) sau în clasa de ductibilitate joasă (DCL). Primele două categorii se vor proiecta având ca bază regulile și prevederile „Indicativului P100-1/2013”, iar ultima categorie va respecta în principal regulile de proiectare din SREN 1992-1-1. [6]. Încadrarea în aceste categorii se face în funcție de amplasarea structurilor pe teritoriul României, astfel în zone cu $a_g \geq 0,3$ g se vor proiecta structuri DCH și DCM, și în zone cu $a_g \leq 0,10$ g structuri DCL. (fig 2.9)[6].

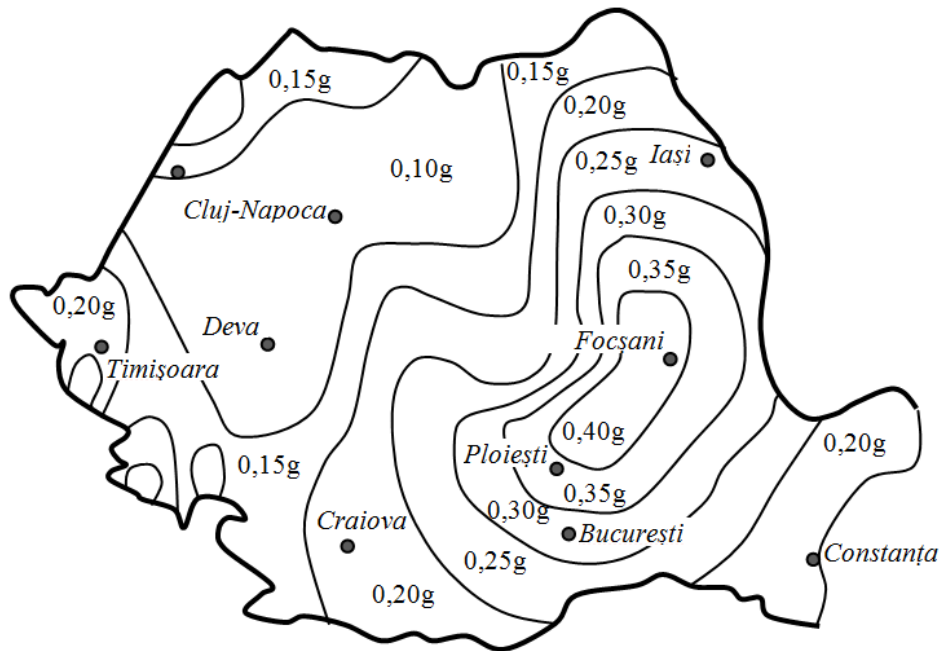


Fig.2.9. Zonarea valorilor de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare cu IMR=225 ani și 20% probabilitate de depășire în 50 de ani

Tabel 2.1. Prevederi privind proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă (DCH) și medie (DCM)

Proiectarea elementelor	DCH	DCM
1. Condiții impuse materialelor	*beton \geq C20/25 *armătură -longitudinală-oțel profilat din clasa B cu excepție în zonele critice din clasa C -transversală-oțel neprofilat	*beton \leq C16/20 *armătură -longitudinală-oțel profilat din clasa B -transversală-oțel neprofilat
2. Condiții geometrice grinzi	*lățime \geq 200 mm $\frac{\text{Lățime}}{\text{Înălțime}} \geq \frac{1}{4}$ *excentritatea ax grindă în raport cu axul stâlpului la noduri \leq 1/3 lățime b_c a stâlpului.	*lățime \geq 200 mm * $\frac{\text{Lățime}}{\text{Înălțime}} \geq \frac{1}{4}$
3. Condiții geometrice stâlpi	* Dimensiune secțiune \geq 300 mm	*Dimensiune secțiune \geq 300 mm
4. Condiții geometrice pereți ductili	*grosimea inimii $b_{wo} \geq \max \{150 \text{ mm}, h_s/20\}$ *interzis rigle de cuplare distribuite neregulat	* grosimea inimii $b_{wo} \geq \max \{150 \text{ mm}, h_s/20\}$ *interzis rigle de cuplare distribuite neregulat
5. Eforturi de proiectare 5.1. Grinzi	* $M_{ed} \leftarrow$ calcul structural în combinația seismică de proiectare * $V_{ed} \geq V$ din calcul structural în combinația seismică de proiectare γ_{Rd} $* M_{db,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$ $\gamma_{Rd} = 1,2$	* $M_{ed} \leftarrow$ calcul structural în combinația seismică de proiectare * $V_{ed} \geq V$ din calcul structural în combinația seismică de proiectare γ_{Rd} $* M_{db,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$ $\gamma_{Rd} = 1,0$
5.2. Stâlpi	* $V_{ed} \geq V$ din calcul structural în combinația seismică de proiectare γ_{Rd} $* M_{dc,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$ $\gamma_{Rd} = 1,3$ pentru nivelul de la baza construcției $\gamma_{Rd} = 1,2$ pentru restul nivelelor	* $V_{ed} \geq V$ din calcul structural în combinația seismică de proiectare γ_{Rd} $* M_{dc,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$ $\gamma_{Rd} = 1,0$
5.3. Noduri de cadru	*noduri de capăt: $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$ *celelalte noduri: $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$ $\gamma_{Rd} = 1,1$	*noduri de capăt: $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$ *celelalte noduri: $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$ $\gamma_{Rd} = 1,0$
5.4. Pereți ductili	* V_{ed} în perete	* V_{ed} în perete

20 - 2. STRUCTURI ÎN CADRE AVÂND PANOURI DE UMPLUTURĂ

	$V_{ed} = 0,5 \cdot V_{Ed,0}$ $V_{ed} = k_V \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V'_{Ed}$ $k_V = 1,2$ <p>*V_{ed} la baza peretelui deasupra secțiunii teoretice de încadrare</p> $V_{ed,0} = k_V \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V'_{Ed,0}$ $k_V = 1,2$ $* 1,5 \cdot V'_{ed} \leq V_{Ed} \leq q \cdot V'_{ed}$	$V_{ed} = 0,5 \cdot V_{Ed,0}$ $V_{ed} = k_V \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V'_{Ed}$ $k_V = 1,0$ <p>*V_{ed} la baza peretelui deasupra secțiunii teoretice de încadrare</p> $V_{ed,0} = k_V \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V'_{Ed,0}$ $k_V = 1,0$ $* 1,5 \cdot V'_{ed} \leq V_{Ed} \leq q \cdot V'_{ed}$
5.5. Pereți scurți $H_w/l_w \leq 2$	<p>*$M_{ed} \leftarrow$ calcul structural la încercările seismic de proiectare</p> $* 1,5 \cdot V'_{ed} \leq V_{Ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \cdot V'_{ed} \leq q \cdot V_{ed}$	<p>*$M_{ed} \leftarrow$ calcul structural la încercările seismic de proiectare</p> $* 1,5 \cdot V'_{ed} \leq V_{Ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \cdot V'_{ed} \leq q \cdot V_{ed}$
6. Verificări la starea limită ultimă 6.1. Grinzi	<p>A. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare *rezemare pe stâlpi de margine: $b_{ef} = b_c$ (grinzi transversale în nod) $b_{ef} = b_c + h_f$ (grinzi transversale în nod) *în zonele critice ale grinzi cu zăbrele $\Phi = 45^\circ$ *dimensionarea și armarea la V_{ed} se face în funcție de raportul $\zeta = V_{edmin}/V_{edmax}$ a. $\zeta \geq -0,5$ conform SREN 1992-1-1 b. $\zeta < -0,5$ și $V_{ed} \leq (2+\zeta) \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd}$ conform SREN 1992-1-1 c. $\zeta < -0,5$ și $V_{ed} \leq (2+\zeta) \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd}$ $\frac{1}{2} V_{ed}$ se preia de etrieri și $\frac{1}{2} V_{ed}$ se preia de armături înclinate B. Asigurarea cerințelor de ductibilitate locală. *zone critice=zone extremități grinzi $l_{cr} = 1,5 h_w$ *minim $\frac{1}{2} A_s = A'_s$ $* \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0,5 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}}$ *înălțimea zonei comprimate $x_n \leq 0,25d$ *Armare continuă pe toată deschiderea grinzii:</p>	<p>A. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare *rezemare pe stâlpi de margine: $b_{ef} = b_c$ (grinzi transversale în nod) $b_{ef} = b_c + h_f$ (grinzi transversale în nod) *în zonele critice ale grinzi cu zăbrele $\Phi = 45^\circ$ *dimensionarea și armarea la V_{ed} se face în funcție de raportul $\zeta = V_{edmin}/V_{edmax}$ $\zeta < -0,5$ și $V_{ed} \leq (2+\zeta) \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd}$ conform SREN 1992-1-1 $\zeta < -0,5$ și $V_{ed} \leq (2+\zeta) \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd}$ B. Asigurarea cerințelor de ductibilitate locală. *zone critice=zone extremități grinzi $l_{cr} = h_w$ *minim $\frac{1}{2} A_s = A'_s$ $* \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0,5 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}}$ *înălțimea zonei comprimate $x_n \leq 0,25d$ *Armare continuă pe toată deschiderea grinzii:</p>

21 - 2.3. Probleme privind concepția și soluționările constructive ale structurilor în cadre

	<p>-minim 2Φ14 inferior și superior</p> <p>-minim $\frac{1}{4} A_s$ continuu pe lungime</p> <p>*Etrieri în zona critică: $-d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $-s \leq \min \{h_w/4; 150 \text{ mm}; 8d_{bl}\}$</p>	<p>-minim 2Φ14 inferior și superior</p> <p>-minim $\frac{1}{4} A_s$ continuu pe lungime</p> <p>*Etrieri în zona critică: $-d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $-s \leq \min \{h_w/4; 200 \text{ mm}; 8d_{bl}\}$</p>
6.2. Stâlpi	<p>A. Rezistență la încovoiere și forță tăietoare $* \Phi = 45^\circ$ *conform SREN 1992-1-1</p> <p>B. Asigurarea ductibilității locale: $*v_d \leq 0,45$ $*v_d \text{ sporite} \leq 0,55$ $*0,01 \leq \rho \leq 0,04$</p> <p>*zone critice = zone de la extremitățile stâlpilor *lungimea zonei critice pentru baza stâlpilor $l_{cr} \geq \max \{h_c; l_{cl}/6; 600 \text{ mm}\}$ $*l_{cl}/h_c < 3 \rightarrow l_{cl} = l_{cl}$ *se prevăd etrieri și agrafe în interiorul zonelor critice *armarea transversală minim dată de condițiile: -în zona critic de la baza stâlpilor $\rho_{w,\min} = 0,005$ $\omega_{wd,\min} = 0,12$ -în restul zonelor: $\rho_{w,\min} = 0,0035$ $\omega_{wd,\min} = 0,08$ -distanța dintre etrieri $s \leq \min \{b_0/3; 125 \text{ mm}; 7 \cdot d_{bl}\}$ -distanța dintre etrieri la baza stâlpilor $s \leq \min \{b_0/3; 125 \text{ mm}; 6 \cdot d_{bl}\}$ -distanța dintre barele consecutive $\leq 200 \text{ mm}$</p>	<p>A. Rezistență la încovoiere și forță tăietoare $* \Phi = 45^\circ$ * conform SREN 1992-1-1</p> <p>B. Asigurarea ductibilității locale: $*v_d \leq 0,5$ $*v_d \text{ sporite} \leq 0,65$ $*0,008 \leq \rho \leq 0,04$</p> <p>*zone critice = zone de la baza stâlpilor *lungimea zonei critice: $l_{cr} \geq \max \{h_c; l_{cl}/6; 450 \text{ mm}\}$ $*l_{cl}/h_c < 3 \rightarrow l_{cl} = l_{cl}$ *se prevăd etrieri și agrafe în interiorul zonelor critice *armarea transversală minim dată de condițiile: -în zona critic de la baza stâlpilor $\rho_{w,\min} = 0,0035$ $\omega_{wd,\min} = 0,08$ -în restul zonelor: $\rho_{w,\min} = 0,0025$ $\omega_{wd,\min} = 0,06$ -distanța dintre etrieri $s \leq \min \{b_0/2; 175 \text{ mm}; 8d_{bl}\}$ -distanța dintre barele consecutive $\leq 200 \text{ mm}$</p>
6.3. Noduri de cadru	<p>*Forța tăietoare de proiectare în nodurile exterioare:</p>	<p>*Armătura orizontală de confinare în nodurile de cadru \geq armătura dispozitivului</p>

22 - 2. STRUCTURI ÎN CADRE AVÂND PANOURI DE UMPLUTURĂ

	<p>$V_{jhd} \leq 0,25b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}$</p> <p>-în restul nodurilor:</p> <p>$V_{jhd} \leq 0,3b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}$</p> <p>*Lățimea de proiectare a nodului</p> <p>$b_j = \min(b_c; b_w + 0,5 \cdot h_c)$</p> <p>*Armătura transversală A_{sh}:</p> <p>-în nodurile de capăt:</p> <p>$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq 0,8 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1-0,8v_d)$</p> <p>-în restul nodurilor:</p> <p>$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq 0,8 \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1-0,8v_d)$</p> <p>*Armătura orizontală a nodului \geq armătura transversal din zonele critice ale stâlpului.</p>	<p>în zonele critice adiacente ale stâlpilor.</p> <p>*Distanța între etrierii orizontali se poate dubla fără a depăși 150 mm, dacă în nod intră grinzi pe toate cele 4 laturi și $b_w \geq \frac{3}{4} b_c$.</p> <p>*Pe fiecare latură a nodului trebuie prevăzută cel puțin o bară vertical intermediară.</p>
<p>6.4. Pereti ductili</p>	<p>A. Rezistența la încovoieri și forță tăietoare</p> <p>* se utilizează SREN 1992-1-1</p> <p>B. Asigurarea ductibilității locale</p> <p>*înălțimea zonei critice:</p> <p>$l_{cr} = \max(l_w, H_w/6)$</p> <p>cu limitările</p> $l_{cr} \leq \begin{cases} h_s, n \leq 6 \\ 2h_s, n \geq 7 \\ 2l_w \end{cases}$ <p>*înălțimea zonei comprimate în secțiunile pereților:</p> <p>$x_n \leq 0,1 \cdot (\Omega + 2) \cdot l_w$</p> <p>*Dimensiunile geometrice ale bulbilor vor fi:</p> <p>-grosimea ≥ 250 mm sau $h_s/10$</p> <p>-lungimea $\geq b_{wo}$</p> <p style="padding-left: 40px;">$\geq 0,10 l_w$</p> <p>*măsuri de confinare pe lungime:</p> <p>$l_c = x_n (1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$</p> <p>$l_c \geq 0,15 l_w$ sau $l_c \geq 0,15 b_w$</p> <p>*se prevede armătura verticală tip stâlp pe $l = 1/10 l_w$ la marginile secțiunilor pereților</p> <p>*grosime a peretelui care nu are stâlpi sau bulbi de minim $h_s/10$</p> <p>*armarea transversală la capetele secțiunilor în zonele critice:</p>	<p>A. Rezistența la încovoieri și forță tăietoare</p> <p>* se utilizează SREN 1992-1-1</p> <p>B. Asigurarea ductibilității locale</p> <p>*înălțimea zonei critice:</p> <p>$l_{cr} = \max(l_w, H_w/6)$</p> <p>cu limitările</p> $l_{cr} \leq \begin{cases} h_s, n \leq 6 \\ 2h_s, n \geq 7 \\ 2l_w \end{cases}$ <p>*înălțimea zonei comprimate în secțiunile pereților:</p> <p>$x_n \leq 0,135 \cdot (\Omega + 2) \cdot l_w$</p> <p>*grosime a peretelui care nu are stâlpi sau bulbi de minim $h_s/10$</p> <p>*armarea transversală la capetele</p>

	$d_{bw} \geq \max \{d_{bl}/3; 6 \text{ mm}\}$ $s \leq \min \{120\text{mm}/3d_{bl}\}$	secțiunilor în zonele critice: $d_{bw} \geq \max \{d_{bl}/4; 6 \text{ mm}\}$ $s \leq \min \{150\text{mm}/12d_{bl}\}$
6.5. Grinzi de cuplare scurte (l/h_w $\leq 2,0$)	<ul style="list-style-type: none"> *dacă $V_{ed} \leq b_w \cdot d \cdot f_c \cdot f_{ctd}$ grinzile de cuplare se calculează ca și grinzile de tip curent *dacă $V_{ed} > b_w \cdot d \cdot f_c \cdot f_{ctd}$ armarea grinzilor de cuplare se face prin: $V_{ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$ *Armăturile diagonal sub forme de carcasa de stâlpi; $l_{ancorare} =$ cu cel puțin 50% mai mare față de SREN *Etrierii închiși îndeplinesc condițiile: $d_{bw} \geq \max \{d_{bl}/4; 8 \text{ mm}\}$ $s \leq \min \{100 \text{ mm}; 0,3 \text{ din distanța interax a armăturii longitudinale a carcasa}\}$ 	<ul style="list-style-type: none"> *dacă $V_{ed} \leq 1,5 b_w \cdot d \cdot f_c \cdot f_{ctd}$ grinzile de cuplare se calculează ca și grinzile de tip curent *dacă $V_{ed} > 1,5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_c \cdot f_{ctd}$ armarea grinzilor de cuplare se face prin: $V_{ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$ *Armăturile diagonal sub forme de carcasa de stâlpi; $l_{ancorare} =$ cu cel puțin 50% mai mare față de SREN *Etrierii închiși îndeplinesc condițiile: $d_{bw} \geq \max \{d_{bl}/4; 8 \text{ mm}\}$ $s \leq \min \{100 \text{ mm}; 0,3 \text{ din distanța interax a armăturii longitudinale a carcasa}\}$

2.4. Efectul panourilor

Panourile de zidărie modifică caracteristicile construcției și dau naștere la noi mecanisme de cedare, cadrele cu zidărie de umplutură fiind structuri compozite cu o comportare complexă și având un caracter pronunțat neliniar. Acest lucru rezultă datorită comportării ductile și neliniare a cadrului de beton armat a comportării fragile a panoului datorită deformațiilor și rigidităților diferite a acestui ansamblu. Efectele negative ale interacțiunii ansamblului pot să apară și datorită modului de amplasare a panourilor în planul vertical și cel orizontal și anume: amplasarea neuniformă în planul vertical poate să ducă la schimbări de rigiditate rezultând concentrări de eforturi, iar în planul orizontal modificarea poziției panourilor poate contribui la apariția de torsiuni suplimentare [8].

Prezența panourilor constrânge deformațiile cadrului datorită faptului că rezistența și rigiditatea structurii compozite este mult mai mare decât cea obținută considerând cadrul și panoul independent.

[9] Comportarea cadrelor umplute integral cu zidărie în faza inițială este aproape elastică, în cea mai mare parte fiind dictată de panoul de zidărie. Ansamblul structural se comportă ca un element monolit datorită legăturilor la nivelul interfeței cadru-panou. Experimentele realizate arată că în stadiul inițial stâlpii se comportă ca elemente întinse sau comprimate, iar panoul de zidărie ca un element de conexiune datorită lunecărilor existente la interfața cadru-panou.

Odată cu creșterea forțelor laterale, datorită deplasărilor diferite, o parte a interfeței fisurează, astfel panoul de zidărie se desprinde de cadrul de beton cu excepția unor zone de la colțurile panoului unde se dezvoltă eforturi de compresiune. Mărima acestei forțe pentru care se realizează separarea depinde de modul în care este realizată interfața panou-cadru. Desprinderea nu afectează rezistența ansamblului compozit ci doar micșorează rigiditatea acestuia.

După desprindere, eforturile din colțurile întinse se reduc, iar cele din colțurile comprimate se măresc, astfel panoul fiind supus la eforturi de compresiune în lungul diagonalei ce unește cele două colțuri comprimate. Starea de solicitare este astfel de: compresiune biaxială pe zonele de colț, iar zona centrală este supusă la compresiune-întindere. În acest stadiu structura compozită se comportă ca un cadru contravîntuit. Datorită acestui fapt cercetătorii au tras concluzia că efectul panourilor de zidărie poate fi modelat aproximativ ca o diagonală comprimată (fig 2.10) [8]. Când direcția forțelor orizontale se schimbă, diagonală comprimată va fi pe direcția celorlalte două colțuri.

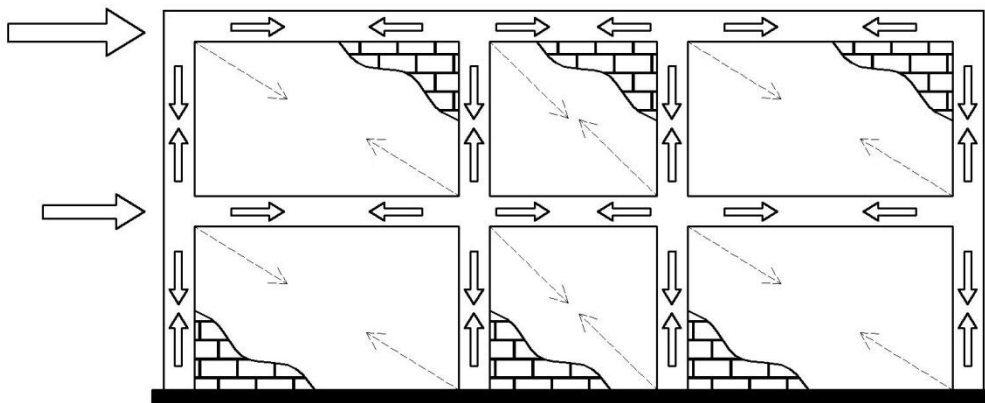


Fig.2.10. Transferul încărcărilor laterale în cadre cu panouri de zidărie

Prima formulare a acestei idei îi aparține lui Polyankov în 1956 și mai apoi Holmes a propus ca dimensiune pentru lățimea diagonalei de $1/3$ din lungime.

De-a lungul suprafeței de contact apar eforturi de compresiune și forfecare. Pentru eforturile normale în timp ce Polyankov le considera distribuite parabolic, Stafford Smith le considera distribuite liniar, iar Lenchars (1973) le considera distribuite neliniar, în funcție de nivelul de încărcare conform figurii 2.11 [9].

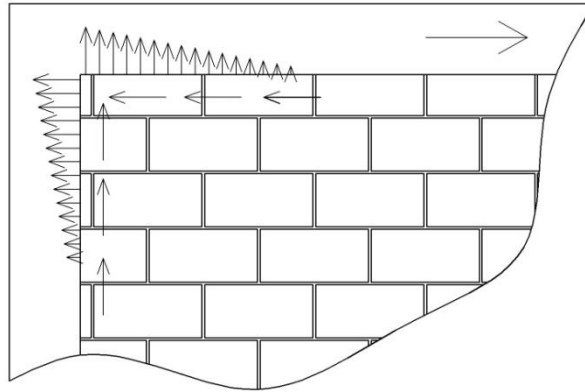


Fig.2.11. Variația eforturilor în zona de contact propusă de Leuchars [1973]

Lungimea de contact depinde de raportul rigidităților elementelor comprimate ale ansamblului compozit.

În stadiul elastic eforturile normale sunt concentrate în zona colțurilor încărcate și pe măsură ce forțele laterale cresc ele se redistribuie astfel încât punctul de aplicație al rezultantei se deplasează în colțul panoului, ceea ce duce la o creștere a momentului încovoietor în cadru.

La modelarea structurii compozite printr-o diagonală comprimată pe lângă eforturile de întindere ce apar într-un stâlp al cadrului, în elementele cadrului mai apar și momente încovoietoare și forțe tăietoare. Valorile momentelor sunt substanțial mai mici în cazul structurii compozite decât în cazul cadrului simplu, deoarece forțele laterale sunt preluate prin mecanismul de grindă cu zăbrele.

La creșterea forțelor laterale se continuă separarea panoului de zidărie de cadrul de beton armat astfel zona de contact rămânând numai în jurul colțurilor comprimate. Încep să apară fisuri în panoul de zidărie ceea ce duce la micșorarea rigidității, dar deși fisurat, panoul de zidărie poate fi modelat în continuare ca o diagonală comprimată. Rezultă că în acest stadiu zidăria este degradată iar în cadru datorită momentelor încovoietoare crescute apar articulațiile plastice.

După atingerea forței laterale capabile efectul diagonalei de zidărie se reduce și comportarea finală este dictată de comportarea cadrului de beton armat (fig. 2.12) [8].

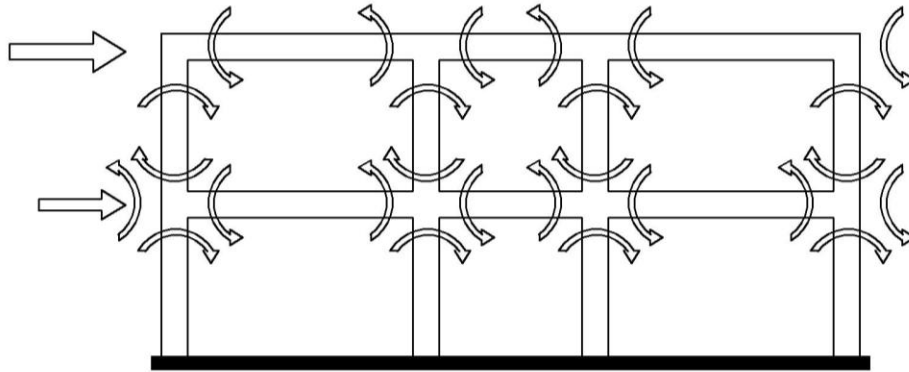


Fig.2.12. Transferul încărcărilor laterale în cadre simple

În cadrul studiilor experimentale s-au folosit tehnici de execuție reale, care implică apariția de spații inițiale între cadrul din beton armat și panoul de zidărie. Fisurarea ulterioară are loc pe zone mai înguste și având o deschidere mai mare. Fiecare fisură apărută este însoțită de o scădere bruscă a forței laterale, iar după atingerea forței laterale capabile rigiditatea scade mult mai rapid decât în cazul cadrelor perfect umplute cu zidărie.

Partea descendentă a curbei forță-deplasare obținută după atingerea forței laterale capabile depinde foarte mult de modul de cedare a panoului de zidărie, astfel cazul în care panoul cedează prin lunecare, adică datorită depășirii capacității la forță tăietoare a rostului orizontal de mortar. (fig 2.13)[9].

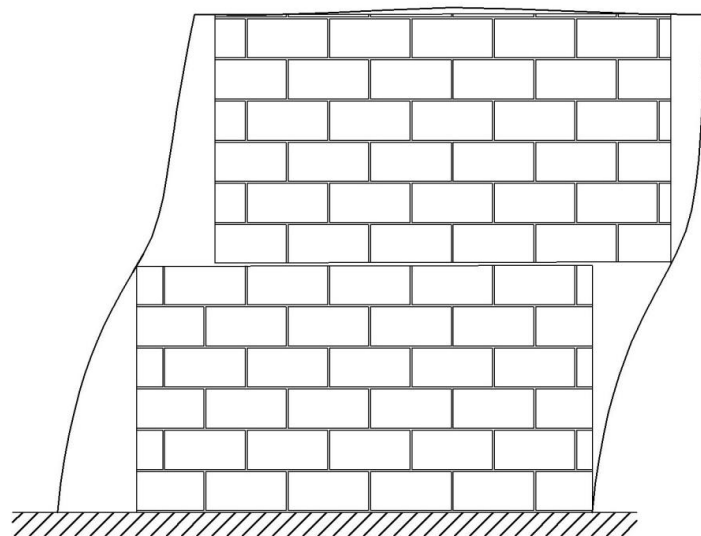


Fig.2.13. Cedarea panoului prin lunecare în rostul orizontal

După cum se vede și în figuri, panoul de zidărie intră în contact cu stâlpii cadrului nu doar la colțuri ci și pe înălțimea lor astfel mecanismul de transfer a forțelor laterale este diferit respectiv forța orizontală nu este transferată doar prin compresiunea de-a lungul diagonalei panoului ci și prin câmpuri de compresiune ce se dezvoltă între colțurile încărcate și zonele de mijloc a stâlpilor opuși. Astfel modelarea acestui tip de panou de zidărie prevede existența mai multor diagonale comprimate. (fig. 2.14) [9].

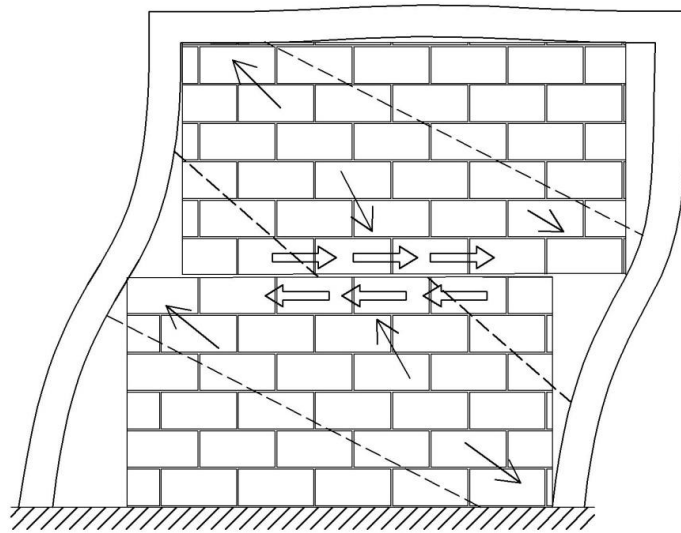


Fig.2.14. Modelarea unui panou de zidărie cu cedare prin lunecare în rostul orizontal

Datorită apariției fisurii orizontale în panou, variația forței tăietoare în stâlpi este mult mai mare decât cea a forței axiale astfel rezultanta indusă în cadru poate fi considerată orizontală. Momentele încovoietoare cresc foarte mult în zona mediană a stâlpilor rezultând astfel posibilitatea apariției articulațiilor plastice pe această porțiune.

În concluzie se prezintă modurile de cedare a panourilor de zidărie, acestea influențând puternic comportarea structurii compozite:

- Cedare din forță tăietoare
 - Fisurare în mortar
 - Fisurare în trepte
 - Lunecare în trepte
 - Rupere de ansamblu
- Cedare din compresiune
 - Cedarea diagonalei comprimate
 - Strivirea zonelor de colț ale panoului
- Cedare din încovoiere

Introducerea panourilor de zidărie, conform studiilor experimentale efectuate și prezentate în literatura de specialitate, chiar și atunci când ele sunt izolate de cadru, duc la sporirea capacității portante cu aproximativ 35% (fig. 2.15) [8].

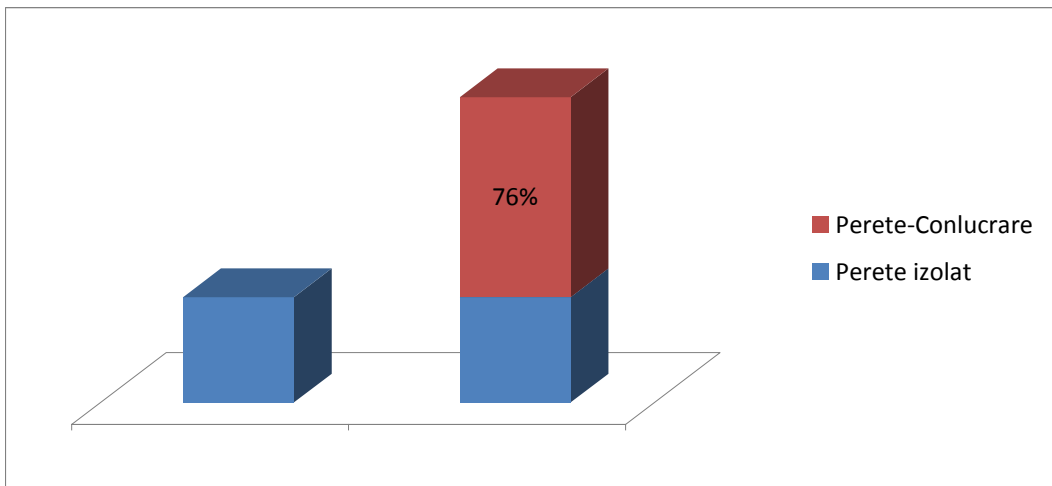


Fig.2.15. Sporul de capacitate portantă a cadrelor cu zidărie față de cadrele simple

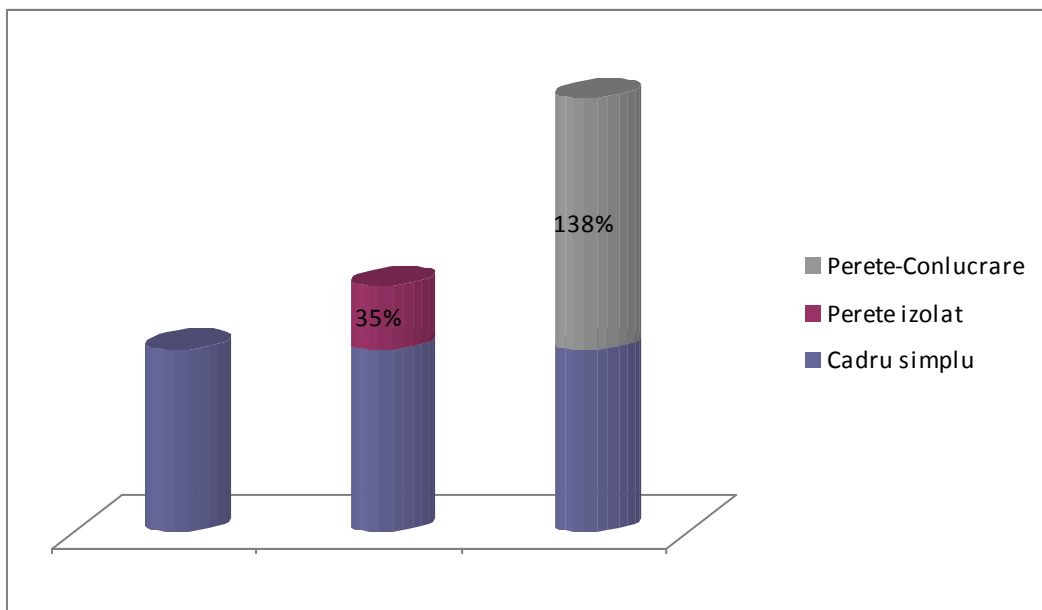


Fig.2.16. Sporul de capacitate portantă a cadrelor cu zidărie care conlucrează cu cadrul față de cadrele cu zidărie izolată

Astfel rezultă că structurile compozite care conlucrează cu zidăria prezintă un spor al capacității portante de 138% față de cadrul simplu și de 76% față de

situația în care peretele este izolat de cadru, efectul favorabil al zidăriei în cadrul structurilor compozite fiind astfel net evidențiat.(fig.2.16) [8].

2.5. Tipuri de legături cadru-panou

Structurile în cadre cu panouri de umplură din zidărie sunt tot mai des întâlnite în ultimii 50 ani, lucru care a dus la intensificarea cercetărilor și analizelor pe acest tip de structure. În ciuda acestui lucru, o trecere în revistă a literaturii de specialitate (Comite Euro-International du Beton, 1994, Crissafulli, 1997), precum și cutremurele recente (de exemplu Boumerdes 2003, Van 2011) demonstrează că modul de comportare al acestor tip de structuri nu este pe deplin înțeles.

Panoul de umplură este definit de NZS 1900 Chapter 9.2 1964 „ca orice perete situat între grinzi, stâlpi sau podea care în virtutea poziției și construirii sale este supus la încercări induse și/sau aplicate”. Această definiție poate fi completată cu modul de proiectare câteodată injust în care panourile sunt considerate elemente nestructurale dar care în cazul unui cutremur prin distrugerea sau fisurarea lor pot avea consecințe diverse (de cele mai multe ori nepozitive) cum ar fi: [3; 9; 13].

- afectarea siguranței vieții persoanelor din incintă sau aflate în imediata vecinătate a clădirilor;
- prejudicii materiale, inclusiv pentru refacerea sau repararea acestora;
- modificarea răspunsului global seismic al structurii;
- cedarea unor elemente de beton armat;
- inducerea unor torsiuni suplimentare sau alterarea răspunsului torsional al structurii.

Pot fi evidențiate două moduri de tratare a panourilor de cărămidă pornind de la decizia de acceptare sau nu a acestora ca elemente structurale [3].

1. Elementele nestructurale nu joacă un rol direct în asigurarea stabilității structurii în cazul unui cutremur, presupunând izolarea panourilor de elementele de beton sau fixarea panourilor, ambele realizându-se cu materiale sau elemente care pot urma mișcarea structurii în momentul declanșării seismului.

În prima situație rosturile dintre panouri și structuri se vor prevedea vertical pe ambele laturi și orizontal la partea superioară a panoului conform fig 2.17 [8].

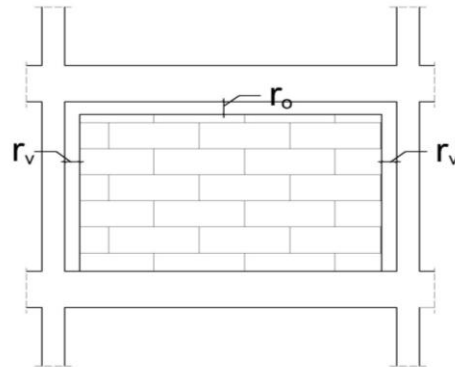
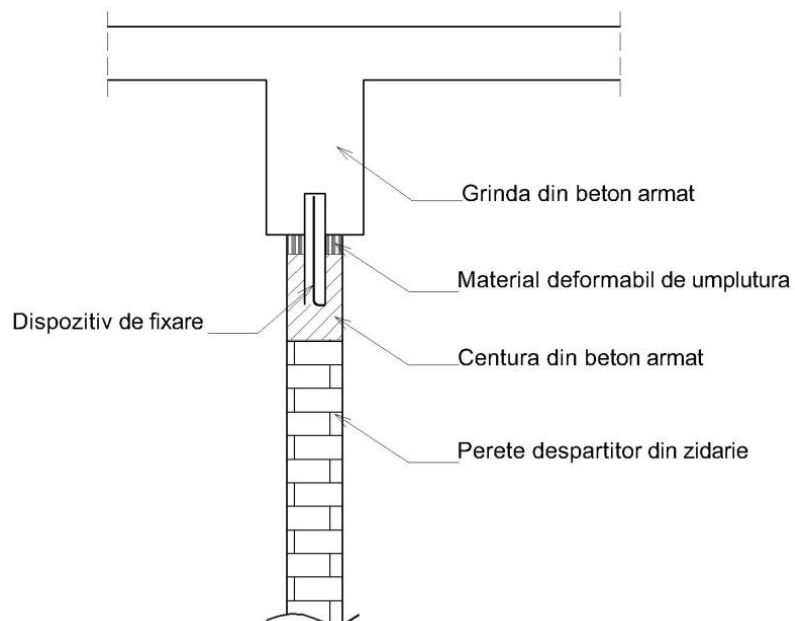


Fig.2.17. Rosturile panou-structură

În cea de-a doua situație panourile se vor executa independent dar cu prinderi a acestora care să le asigure echilibrul și stabilitatea. Acestea trebuie de asemenea să poată transmite direct forțele gravitaționale și seismic către structura de rezistență [8]. Detalii de prindere ale panoului de structură sunt prezentate în figurile următoare: (fig.2.18) [3]; (fig.2.19) [8].



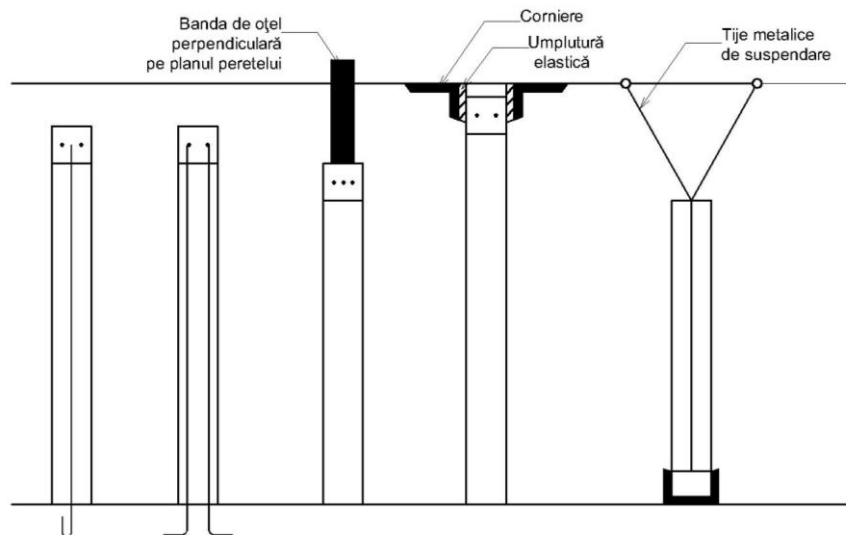


Fig.2.18. Detalii privind fixarea pereților despărțitori liberi

Materialele din rosturi și detaliile de închidere a acestora trebuie să ofere izolarea termică, fonică, hidrofugă, antifoc și de durabilitate și rezistență în timp [8].

O altă modalitate de izolare o reprezintă umplerea rosturilor vertical cu polistiren conform figurii fig.2.19 [8].

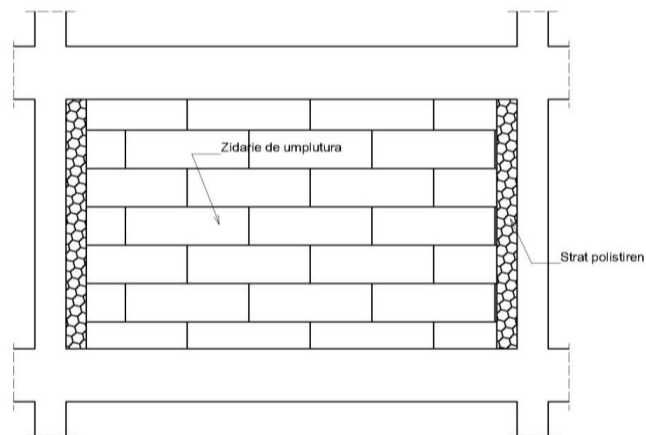


Fig.2.19. Rosturi umplute cu polistiren

În ambele situații trebuie luat în considerare faptul că izolarea efectivă a panourilor este greu de realizat în practică și contravine unor principii de proiectare

antiseismică prin care "dacă o masă este necesară, atunci ea trebuie folosită structural pentru preluarea forțelor seismice" [9].

2. Elementele structurale care pot interveni în rigiditatea, rezistența și stabilitatea structurilor din beton armat supuse seismelor puternice. Astfel încă din faza de proiectare se va urmări:

- ductilizarea zidurilor de cărămidă prin armarea rosturilor orizontale cu bare de oțel sau prin turnarea între 2 pereți de zidărie de cărămidă a unui miez din mortar armat (5...10cm). Se va admite deci o schemă de calcul conform cu figura fig.2.20 prin asimilarea cadrului cu zidărie de umplură cu o grindă cu zăbrele [3].

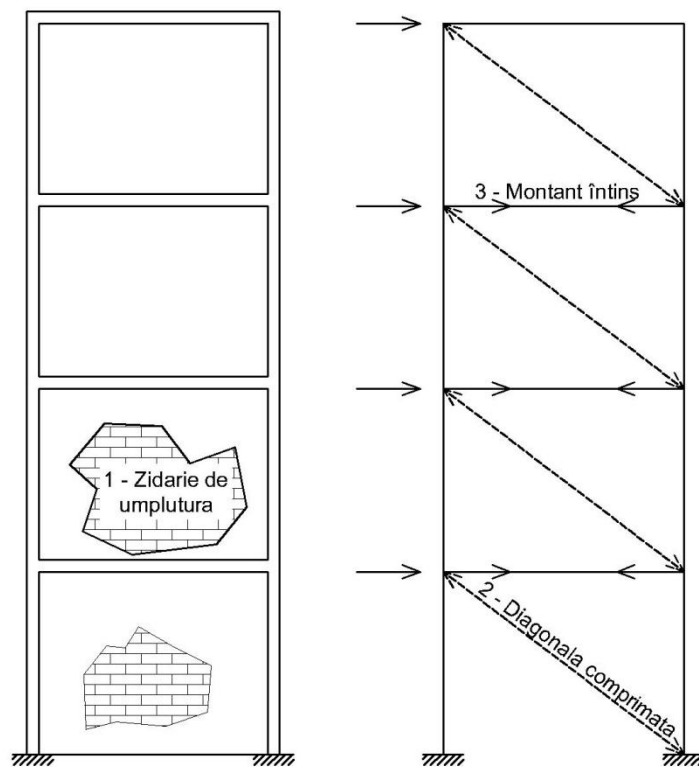


Fig.2.20. Schemă de calcul – structură în cadre cu umplură de zidărie

- să nu se creeze proporții și comportare de tip stâlp sau grindă scurtă prin modul de dispunere a zidăriei în ramă [6].
- dimensionarea și armarea transversală a zonelor cu forțe tăietoare suplimentare.
- suplimentarea măsurilor în cazul stâlpului marginal unui gol în panoul de umplură conform P100-1/2013 [13].

- găsierea de soluții cu privire la reducerea efectelor negative datorate panourilor cu rezistență mare [3]
- reducerea efectelor interacțiunii structură-panouri de umpluturi prin tratarea zonelor critice conform P100-1/2013 [3]

2.6. Influența panourilor asupra rezistenței și rigidității

De-a lungul timpurilor, în urma cutremurelor de intensitate mare s-a observat că o mare parte din clădirile afectate major și care au dus la pierderi de vieți umane și pagube materiale severe au fost structurile în cadre cu panouri de umplutură. Astfel s-a creat ideea că acest tip de structură nu este pretabil în zonele seismice, lucru tot mai des infirmat de numeroși autori și cercetători. Astfel este necesar să înțelegem modul de comportare a acestor structuri precum și implementarea unor prevederi de proiectare a panourilor ca elemente structurale în vederea obținerii unor soluții de siguranță dar și de economie a structurilor la seism. Modul de comportare este dat de răspunsul global seismic al structurii care s-a dovedit a fi direct influențat de existența panourilor de umplutură [12].

Cele mai importante efecte date de panouri se dovedesc a fi creșterea rigidității și rezistenței structurii.

Încă din anii 80 V. Bertero și S. Brokken au studiat experimental pe un model la scară aceste efecte și influențe. Au fost folosite mai multe tipuri de zidărie dispuse în 4 sau 11 panouri, într-o structură în cadre prezentată în fig.2.21 [14].

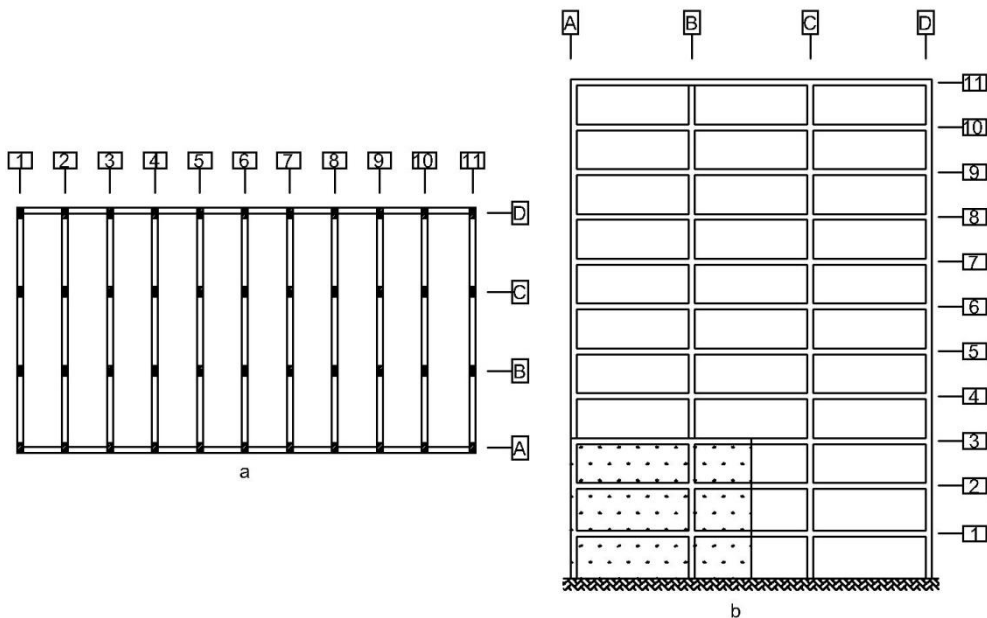


Fig.2.21. Prototipul structurii : a-plan ; b-secțiune

În urma aplicării unor forțe laterale ciclice s-au concluzionat mai multe în privința rigidității și rezistenței structurilor antiseismice :

- introducerea panourilor de zidărie modifică caracteristicile dinamice ale unei clădiri - schimbările sunt sau nu semnificative în funcție de numărul și locația cadrelor umplute;
- chiar și cu o umplere a unui cadru transversal complet, masa clădirii crește cu doar aproximativ 10% față de masa clădirii cadru goală, deci un efect neglijabil;
- creșterea a rigidității structurii între 366% și 994% când toate cele 11 panouri au fost umplute cu zidărie și între 136% până la 353% când au fost umplute doar 4 panouri;
- Panourile de zidărie s-au dovedit benefice și în cazul rezistenței furnizate de cadru care a crescut între 182% și 700% cu 11 panouri de zidărie și de la 34% la 255% cu 4 panouri de zidărie;
- În cazul comportării elastice crește rezistența solicitată structurii între 86% și 141% când toate cele 11 panouri au fost umplute cu zidărie și între 56% până la 141% când au fost umplute doar 4 panouri;
- În urma comparării concluziilor anterioare, se constată creșterea rezistenței furnizate față de rezistența solicitată ceea ce demonstrează importanța panourilor de zidărie în structură;
- Valorile diferite atât ale rigidității cât și ale rezistenței depind și de tipul de zidărie folosit.

Sattar și Liel [15] analizează a două structuri în cadre de 4 respectiv 8 etaje prin modelarea panourilor ca o bară dispusă pe direcția diagonală, articulată la extremități și supusă la compresiune numită diagonala echivalentă.

Chiar dacă zidăria este fragilă rezultatele arată o creștere în rigiditatea și rezistența inițială a cadrului în comparație cu cadrul gol. Din analiza dinamică s-a demonstrat că un cadrul gol se dovedește mai vulnerabil la colapsul indus de cutremur, față de cadrul umplut cu zidărie cu putere mai mare de absorție și disipare a energiei din sistem [15].

Metoda diagonalei echivalentă este folosită și de Decanini [16] pe structura prezentată în figura 2.22 [16], umplută cu zidărie de 3 tipuri clasificate slabe, intermediare și puternice. Un perete rigid și rezistent duce la o scădere treptată a rigidității structurii putând cauza o rupere casantă, pe când un panou de zidărie relativ slab conduce la o comportare ductilă cu creștere a rigidității și rezistenței structurii în cadre.

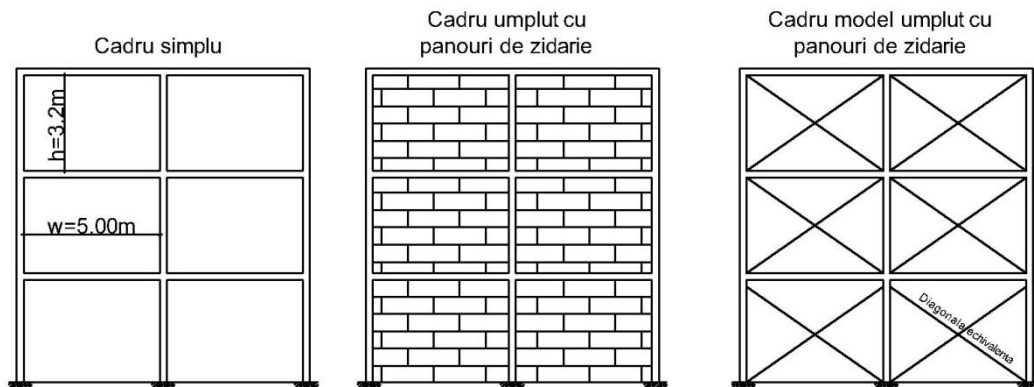


Fig.2.22. Modelul structural al cadrelor simple sau umplute

În unele situații panourile de zidărie pot fi considerate formă de consolidare a structurilor în cadre. Pujol [19] a consolidat o structură construită și încercată de Fick (2008), formată din cadre de beton goale. Consolidarea a constat în umplerea pe direcția încărcării a cadrelor cu panouri din zidărie de argilă plină arsă. După încercări repetate prin încărcări laterale, autorii au constatat o creștere a rezistenței (de 100%) și a rigidității (de 500%) datorată prezenței pereților de umplutură. Structura consolidată poate obține deplasări inverse cu amplitudini de până la 1,5% din înălțimea structurii fără reducerea excesivă a rigidității.

Și în România, autorii au dedicat acestui tip de structuri multe lucrări și cercetări de tip experimental. Moldovan [8] a studiat în teza de doctorat comportarea cadrelor din beton armat cu și fără zidărie de umplutură, cu mai multe regimuri de înălțime. Pereții din zidărie au fost izolați de structură sau au conlucrat cu aceasta, concluziile privind rigiditatea ținând cont de acest aspect. Pereții de umplutură care conlucrează cu structura influențează pozitiv comportarea la seism, cadrul având o rigiditate de până la șapte ori mai mare decât pentru cadrul fără zidărie. Structurile cu pereți izolați sunt nesemnificativi din punct de vedere al rigidității, având un spor de doar 25% față de cadrul simplu.

Aceeași idee a fost dezvoltată și de alți autori Mehrabi [17], Panlay [18], dar fără a regăsi relații de calcul pentru acest tip structural în normele RO.

3. METODE DE REABILITARE A STRUCTURILOR ÎN CADRE CU PANOURI

3.1. Consolidarea cadrelor din beton armat

Structurile din beton armat necesită măsuri de reabilitare în urma unor avarieri produse de concepția, proiectarea și execuția defectuoasă, exploatării necorespunzătoare sau apariției unor suprasolicitări (de genul seisme violente, inundații, explozii, etc). Acestea se manifestă în timp și au ca efect scăderea performanțelor structurale sau nestructurale ale construcției. În plus pot apărea situații în care se dorește creșterea încărcărilor de exploatare (uneori datorate schimbării funcționalității clădirii) care implică sporirea capacității de rezistență a construcției și se obține tot cu ajutorul diferitelor procedee de consolidare [3.20].

Consolidările se vor realiza parcurgând următorii pași în ordine cronologică:

1. Depistarea defectelor, degradărilor și avariilor structurii sau elementelor structurii.
2. Determinarea cauzelor și identificarea factorilor care afectează structura.
3. Diagnosticarea intensității și amplitudinii avariei sau calculul noilor încărcări în cazul în care consolidarea este impusă de creșterea încărcărilor de exploatare. În urma acestui pas se poate stabili necesitatea și amploarea intervenției precum și localizarea acesteia (elemente structurale/nestructurale) astfel:
 - a. Reparații superficiale care refac parametrii nestructurali și îmbunătățesc aspectul vizual al elementelor afectate, fără a avea un aport considerabil asupra comportării structurale (ex. rol de închidere al unor elemente);
 - b. Reparații structurale care refac caracteristicile structurale inițiale ale elementelor afectate (ex. înlocuirea barelor de armătură rupte);
 - c. Lucrări de consolidare care cresc performanțele structurale inițiale și presupun adăugarea de elemente structurale noi (ex. tiranți, bare diagonale).
4. Alegerea soluției și realizarea proiectului tehnic de aplicare a acesteia, cu estimarea intervențiilor care includ și protejarea părților intacte (neafectate). Pe cât posibil acestea nu trebuie să perturbe activitățile ce se desfășoară în incintă în cazul în care nu se pot întrerupe.
5. Executarea intervențiilor și urmărirea în timp a structurii consolidate.

În alegerea soluției de consolidare trebuie să se țină cont de modul în care intervențiile modifică sau nu sistemul structural. O parte din eventualele soluții sunt

prezentate în figurile de mai jos având ca principal diferențiator scopul urmărit prin intervențiile efectuate [21]:

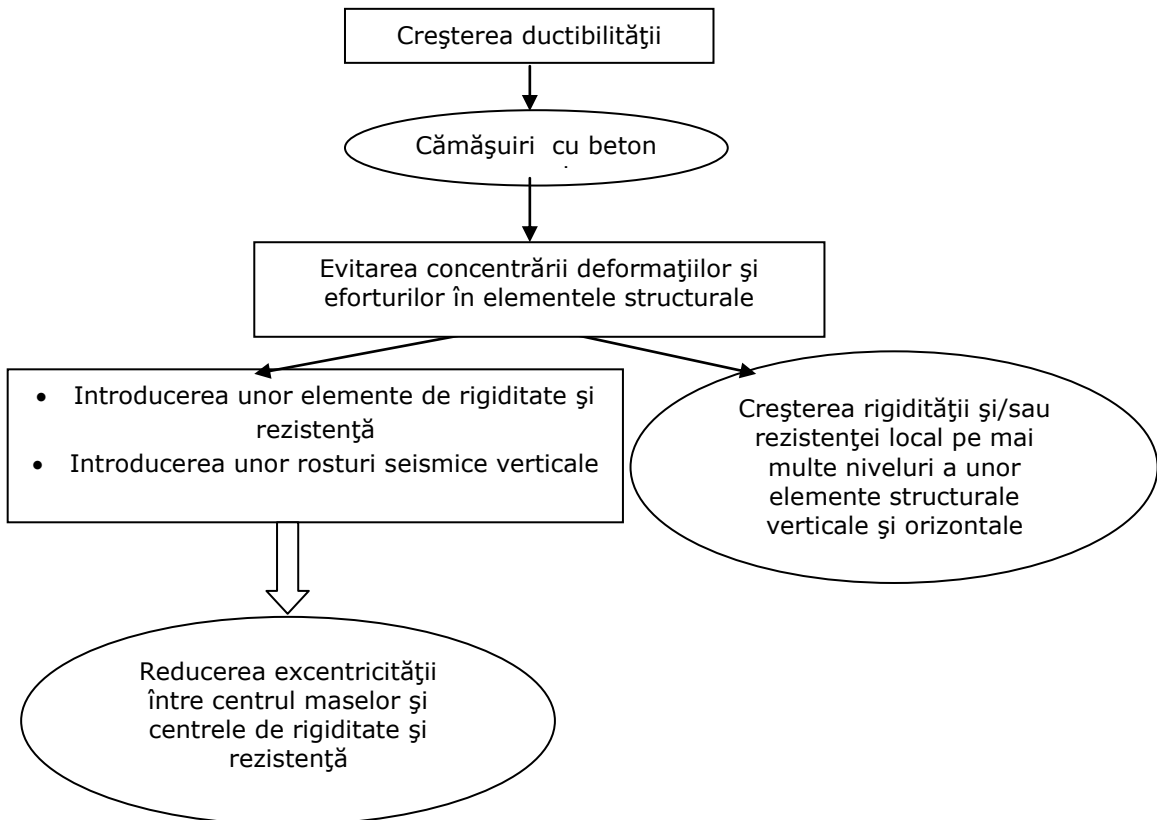
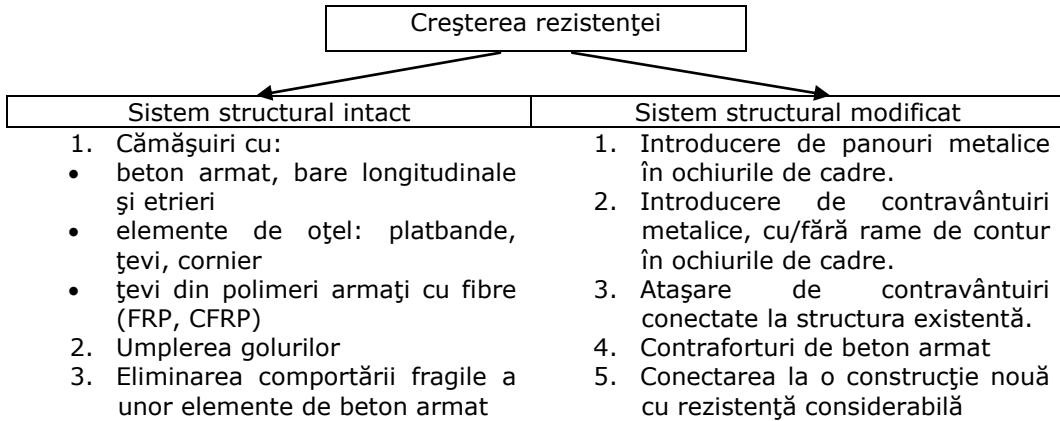


Fig.3.1. Alegerea soluției de consolidare

În cazul structurilor tip cadru de beton armat soluția va implica dezvoltarea zonelor plastice la extremitățile grinzilor și la baza stâlpilor pentru disiparea de energie în mod favorabil, precum și creșterea rezistenței laterale, rigidității și capacității de deformare plastice a elementelor structurale sau ansamblului. Tehnica cea mai des întâlnită pentru obținerea acestor rezultate în urma consolidării este cea de consolidare a grinzilor, stâlpilor și nodurilor cu beton armat, oțel, polimeri armați cu fibră de carbon sau sticlă, etc. pentru creșterea performanțelor structurii în ansamblu se vor aplica tehnici care modifică sistemul structural prezentat anterior. Alegerea finală a soluției depinde foarte mult de cauzele care au dus la degradarea structurii, numite de normativul P100-3/vol.2/2008 "deficiențe" și care sunt prezentate mai jos în paralel cu însușirile luate pentru remedierea lor.

A. Deficiențe de sistem la clădirile existente:

- Rezistență slabă și lipsă de ductilitate/rigiditate datorată de cele mai multe ori din neintroducerea în proiectare a forțelor laterale seismice sau introducerea unor forțe cu valori prea mici.

Soluții:

- creșterea rezistențelor individuale ale elementelor structural;
- introducerea pereților de beton armat, contravântuirilor metalice etc.;
- introducerea amortizorilor de izolare seismică a bazei;
- reducerea masei construcției și a eforturilor din forțe verticale și laterale.
- Configurația structurii greșite fără a avea o formă ordonată, simetrică și fără excentricități: retrageri la partea superioară, înălțimi mari la unele niveluri, planșe cu goluri mari, distribuția neordonată a pereților de compartimentare, etc.

Soluții:

- întărirea grinzilor de reazem sau a stâlpilor în funcție de caz;
- introducerea pereților suplimentari sau a contravântuirilor;
- apariția centurilor din beton armat sau oțel de completare a planșeului;
- armarea pereților și tratarea acestora ca elemente structurale;
- separarea pereților de cadru.

B. Deficiențe de alcătuire la clădirile existente:

- Noduri incorect alcătuite;

Soluții:

- cămășuiri cu beton armat sau piese metalice;
- Sistem greșit tip stâlp slab – grindă puternică;

Soluții:

- cămășuirea stâlpilor cu beton armat
- Stâlp cu rezistență mică la forță tăietoare, lipsă de ductilitate și/sau înădări necorespunzătoare;

Soluții:

- cămășuirea stâlpilor cu beton armat, piese de oțel sau FRP.
 - Planșee (diafragme orizontale) deficitare din punct de vedere seismic.
- Soluții:
- Preluarea efortului de întindere prin suprabetonarea cu un strat de beton armat, utilizarea de benzi, plăci de oțel, FRP, CFRP, etc.
 - Formarea unor suprabetonări ≥ 60 mm, armate pentru solidarizarea elementelor prefabricate.

- Prevederea de centuri ancorate pentru preluarea eforturilor în jurul golurilor lipsite de armătura inițială.

3.2. Consolidări prin cămășuiri cu beton armat

3.2.1. Consolidarea stâlpilor cu efect asupra rezistenței la forțe tăietoare și moment încovoietor

Pentru a fi eficientă în cele două direcții, consolidarea se va realiza pe toate fețele stâlpului prin dispunerea unor bare longitudinale și etrieri perimetrali sau cu frete spirale. (fig. 3.2) [3].

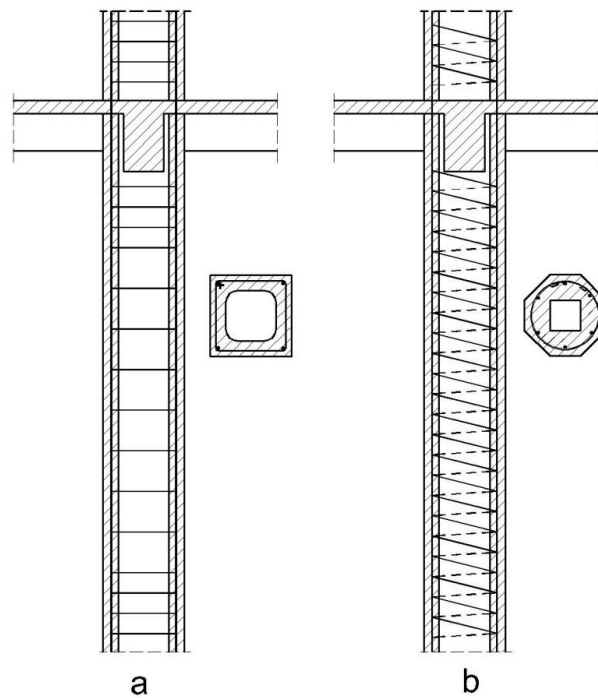


Fig.3.2. Consolidarea stâlpilor :
a-cu folosirea etrierilor ; b-cu folosirea fretelor

Totuși în situația în care stâlpul are una dintre fețe ascunsă, se poate construi doar cu luarea de măsuri pentru prevenirea desprinderii noului strat de stâlpul existent. În funcție de poziția stâlpului aceste măsuri pot fi de genul: utilizarea ancorelor post instalate în găuri forate în stâlpul existent, mutarea etrierilor noi în acoperirea cu beton a laturii vechi neconstruite, executare de rost între stâlp și elementul adiacent.(fig. 3.3) [21].

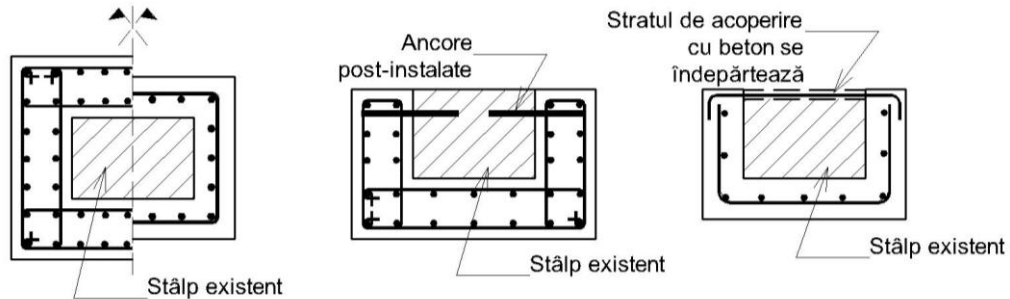


Fig.3.3. Consolidarea stâlpilor

Consolidarea pe toate cele patru fețe presupune o pregătire anterioară dispunerii noilor armături, respectiv parcurgerea următorilor pași [20] pentru realizarea aderenței între cele două tipuri de beton:

- înlăturarea betonului necorespunzător (poros, dislocat cu culoare anormală);
- buceardarea suprafeței stâlpului existent;
- repararea eventualelor fisuri prin injectare;
- curățarea cu aer comprimat;
- spălarea cu jet de apă;
- vopsirea cu lapte de ciment și adaos de aracet.

Stratul nou de beton va fi cel puțin de clasa betonului din stâlpul existent și $\geq C20/25$, cu grosime de minim 10 cm (beton armat) respectiv 6cm (beton torcretat). Diametrul minim al etrierilor este de 10 mm la distanța maximă de 100 mm având dispuși în interior armături longitudinale cu posibilitatea sudării acestora de armăturile existente. Doar pe înălțimea consolidării stâlpului întâlnește grinzi, etrierii se vor introduce în găuri minim $\varnothing 10$, realizate cu rotopercutanta fără a afecta armarea grinzii intersectate (verificarea prealabilă cu pahometru) (fig. 3.4a, 3.4b) [20].

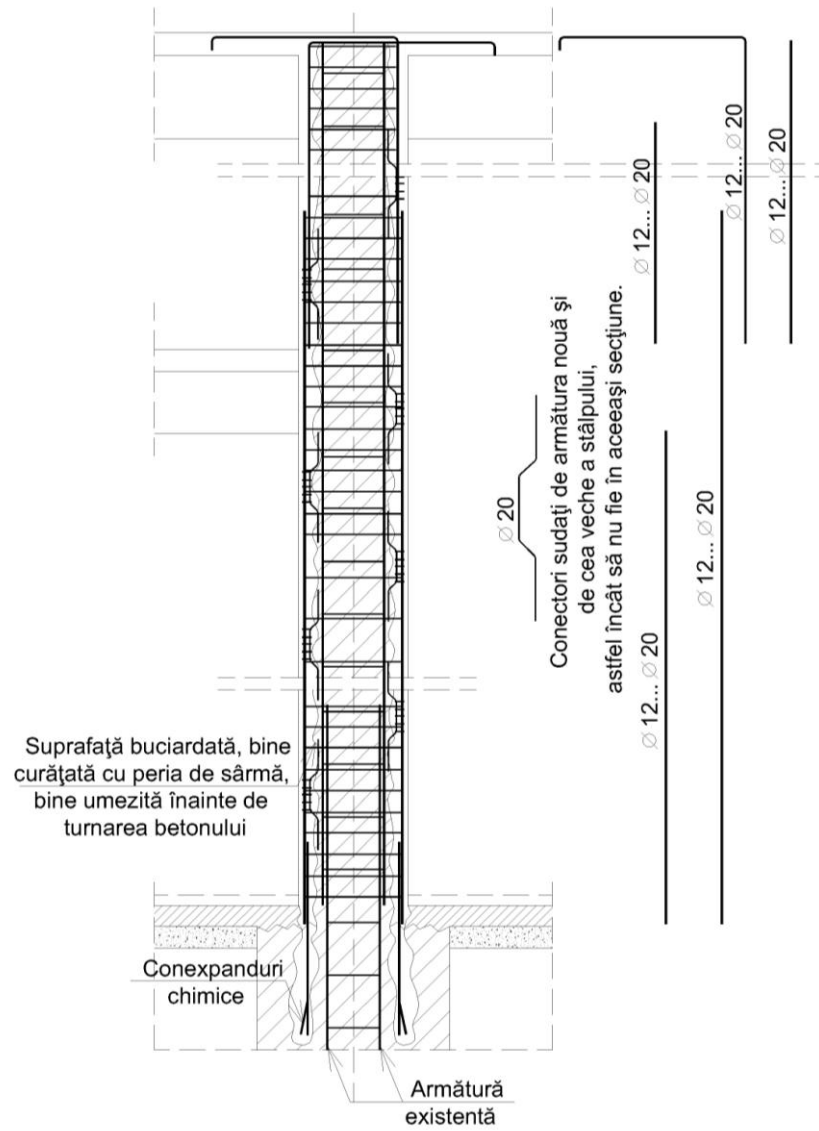


Fig. 3.4.a. Cămășuire stâlp. Dispunerea armăturilor noi pe toată lungimea stâlpului, prin sudarea de armăturile existente

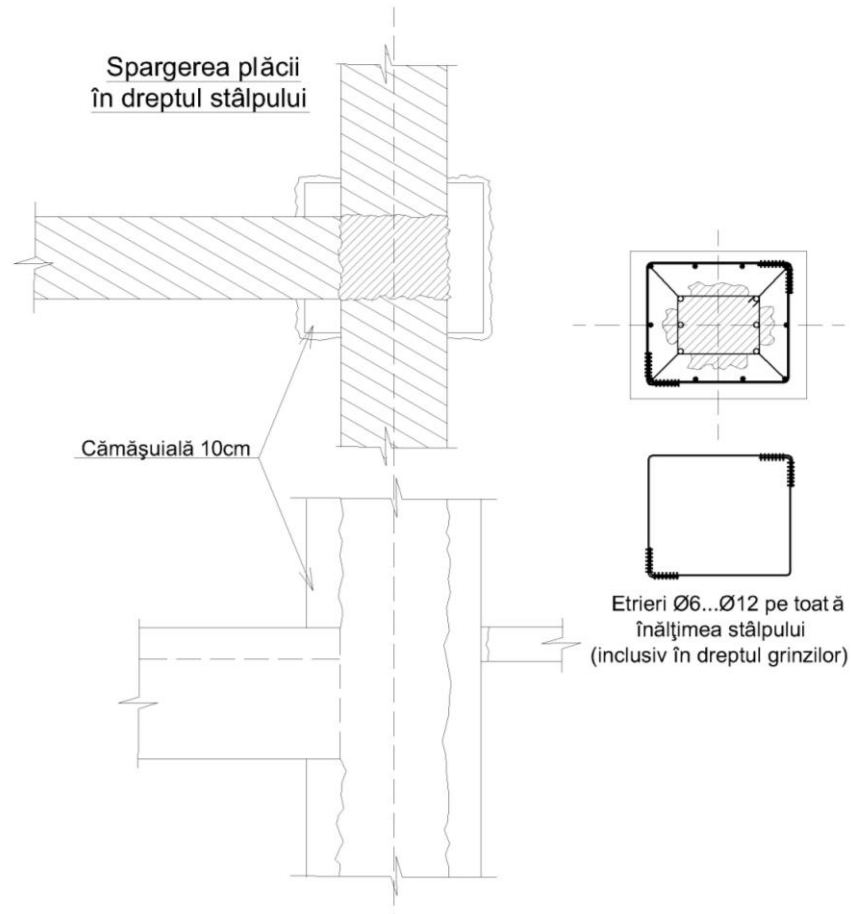


Fig. 3.4.b. Pregătirea nodului pentru cămășuirea stâlpului

Toate armăturile trebuie ancorate suficient dincolo de extremitățile elementelor prin dispozitive cu plăci și piulițe filetate, cu ancore chimice etc.

Eficiența cămășuirii stâlpilor a fost prezentată de-a lungul timpului de mai mulți autori și cercetători. Între aceștia se numără și Enuică C., Bob C. și alții [22] care prezintă diverse tehnici de cămășuire a stâlpilor cu beton armat respectiv:

- Tehnica clasică de cămășuire prin adăugare de armătură longitudinală și etrieri acoperite cu un strat de 10 cm grosime de beton
- La interfața dintre stâlpul existent și betonul nou adăugat se folosește un agent de lipire constituit din 2 componente de rășine epoxidice

- Folosirea de conectori metalici $\varnothing 10$ mm PC52 prinși de stâlp cu o rășină epoxidică
- Folosirea de conectori, între cele 2 straturi de beton (vechi și nou), conexpand M10/40/100 mm introduși în găuri cu diametrul de 12 mm practicate în stâlp

Într-un alt articol Dan S. și Bob C. [23] prezintă reabilitarea structurii de la fabrica de bere Timișoreana la care stâlpii au fost consolidați prin cămășuire cu beton armat. Acest fapt se datorează atât degradărilor cât și insuficienței armării la acțiuni seismice. S-a executat o nouă fundație peste cea existentă pentru ancorarea noilor armături din stâlpii care au fost consolidați conform fig. 3.5 [23].

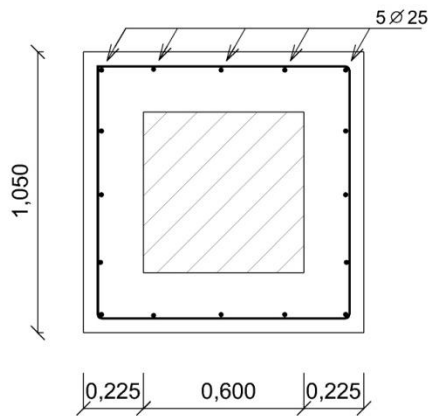


Fig. 3.5. Soluția de consolidare a stâlpilor

3.2.2. Consolidarea grinzilor cu efect asupra rezistenței la forța tăietoare și moment încovoietor

Cămășuirea cu beton armat a grinzilor este cea mai întâlnită metoda de consolidare și presupune parcurgerea aceluiași pași de pregătire ca și în cazul stâlpilor. În plus grinda trebuie descărcată provizoriu cu ajutorul popilor de sprijinire. (fig.3.6) [20].

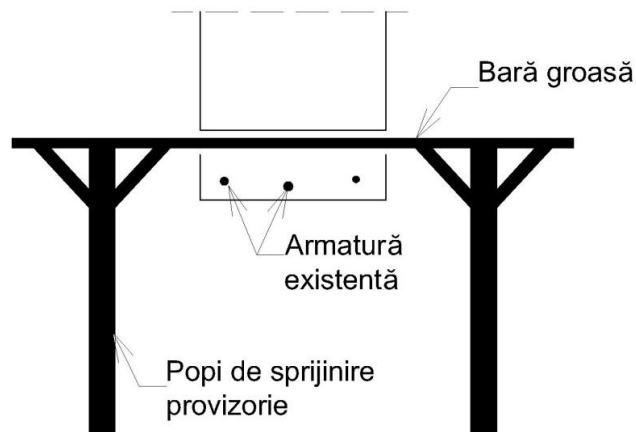


Fig. 3.6. Cămășuire grindă. Descărcarea prealabilă a acesteia

Grinzile pot fi consolidate pe o singură latură, pe trei sau patru laturi în funcție de avariile care se doresc remediate. În primul caz la partea inferioară a grinzii se va suplimenta armătura longitudinală sudându-se de armătura existentă și aplicându-se un strat de beton. (fig.3.7) [3].

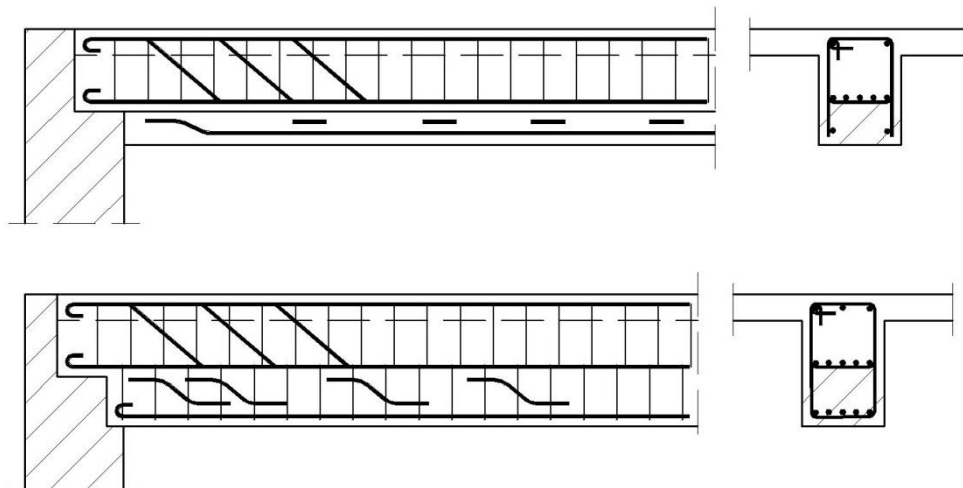


Fig. 3.7. Consolidarea grinzilor prin suplimentarea armăturii și betonului la partea inferioară

Cămășuirea pe trei sau patru laturi crește capacitatea portantă la încovoiere și forța tăietoare cu dispunerea armăturilor cu/fără sudarea de armăturile existente.

(fig.3.8, fig.3.9) [3], (fig. 3.10) [20] și etrieri ancorați la capete pentru a fi eficienți pe toată înălțimea grinzii armăturile transversal au diametrul minim de 12 mm dispuse la maxim 150 mm cu un strat de acoperire de minim 25 mm. grosimea minimă a construcției va fi de 100 mm. [21]

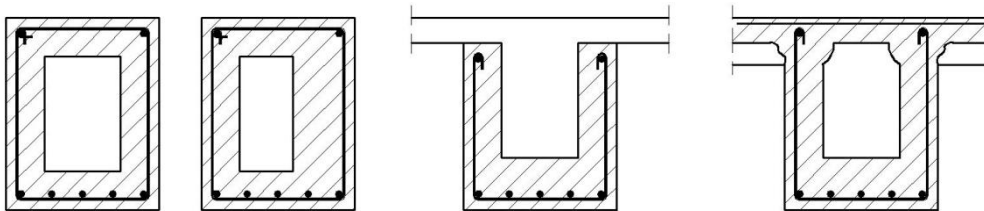


Fig. 3.8. Cămășuiele ale grinzilor din beton armat

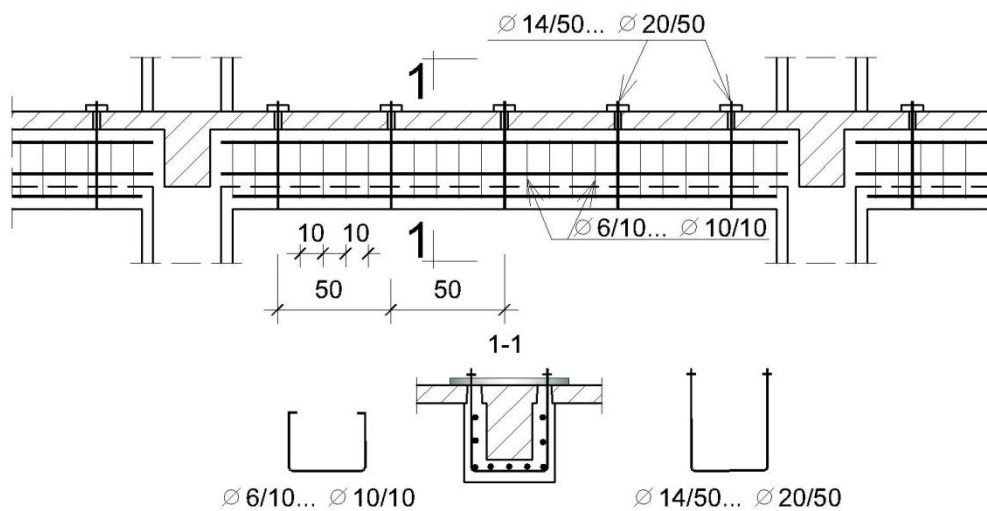


Fig. 3.9. Consolidarea unei rigle de cadru

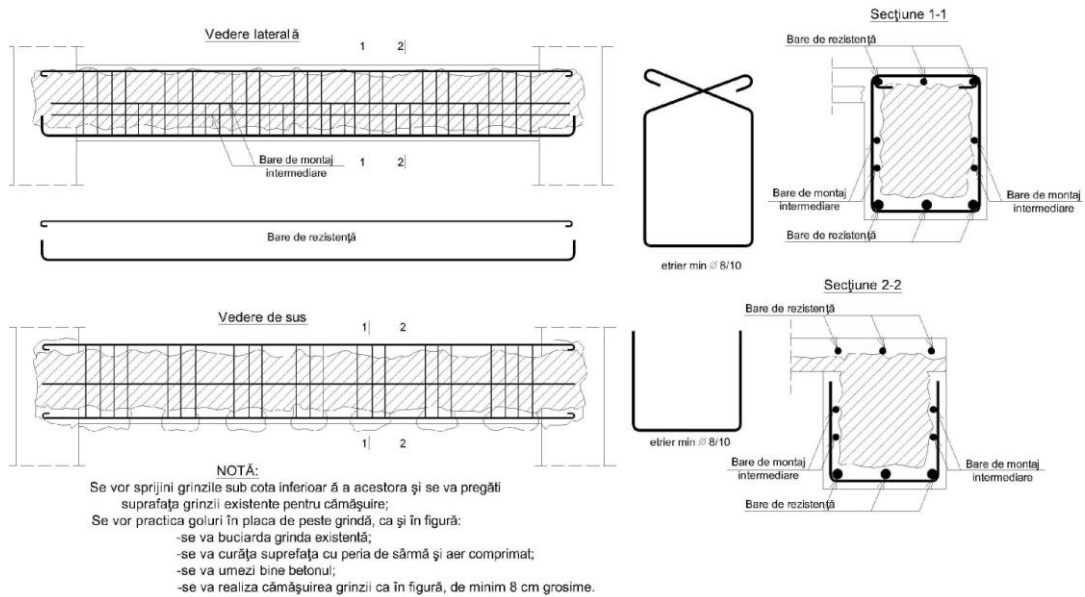


Fig. 3.10. Cămășuire grindă. Dispunerea armăturilor fără sudarea acestora de armăturile existente

Armătura nouă se va suda de cea existentă prin eclise de $\varnothing 20...30$ cu $l=10....20$ cm/50....100 cm sau cu distanțieri $\varnothing 10/....20$ cu $l=10....20$ cm/50....100 cm. [20]

Cămășuirea cu beton armat a grinzilor a fost propusă și realizată la fabrica de bere Timișoreana. Dan S și Bob C. [23] au constatat o serie de degradări la mijlocul deschiderilor grinzilor secundare precum și în zonele plastic potențiale, având ca efect dislocarea stratului de acoperire cu beton, corodarea mai multor etrieri și armături longitudinal și chiar armături distruse total. Soluțiile de consolidare au fost prezentate în fig. 3.11 [23].

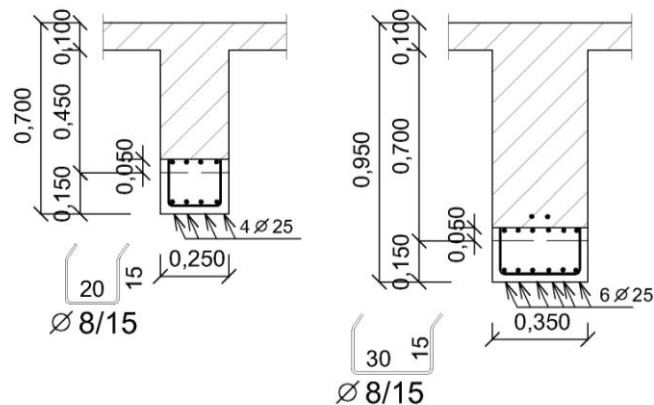


Fig. 3.11. Soluție consolidare grinzi

Aceeași autori Dan S, Bob C și alții [24] au consolidat la parter și subsol clădirea Palace din Timișoara în urma constatării printre altele a unor fisuri verticale și înclinate în grinzile longitudinale. Conform planului de reabilitare a nivelului parter, grinzile existente au fost construite cu beton armat și chiar au fost introduce unele noi pe direcția transversală [24].

3.2.3. Consolidarea nodurilor

Este foarte important ca nodurile să fie bine confinate și rezistente la forțe tăietoare, acestea fiind considerate zone critice ale structurii în cadre. Cămășuirea cu beton armat este un procedeu dificil datorat lipsei de spațiu din jurul nodului, dar care este posibilă prin asigurarea continuității armăturii orizontale conform fig. 3.12 [21] și dispunerea de etrieri din bucăți în formă de U sau L.

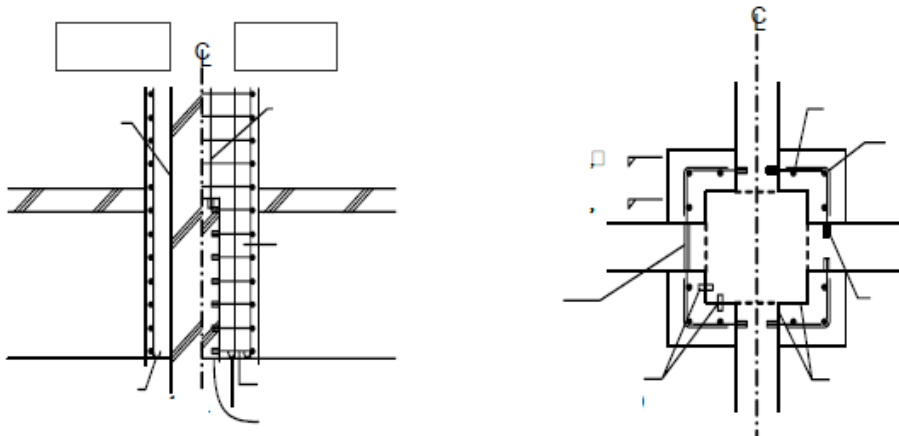


Fig. 3.12. Soluție consolidare grinzi

3.2.4. Consolidarea plăcilor planșelor

Plăcile se pot consolida la fața superioară sau la fața inferioară, prevăzându-se o rețea de armătură și un strat de beton nou. Conlucrarea celor două straturi de beton se poate realiza prin mai multe metode, câteva fiind prezentate în figura de mai jos (fig. 3.13) [20]. Placa nou turnată trebuie să aibă minim 5 cm și să fie capabilă să preia moment.

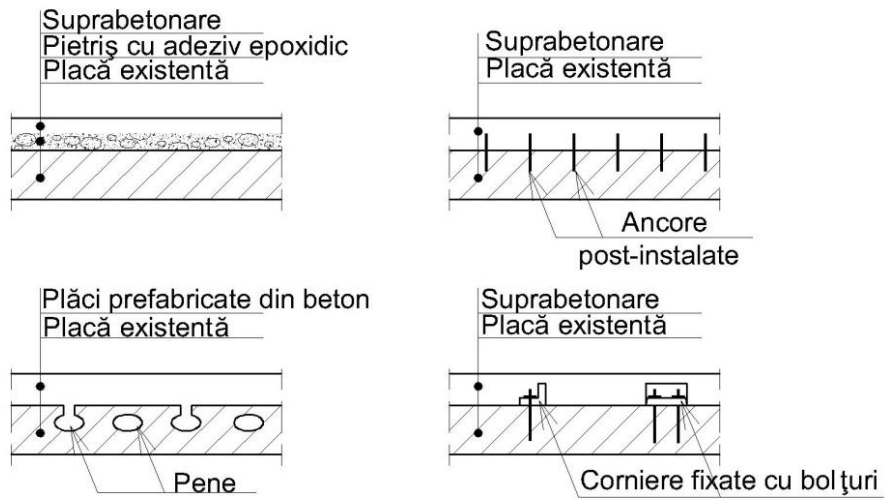


Fig. 3.13. Consolidare plăci din beton armat prin suprabetonare.
Soluții de realizare a aderenței dintre cele două straturi de beton armat

Dacă consolidarea se face la partea inferioară, armătura existent se dezvelește pe porțiuni, se tratează și se sudează cu armătură nouă. Un strat de minim 2 cm de beton torcretat va fi aplicat. (fig.3.14, 3.15) [3].

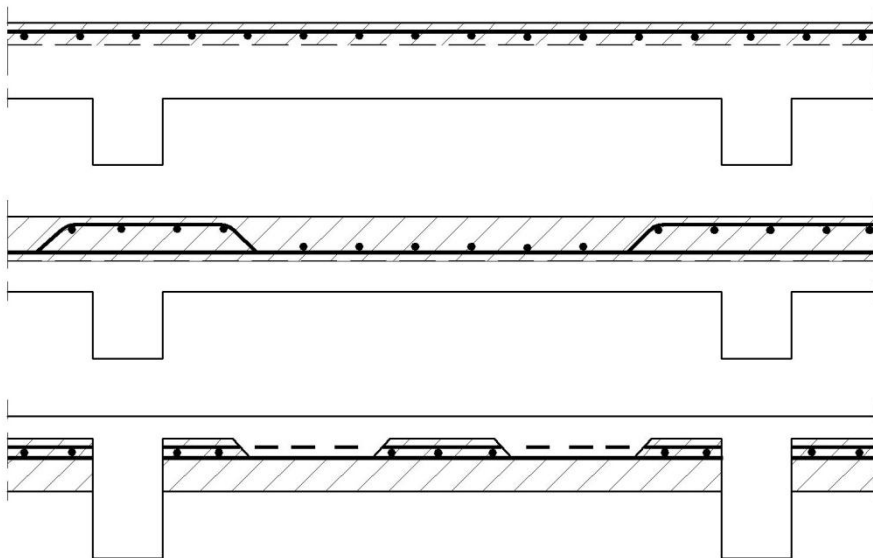


Fig. 3.14. Consolidarea plăcilor planșelor

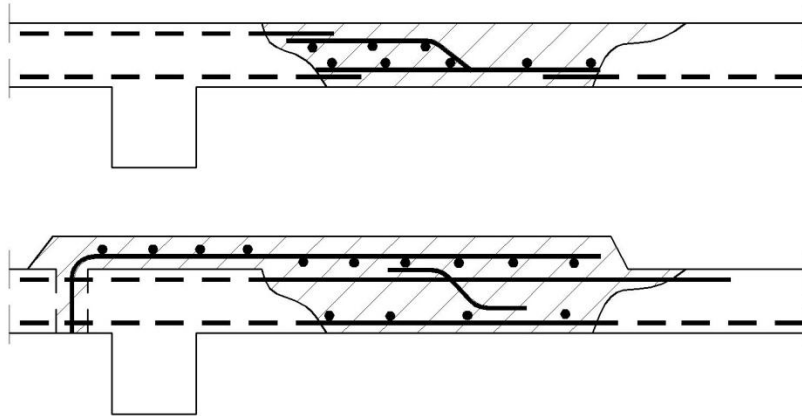


Fig. 3.15. Consolidarea locală a plăcilor planșelor

3.3. Consolidări cu profile metalice

3.3.1. Consolidarea stâlpilor

Cămășuirea stâlpilor cu piese metalice se poate realiza conform P100/3 prin 2 metode identice dar având o formă geometrică diferită (dreptunghiulară sau circulară) folosind două jumătăți îmbinate prin sudură după două generatoare (fig. 3.16 [20] sau prin montarea în colțurile stâlpilor a 4 corniere pe care se vor monta platbande de oțel.

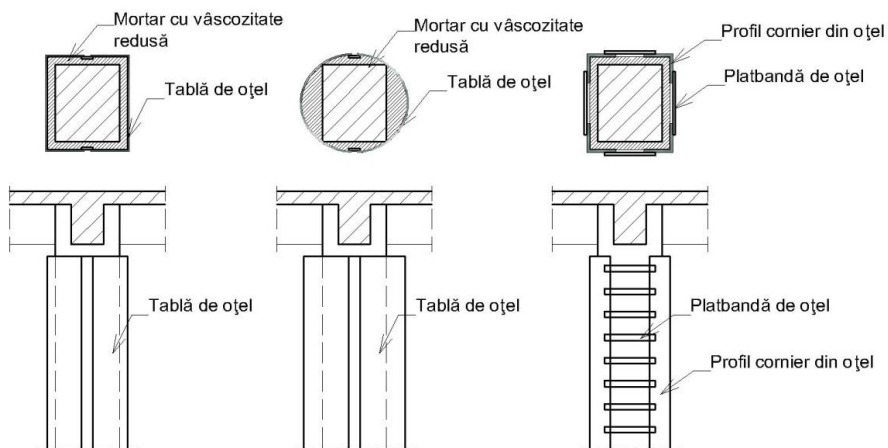


Fig. 3.16. Cămășuire stâlpi cu piese metalice

În spațiul creat între fața stâlpului și cămașa de oțel se va folosi un beton cu rezistență la compresiune mai bună decât cel existent în stâlp, dar cel puțin a unui beton de clasa C25/30, introdus prin presiune. Table de oțel folosită în primele 2 metode trebuie să aibă o grosime de cel puțin 5 mm, prelucrate sub formă de piese component în ateliere specializate. În ultimă soluție platbanda de oțel trebuie să fie dispusă la aproximativ 300 mm una de cealaltă, cu o lățime de aproximativ 100 mm.

În cazul în care stâlpul este alăturat unui perete nestructural sau unui parapet de beton armat de grosime redusă se va realiza un rost vertical conform fig. 3.17 [20], care după efectuarea lucrărilor se va închide.

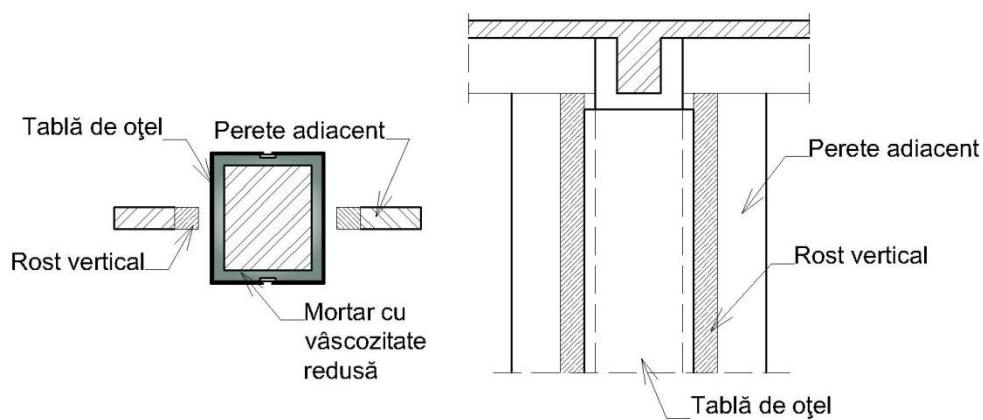


Fig. 3.17. Creere rost între stâlp și perete nestructural

Studiind literatura de specialitate ar fi de amintit lucrarea lui Bob C. și Dan S. [25] în care prezintă reabilitarea uneia din clădirile de la fabrica de bere Timișoreana respectiv o clădire în cadre din beton armat pe al cărui ultim nivel există două rezervoare de depozitare a materiilor prime. Principalele degradări au fost amintite la partea de consolidare a grinzilor cu beton armat. Reabilitarea structurală a stâlpilor acestei construcții a fost făcută folosind profile metalice ca în fig. 3.18 [25].

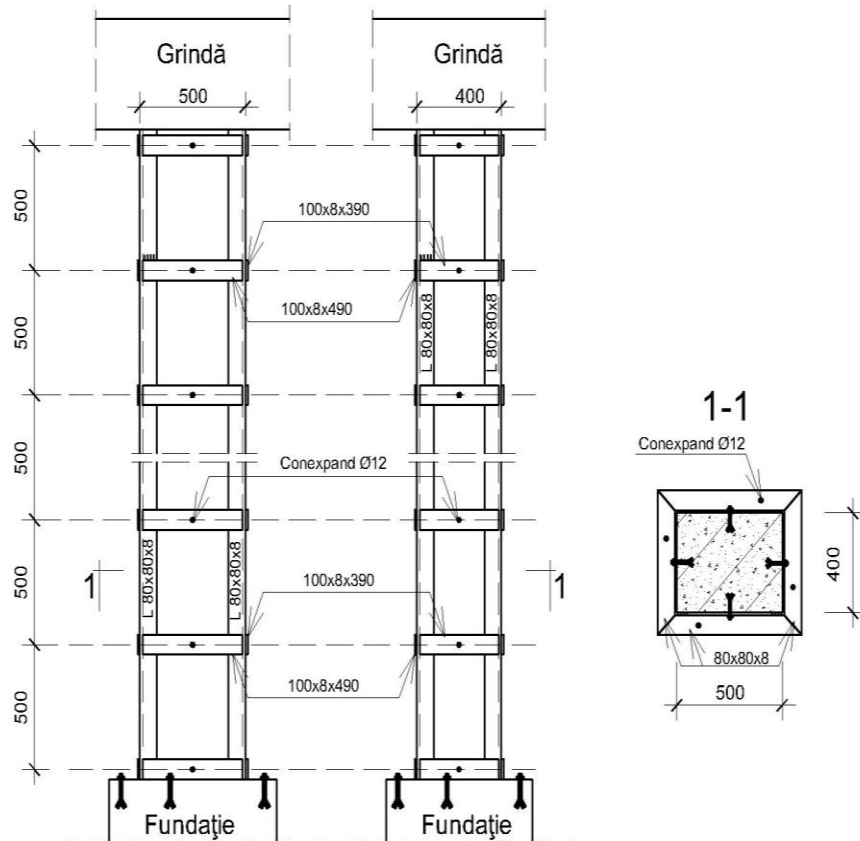


Fig. 3.18. Soluția de reabilitare a stâlpilor

Aceeași metodă de consolidare cu profile metalice este prezentată de aceeași autori în lucrarea [23] referitoare la corpul principal cu destinație administrativă și săli de cursuri al Universității de Vest din Timișoara. Structura fiind din cadre transversale și longitudinale de beton armat cu 8 niveluri, 2 deschideri de 5,6 m și 11 trasee de 3,8 m la care s-a observat insuficientă armare și insuficientă ancorare a armăturilor la partea inferioară a grinzilor în nodurile cu stâlpii. Soluția aleasă constă în consolidarea stâlpilor de la parter conform fig. 3.19 [23].

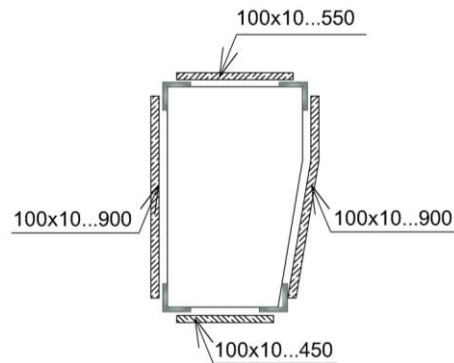


Fig. 3.19. Soluția de reabilitare a stâlpilor

3.3.2. Consolidarea grinzilor

[3] Consolidarea grinzilor cu profile metalice reduce timpul de execuție și poate fi aplicată pe zone mai restrânse fiind indicată în cazul unor construcții aflate în exploatare. Există diverse variante de intervenție, unele dintre ele având repercusiuni asupra schemei statice inițiale a sistemului structural cum ar fi introducerea unor tiranți verticali sau orizontali fig. 13.7, pag. 426 [3]. Grinda și tirantul formează un sistem static nedeterminat, grinda devenind un element supus la compresiune excentrică. Tirantul propriu-zis se execută din două tije de oțel-beton rotund, două cornier sau un profil U, ancorat pe reazemele grinzilor și în care se introduce eforturi foarte mari cu ajutorul dispozitivelor de întindere (fig.3.20) [3].

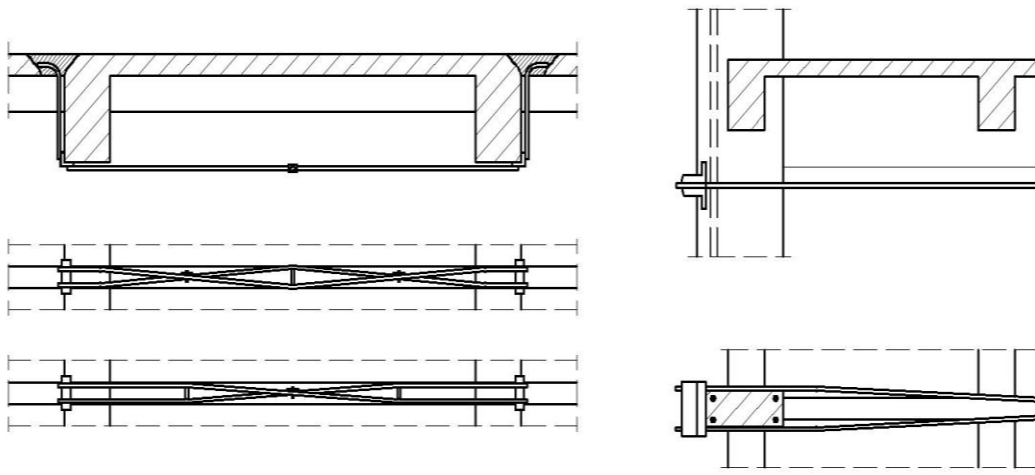


Fig. 3.20. Consolidare grinzi folosind tiranți orizontali

Procedee de consolidare care nu modifică sistemul static inițial se aplică în general local și constă în cămășuiri cu tablă de oțel de minim 5 mm grosime conform fig. 3.21 [20] sau juguri metalice compuse din bare și platbande de oțel prezentate în fig.3.22 [3].

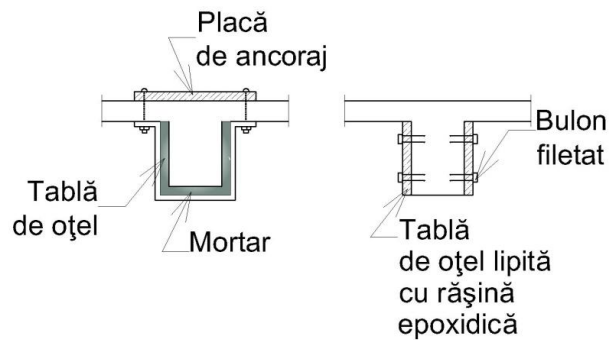


Fig. 3.21. Cămășuire grinzi cu tabla de oțel

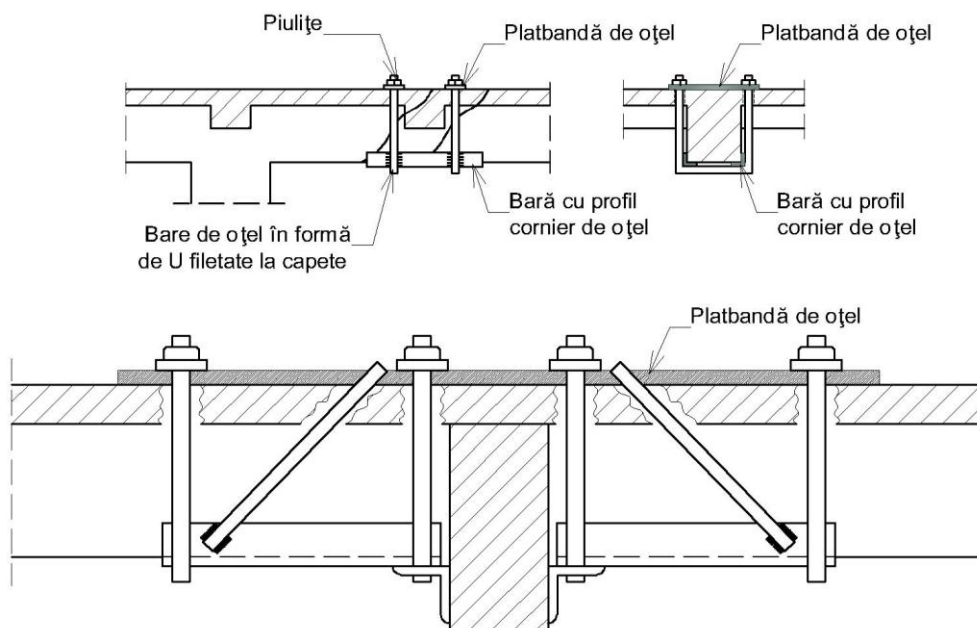


Fig. 3.22. Cămășuire grinzi cu fâșii de platbande sau etrieri de oțel beton aparent

3.3.3. Consolidarea nodurilor

[21] Se execută în vederea măririi rezistenței la forță tăietoare dispunând pe colțuri cornier care în plan vertical perforează placa planșeului, iar în plan orizontal bare de oțel beton conform fig. 3.23 [20] sau platbandă conform fig. 3.24 [20].

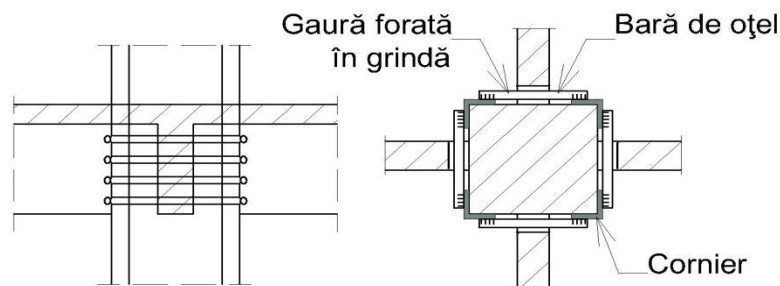


Fig. 3.23. Cămașuire nod cu profile metalice în vederea sporirii rezistenței la forță tăietoare

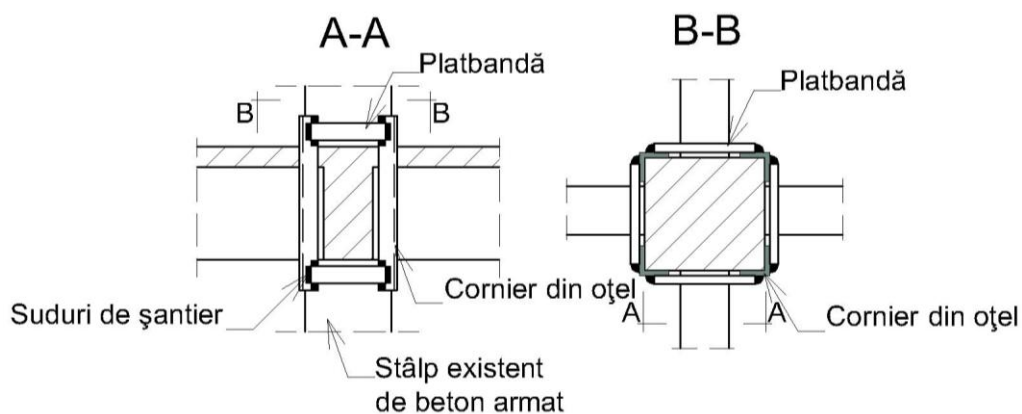


Fig. 3.24. Cămașuire nod cu profile metalice în vederea sporirii rezistenței la forță tăietoare

3.4. Consolidări cu polimeri armați cu fibre

3.4.1. Consolidarea stâlpilor

Utilizarea materialelor compozite se realizează cu ajutorul personalului specializat care pregătesc stâlpii astfel încât orice neregularitate să fie îndepărtată. În situații contrare fibrele pot fi degradate ducând la scăderea sau pierderea rezistenței materialului.

Colțurile stâlpilor trebuie să fie rotunjite și racordate uniform pe înălțime cu o rază de cel puțin 20 mm (fig.3.25).



Fig. 3.25. Pregătire stâlp pentru cămășuire cu polimeri armați cu fibre (FRP) (arhiva personală)

Se vor înfășura strâns pe întregul perimetru a stâlpului fâșiile de FRP, dispuse perpendicular pe axul longitudinal al stâlpului. Alternativ pe cele 4 fețe ale stâlpului vor exista zone de îmbinare prin suprapunere. (fig.3.26) [20].

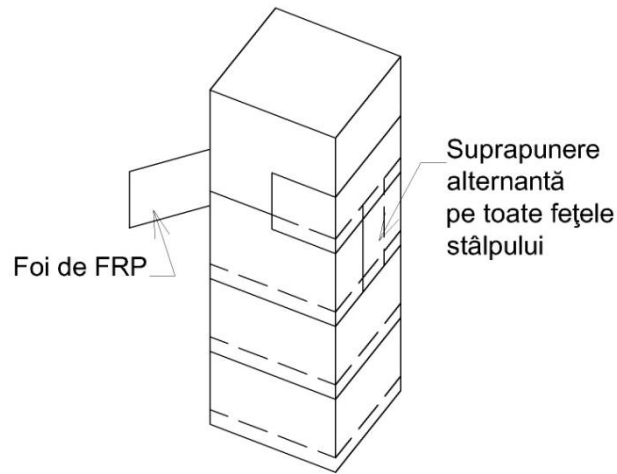


Fig. 3.26. Cămășuire stâlp cu polimeri armați cu fibre (FRP)

Se va executa un rost vertical în cazul în care stâlpul este adiacent unui parapet, buiandrug sau perete conform fig.3.27 [21]. Acesta va permite cămășuirea stâlpului pe întreaga înălțime.

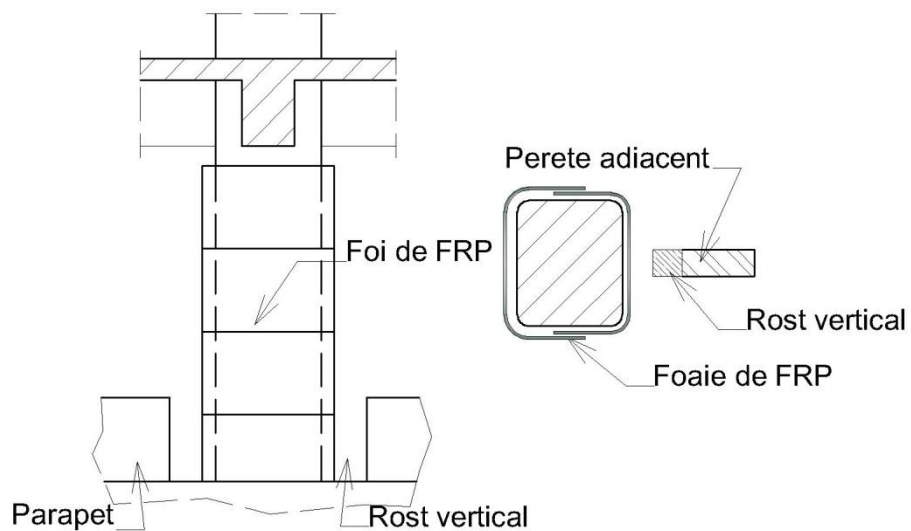


Fig. 3.27. Cămășuire stâlp adiacent unui perete

3.4.2. Consolidarea grinzilor

Aplicarea FRP la grinzi de formă dreptunghiulară duce la creșterea capacității de rezistență la forță tăietoare dacă direcția fibrelor este orientată pe direcția forței tăietoare. Soluția se poate aplica și la grinzi de planșeu, trecând benzile prin goluri practicate în placă. (Fig 3.28) [21]

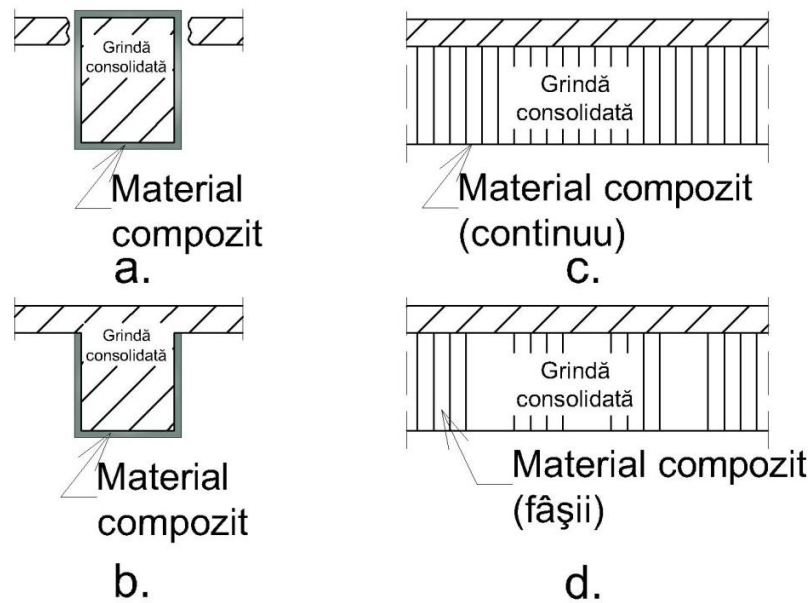


Fig. 3.28. Cămășuiri grindă: a-cămășuiri închise, b-cămășuiri deschise, c-cămășuiri continue, d-cămășuiri fâșii

Aplicarea FRP cu fibrele pe direcția armăturii elementului și adăugarea de lamele din fibre de carbon duce la o consolidare a rezistenței la încovoiere a grinzilor. (fig 3.29, fig 3.30) [21].

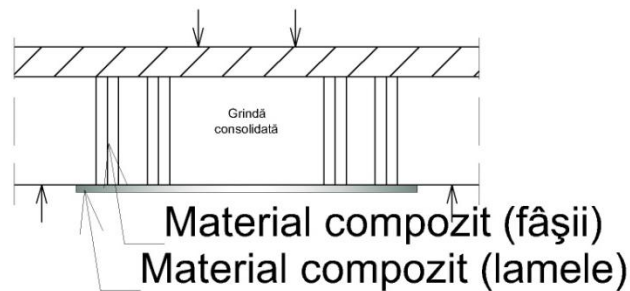


Fig. 3.29. Cămășuire grindă pentru majorarea rezistenței la moment încovoiător



Fig. 3.30. Confinări continue la grinzi, plăci și pereți structurali [20]

În literatura de specialitate se întâlnesc tot mai multe lucrări care arată interesul sporit al cercetătorilor pentru reabilitările construcțiilor existente folosind materialele compozite. Astfel în lucrarea [26] a lui Dan S, Bob C și alții sunt prezentate studii și teste experimentale asupra unui cadru din beton armat precum și reabilitarea unei structuri existente insuficient armată la acțiuni seismice (fabrica de bere Timișoreana), ambele consolidate cu compozite pe bază de fibre de carbon. Programul experimental s-a desfășurat pe un cadru din beton armat realizat la scara 1:2 care a fost încărcat cu forțe verticale constante și forțe orizontale variabile, alternante, simulând acțiunea seismică. (fig. 3.31)

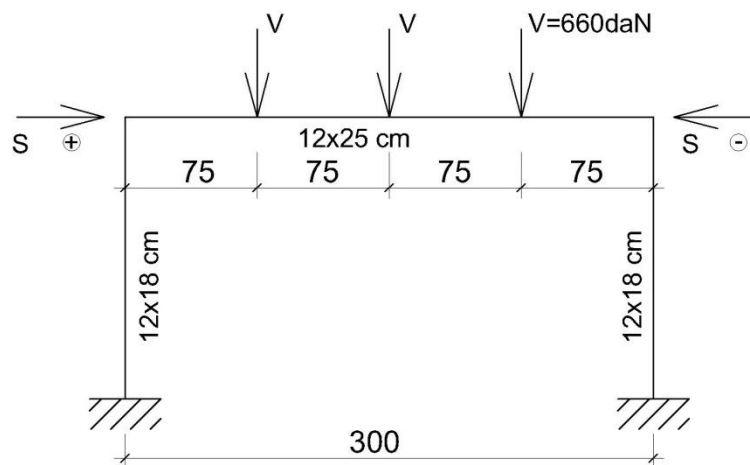


Fig. 3.31. Schemă cadru beton armat experimental

Cadrul a fost consolidat utilizând material CFRP (carbon fiber reinforced polimer) pentru ambii stâlpi, după cum urmează: lamele longitudinal SIKA CARODUR ancorate în fundații și în noduri, iar în sens transversal stâlpii au fost continuați cu țesătură SIKA WRAP la ambele capete ale stâlpilor. Rezultatele testului conform aceluiași autori sunt prezentate în tabelul 3.1 [26].

Tabel 3.1 Rezultate experimentale

Starea structurii		Structura martor		Structura consolidată cu CFRP		Majorarea rezistenței și rigidității [%]	
		stadiu de curgere	stadiu ultim	stadiu de curgere	stadiu ultim	stadiu de curgere	stadiu ultim
Bearing capacity M [kNm]	Teorie	8.92	14.20	-	40.4	-	184
	Experiment ^Δ	8.78	15.53	8.78	17.55	-	13
	Experiment/ Teorie	0.98	1.09	-	0.43	-	-
Top displacement [mm]	Teorie	3.50	7.87	2.45	5.51*/ 6.43*	30	30
	Experiment	5.28	15.26	4.23	14.7*/ 30.2*	20	3.7
	Experiment/ Teorie	1.51	1.94	1.73	2.66/ 4.70	-	-

Notă : ^Δvalori în stâlp la partea inferioară a nodului
 *valori obținute la: M=15.53 kNm / M=17.55 kNm

Acest program experimental a relevat următoarele informații relevante:

- Lamele vertical se dezlipsesc în dreptul nodurilor datorită eforturilor de întindere;
- Dezlipirea lamelor pe fața interioară a stâlpilor datorită eforturilor de compresiune;
- Tendința de smulgere a betonului obișnuit la baza stâlpului acolo unde s-au fixat lamelele în fundații.

În ceea ce privește fabrica de bere Timișoreana consolidarea realizată în anul 2003 a presupus pentru mai multe grinzi și un stâlp aplicarea de materiale pe bază de fibre de carbon conform fig. 3.32, fig.3.33 [26].

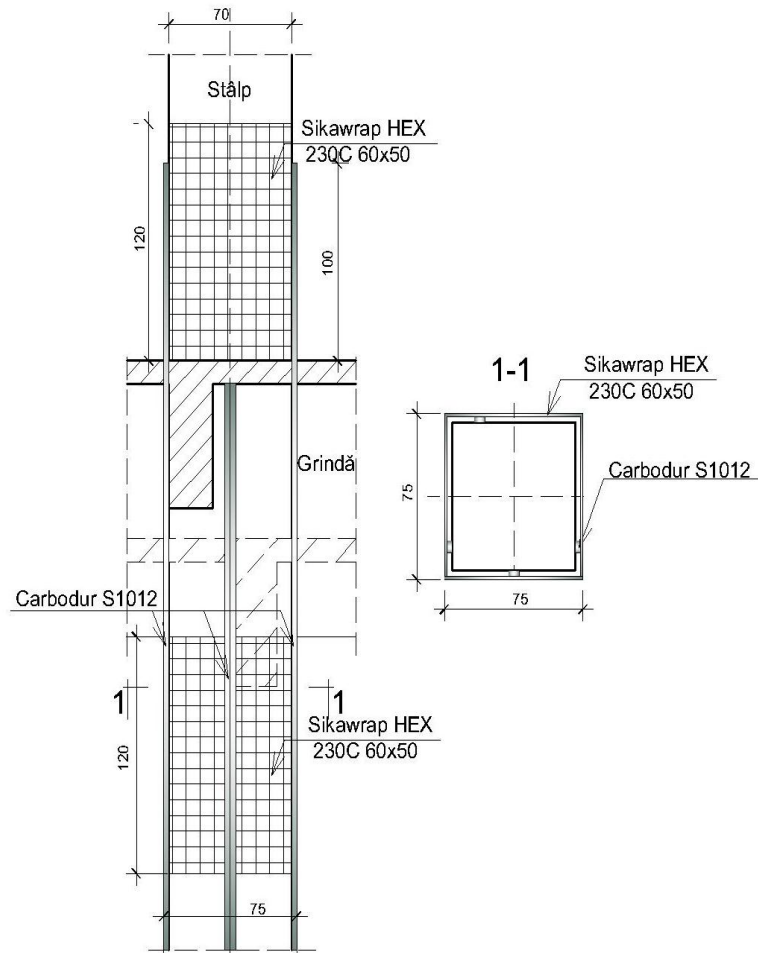


Fig. 3.32. Reabilitare stâlp cu CFRP

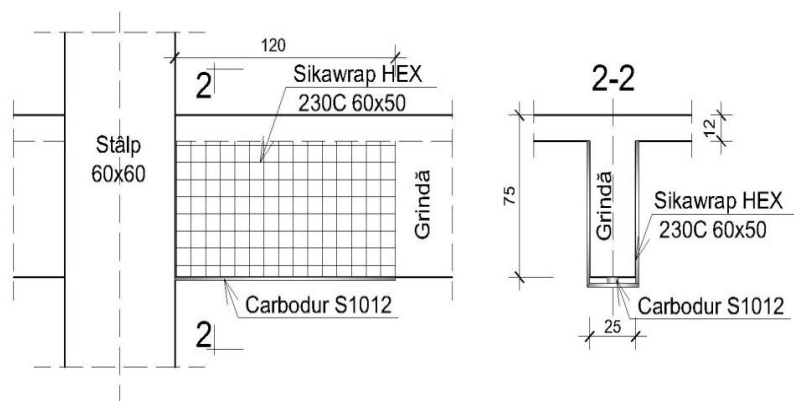


Fig. 3.33. Reabilitare grinzi cu CFRP

O altă lucrare, a lui Diaconu D., Stoian V și alții [27] prezintă expertizarea și consolidarea unui imobil din Timișoara (S+P+1), având structura din cadre de beton armat propunându-se două variante de consolidare respectiv țesături din fibre de carbon SIKA WRAP pe grinzile fisurate și o soluție clasică prin dispunerea de etrieri suplimentari și constuire cu beton torcretat.

În urma studiului celor două soluții precum și a tehnologiei necesare realizării acestora s-a optat pentru soluția de consolidare cu țesătură din fibră de carbon. Calculul acestui sistem de consolidare a fost condus de autori după recomandările fib Task Grup 9.3. pentru capacitatea portantă și a eforturilor pe grindă conform înfășurătorii prezentate în fig.3.34 [27].

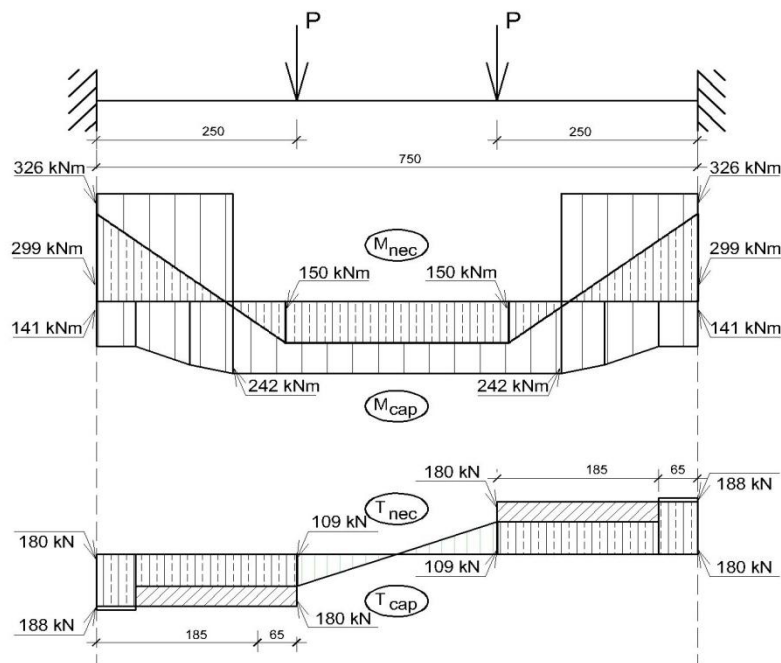


Fig. 3.34. Diagrama înfășurătoare de eforturi pe grinda principală

Tot în același volum este prezentată și lucrarea lui Floruț S, Nagy-Gyorgy T și Stoian V în care autorii fac o sinteză a cercetărilor actuale în domeniul plăcilor din beton armat consolidate cu materiale polimerice armate cu fibre.

3.5. Consolidarea panourilor din zidărie

Panourile de zidărie pot fi considerate pereți structurali sau pereți de umplură. În funcție de modul de încadrare a acestora P100-3/2008 prezintă principalele lucrări de reparație și consolidare care pot fi efectuate.

3.5.1. Reparații și consolidări ale pereților structurali din zidărie

Lucrările de reparație aplicabile în această situație sunt:

- Înlocuirea elementelor rupte cu elemente asemănătoare celor originale realizând astfel reșeserea sau rezidirea zonelor de fisuri (mortarul folosit trebuie să aibe proprietăți cât mai apropiate de cel original);
- Injectarea cu lapte de var, lapte de ciment sau rășini epoxidice în rețelele neregulate de fisuri;
- Introducerea de elemente metalice însoțite de injectori;
- În zonele fisurate placări locale cu tencuială armată.

Ulterior lucrărilor de reparație, consolidările se pot face de regulă prin:

- Injectări cu mortar/rășină epoxidică;
- Armarea cu plasă din oțel sau grile polimerice de înaltă rezistență și rigiditate pe una sau ambele fețe ale peretelui;
- Introducerea de centuri și stâlpișori din beton armat conform normativelor aflate în vigoare.

3.5.2. Reparații și consolidări ale pereților de umplură

Repararea se va face prin umplerea rosturilor de mortar pentru asigurarea conlucrării dintre cadru și panou, prin înlocuirea cărămidilor, blocurilor degradate cu împănarea lor la partea superioară cu pene metalice și ancorarea de structură.

În lucrarea lui Dan S, Bob C și alții [28] se prezintă un program experimental care se referă la un sistem de consolidare în care s-a studiat aderența dintre barele înglobate și stratul suport din beton/mortar al pereților portanți din blocuri de zidărie sau cărămidă. Barele folosite, au fost de două tipuri: oțel PC52 și sistemul Brutt Helical. Pe lângă acestea au fost luate în considerare și folosirea barelor din fibre de carbon CFRP și GFRP (fig.3.35) [28].

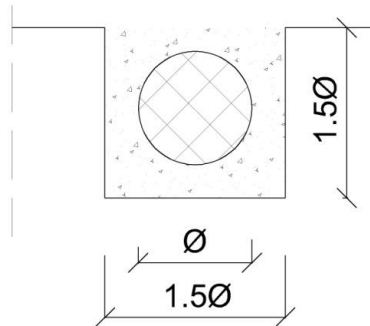


Fig. 3.35. Aderența dintre barele înglobate și stratul suport

Rezultatele programului experimental sunt prezentate în tabelul 3.2 [28].

Tabel 3.2. Rezultate experimentale

Materiale	Ø [mm]	l _b [mm]	P _{po} [kn]	f _u [MPa]	Armătură		Beton	
					P**** [kN]	P _{po} / P***	P**** [kN]	P _{po} / P***
PC52	6	300	19.85*	701	11.34	1.75	56.7	0.35
	8	400	29.45**	587	20.00	1.47	100.0	0.29
	10	600	38.25**	487	37.80	1.01	189.0	0.20
BHS	6	300	7.87*	278	11.34	0.69	56.7	0.14
	8	400	8.25*	164	20.00	0.41	100.0	0.08
	10	600	12.15*	155	37.80	0.32	189.0	0.06
GFRP	10	600	230 ^Δ	3000	37.80	6.08	189.0	1.20
CFRP	10	600	392 ^Δ	5000	37.80	10.40	189.0	2.07
Notă: *ruperea armăturii; **alunecarea armăturii; Δvalori din literatura de specialitate								

Aceeași lucrare prezintă consolidarea a două biserici, respectiv Biserica Ortodoxă din Moldova-Nouă și Biserica Ortodoxă din Oradea. Prima locație a fost degradată în urma unui cutremur în mai 2002 și a fost consolidată prin introducerea de grinzi și stâlpi de beton armat ancorate în structura existentă cu ancore metalice și prin folosirea de țesătură CFRP pentru arcade. A doua locație a fost consolidată în

2004 prin aplicarea pe pereții exterior a sistemului Brutt Helical BHS și a barelor de oțel PC52 cu aderență mare.

Ambele soluții au fost alese din considerente tehnice și economice care nu au interferat cu postura de monumente istorice a clădirilor.

Tudor D și Berar T. în lucrarea [29] prezintă cercetarea experimentală a unui element de zidărie simplu consolidat cu plase. Metodologia de încercare a constat în aplicarea unei forțe verticale constante și a unei forțe orizontale crescătoare pe un perete din zidărie portantă. Datorită forței orizontale aplicate monoton crescător în trepte de către 1000 daN la valoarea maximă a ei ruperea elementului s-a produs brusc ($P_{\max} = 1200$ daN). S-a constatat că la forța de 5000 daN a început fisurarea elementului în rost orizontal însă fără ca aceasta să cedeze la compresiune excentrică.

După consolidarea elementului de zidărie simplă încercat anterior, prin cămășuirea lui pe ambele părți cu plase sudate prinse cu agrafe (fig.3.36) [29], s-a constatat că: a fost atinsă capacitatea portantă inițială, forța de rupere a crescut cu 42% la elementul consolidate elemental consolidate a devenit mai ductile și că ruperea a avut loc tot la eforturi principale de introducere pe traseul fisurii inițiale de rupere a elementului din zidărie simplă asociată cu zdrobirea zidăriei în zona comprimată.

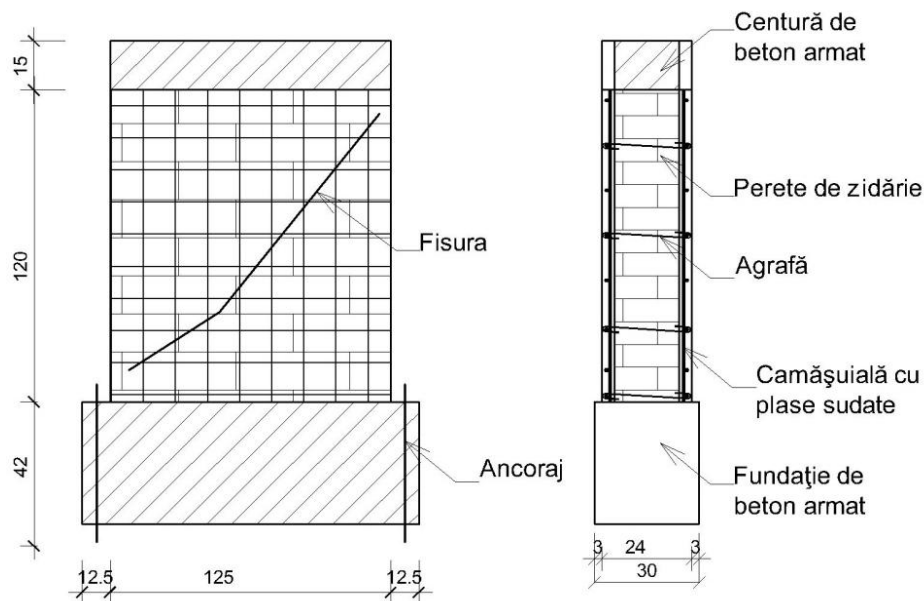


Fig. 3.36. Alcătuirea elementului experimental EP

4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMLUTURĂ DE ZIDĂRIE

4.1. Studiu teoretic privind aportul CFRP la capacitatea portantă

4.1.1. Capacitatea portantă a fibrelor CFRP după diferite norme

❖ Conform Fib CEB-FIP/2001

Conform raportului FIB numărul 14 din 2001 [33] în cazul elementelor cu secțiune rectangulară considerând modelul Triantafillou (1998) și Täljsten (1999 a) armătura exterioară din FRP este tratată prin analogie cu armătura interioară, în accepțiunea că în cazul FRP-urilor acestea preiau doar eforturi normale pe direcția principală a fâșiile de FRP. Făcând presupunerea că în starea limită ultimă la forfecare fâșiile de FRP prezintă o deformație efectivă pe direcția principală a materialului $\varepsilon_{f,e}$, aceasta este mai mică decât deformația la rupere din întindere $\varepsilon_{f,u}$. Conform EC2 capacitatea de forfecare poate să fie calculată cu formula [33]

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd} \cdot V_{Rd2}) \quad (1)$$

Iar contribuția fâșiilor la capacitatea de forfecare poate fi descrisă cu următoarea relație [33].

$$V_{fd} = 0,9 \cdot \varepsilon_{f,de} \cdot E_{fu} \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \cdot \sin\alpha \quad (2)$$

Unde :

$\varepsilon_{f,e}$ – valoarea de proiectare a deformației efective a FRP

b_w – lățimea minimă a secțiunii transversale pe o adâncime efectivă

d – adâncimea efectivă a secțiunii transversale

ρ_f – coeficientul de armare FRP egal cu $2t_f \sin\alpha / b_w$ pentru armare lipită continuu la forfecare de grosimea t_f (b_w -lățimea minimă a secțiunii transversale în adâncimea efectivă), sau $(2t_f \cdot \sin\alpha / b_w)(b_f / s_f)$ pentru armătură FRP sub forma unor benzi sau coli de lățime b_f cu spațierea s_f (Fig.4.1).

E_{fu} – modulul de elasticitate al FRP pe direcția principală a fibrelor

θ - unghiul fisurilor diagonale cu privire la axul elementului, presupus egal cu 45°

α - unghiul dintre orientarea principală a fibrelor și axa longitudinală a elementului

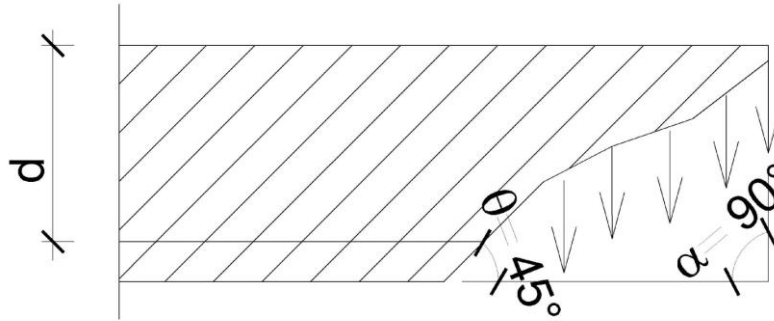


Fig. 4.1. Contribuția FRP la capacitatea de forfecare [33]

Conform fig.4.1 $\theta=45^{\circ}$ ($\text{ctg}\theta=1$) și $\alpha=90^{\circ}$ ($\text{ctg}90^{\circ}=0$; $\sin90^{\circ}=1$) astfel:

$$\rho_f = \frac{2t_f}{b_w} \cdot \frac{b_f}{s_f}$$

$$\begin{aligned} V_{fd} &= 0,9 \cdot \varepsilon_{f,de} \cdot E_{fu} \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \cdot \sin\alpha = \\ &= 0,9 \cdot \varepsilon_{f,de} \cdot E_{fu} \cdot \frac{2t_f}{b_w} \cdot \frac{b_f}{s_f} \cdot b_w \cdot d = \quad (3) \\ &= 0,9 \cdot \varepsilon_{f,de} \cdot E_{fu} \cdot \frac{2t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot d \end{aligned}$$

❖ **Conform ACI 440.2R-08 [34]**

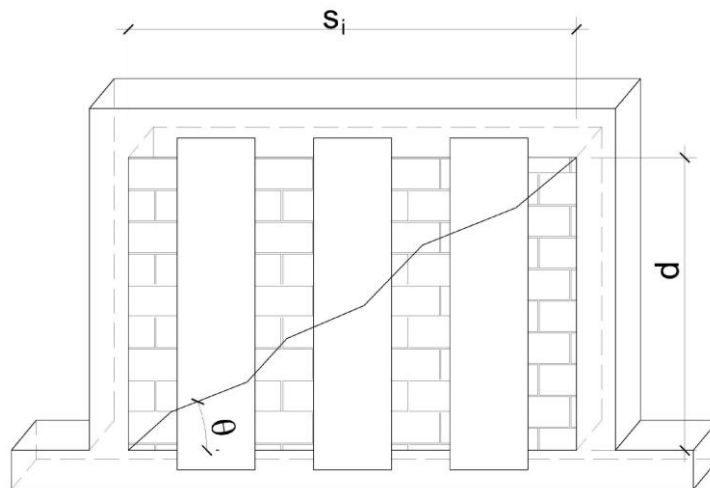


Fig.4.2. Unghiul pe care diagonala fisurată îl face cu orizontala

$$V_{fd} = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha) \cdot d_{fv}}{s_f}$$

Unde :

$$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f$$

n - numărul de dubluri a colilor de CFRP

t_f - grosimea colii de CFRP

$w_f = b_f$ - lățimea colii de CFRP

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \cdot E_f$$

E_f - modulul de elasticitate al FRP pe direcția principală a fibrelor

$\varepsilon_{f,e}$ - valoarea de proiectare a deformației efective a FRP

$$\varepsilon_{fe} = k_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0,004$$

k_v - coeficient dependent de modul de lipire a FRP

$$k_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0,75$$

L_e – lungimea activă a colilor de FRP, în (mm)

$$L_e = \frac{23300}{(n_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}}$$

k_1 – coeficient de modificare a k_v pentru a ține cont de rezistența betonului

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3}$$

k_2 – coeficient de modificare a k_v pentru a ține cont de modul de prindere a FRP

$$k_2 = \frac{d_{fv} \cdot L_e}{d_{fv}}$$

❖ **Conform STAS 10107/0-90 [35]**

Pe de altă parte contribuția armării cu etrieri a fost calculată prin teoria ruperii cu fisuri înclinate (vechile norme). Conform acestora pentru elemente fără bare înclinate capacitatea portantă la tăiere se va scrie sub forma:

$$Q_{cap} = Q_{eb} = Q_b + \sum n_e \cdot A_e \cdot m_{at} \cdot R_a \quad \text{(a)}$$

Din formula **(a)** se va prelua numai partea care revine etrierilor în scopul determinării contribuției CFRP rezultând astfel formula de calcul:

$$Q_{cap} = Q_{eb} = \sum n_e \cdot A_e \cdot m_{at} \cdot R_a = s_i \cdot q_e \quad \text{(b)}$$

Efortul preluat de un etrier este :

$$N_e = n_e \cdot A_e \cdot m_{at} \cdot R_a$$

Sau în cazul efortului uniform distribuit q_e pe distanța a_e :

$$N_e = q_e \cdot a_e \Rightarrow q_e = \frac{n_e \cdot A_e \cdot m_{at} \cdot R_a}{a_e}$$

Astfel forța tăietoare preluată de CFRP se poate scrie:

$$Q_{cap} = s_i \cdot q_e = s_i \cdot \frac{n_e \cdot A_e \cdot m_{at} \cdot R_a}{a_e} = s_i \cdot \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot m_{at} \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \quad \text{(c)}$$

Unde

s_i - proiecția pe orizontală a fisurii înclinată luată în considerare și se găsește în domeniul $0,5 \cdot d \leq s_i \leq 2,5 \cdot d$.

m_{at} - coeficient al condițiilor de lucru pentru armătura transversală, egal cu 0,7

❖ **Conform SR EN 1992-1 [36]**

Conform SR EN 1992-1 forța tăietoare capabilă a elementelor armate cu etrieri este dată de relația:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \quad (\mathbf{d})$$

Unde:

A_{sw} - aria tuturor ramurilor de armătură dintr-un plan trasversal

s - distanța dintre etrieri

z - brațul de pârghie al forțelor interne, se adoptă valoarea aproximativă $z=0,9d$

$\text{ctg}\theta=1$ ($\theta=45^\circ$)

Se propune scrierea relației **(d)** cu termenii folosiți de Fib, constatându-se la final formulele identice între cele două norme:

$$V_{Rd,s} = V_{fd} = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot 0,9 \cdot d \cdot E_f \cdot \varepsilon_f$$

❖ **Propunere pentru valoarea teoretică a forței orizontale de rupere**

În vederea aprecierii contribuției consolidării cu CFRP a elementelor structurale s-a luat în considerare teoria ruperii prin fisuri înclinată dezvoltată în STAS 10107/0-90 [35], rezultând următoarea formulă pentru calculul forței orizontale de rupere:

$$V_f = s_i \cdot \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot m_{at} \cdot E_f \cdot \varepsilon_f$$

Unde

s_i - lungimea proiecției pe orizontală a diagonalei cadrului

Pentru :

- stări limită de serviciu (SLS) se propun următoarele valori $\varepsilon_{f,e}$ – în conformitate cu ACI 440.2R-08 și $m_{at} = 0,7$.
- stări limită ultime (SLU) se propun următoarele valori $\varepsilon_{f,e}$ – în conformitate cu Fib CEB-FIP/2001 și $m_{at} = 1,0$.

4.1.2. Capacitatea portantă a fibrelor CFRP (aplicația numerică)

A. Aplicația numerică pentru elemente din beton

❖ Conform Fib CEB-FIP/2001 (idem SR EN 1992-1) [33] [36]

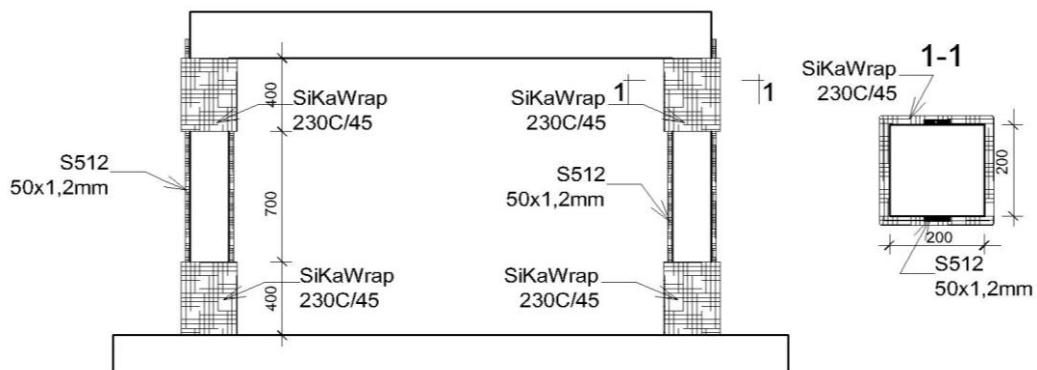


Fig. 4.3. Aplicarea materialelor CFRP la cadrul din beton armat

1. Efectul confinării (Efectul fasiilor S512)

$$H_{fd} = 0,9 \cdot \varepsilon_{f,de} \cdot E_{fu} \cdot \frac{2t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot d$$

Unde:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f}{b_w} \cdot \frac{b_f}{s_f} = \frac{2 \cdot 0,12}{200} \cdot \frac{800}{1500} = 0,00064$$

$\varepsilon_{f,de}$ pentru cămăși CFRP laterale sau în formă de U [33] este dat de formula:

$$\varepsilon_{f,de} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \\ 0,17 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0,30} \cdot \varepsilon_{fu} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \left(\frac{33,1^{2/3}}{231 \cdot 0,00064} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \\ 0,17 \cdot \left(\frac{33,1^{2/3}}{231 \cdot 0,00064} \right)^{0,30} \cdot 0,010 \end{array} \right\} = 0,0061$$

$$V_{fd} = 0,9 \cdot \varepsilon_{fe} \cdot E_{fu} \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \cdot \sin\alpha =$$

$$= 0,9 \cdot 0,0061 \cdot 231 \cdot 0,00064 \cdot 200 \cdot 200 \cdot 1 = 32,47\text{kN}$$

Momentul încovoielor al secțiunii transversale consolidate este calculat pe principiile de proiectare a betonului armat așa cum reiese din figura 4.4.:

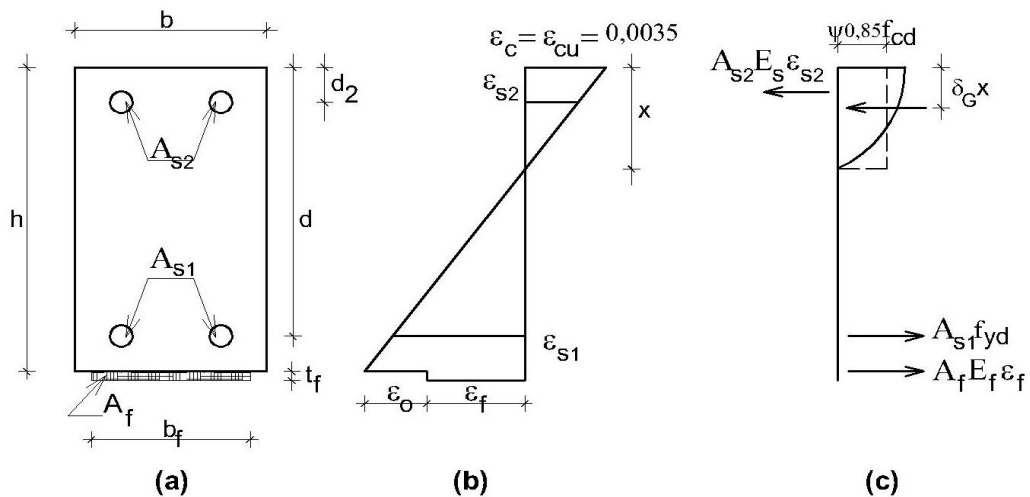


Fig.4.4. Analiza secțiunii transversale pentru SLU la încovoiere
 (a) geometrie (b) distribuția deformației și (c) distribuția tensiunii [33]

2. Efectul lamelelor

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - \delta_G \cdot x) + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x) + A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot (\delta_G \cdot x - d_2)$$

Din care ținem cont doar de aportul CFRP, obținându-se astfel relația:

$$\Delta M = A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x)$$

$$A_f = 50 \cdot 1,2 = 60\text{mm}^2 ; E_f = 231\text{kN/mm}^2 ; h = 200\text{mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0061$$

$$h - \delta_G \cdot x \approx 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ mm}$$

$$\Delta M = 60 \cdot 231 \cdot 0,0061 \cdot 160 = 13527 \text{ kNm}$$

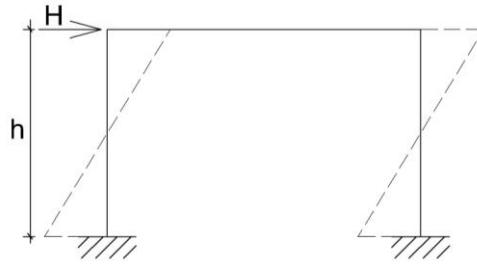


Fig.4.5. Moment încovoietor pe schema cadrului din beton armat

$$4 \cdot \Delta M = H \cdot h \rightarrow H = 4 \cdot 13527 / 1500 = 36,07 \text{ kN}$$

$$H_{\text{total}} = 32,47 + 36,07 \approx 68,54 \text{ kN}$$

❖ **Conform ACI 440.2R-08** [34]

1. Efectul confinării

$$V_{fd} = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f}$$

$$A_{fv} = 2 \cdot 0,12 \cdot 800 = 192 \text{ mm}^2$$

$$L_e = \frac{23300}{(0,12 \cdot 231 \cdot 10^3)^{0,58}} = 61,735 ;$$

$$k_1 = \left(\frac{33,1}{27} \right)^{2/3} = 1,14 ; \quad k_2 = \frac{170 - 61,735}{170} = 0,637$$

$$k_v = \frac{1,14 \cdot 0,637 \cdot 61,375}{11900 \cdot 0,01} = 0,377 \leq 0,75$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,377 \cdot 0,01 = 0,0038 \leq 0,004$$

$$f_{fe} = 0,0038 \cdot 231 = 0,8778$$

$$V_{fd} = \frac{192 \cdot 0,8778 \cdot 170}{1500} = 19,10 \text{ kN}$$

2. Efectul lamelelor

$$\varepsilon_{fe} = 0,0038$$

$$\Delta M = A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x)$$

$$A_f = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ mm}^2 ; E_f = 231 \text{ kN/mm}^2 ; h = 200 \text{ mm}$$

$$h - \delta_G \cdot x \approx 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ mm}$$

$$\Delta M = 60 \cdot 231 \cdot 0,0038 \cdot 160 = 8426,9 \text{ kNm}$$

$$4 \cdot \Delta M = H \cdot h \rightarrow H = 4 \cdot 8426,9 / 1500 = 22,47 \text{ kN}$$

$$V_{fd, \text{total}} = 19,10 + 22,47 = 41,57 \text{ kN}$$

❖ **Conform STAS 10107/0-90 [34]**

1. Efectul confinarii

$$Q_{\text{cap}} = s_i \cdot q_e = s_i \cdot \frac{n_e \cdot A_e \cdot m_{\text{at}} \cdot R_a}{a_e} = s_i \cdot \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot m_{\text{at}} \cdot E_f \cdot \varepsilon_f$$

$$Q_{\text{cap}} = (1,0 \cdot 200) \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 800}{1500} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0061 = 25,25 \text{ kN}$$

2. Efectul lamelelor

$$Q_{\text{cap}} = 36,07 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{cap, total}} = 25,25 + 36,07 = 61,32 \text{ kN}$$

❖ **Conform propunerii**

$$V_f = s_i \cdot \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot m_{\text{at}} \cdot E_f \cdot \varepsilon_f$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0038$$

1. Efectul confinării

$$V_f = 200 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 800}{1500} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0038 = 15,73 \text{ kN}$$

2. Efectul lamelelor

$$\Delta M = A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x)$$

$$A_f = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ mm}^2 ; E_f = 231 \text{ kN/mm}^2 ; h = 200 \text{ mm}$$

$$h - \delta_G \cdot x \approx 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ mm}$$

$$\Delta M = 60 \cdot 231 \cdot 0,0038 \cdot 160 = 8426,9 \text{ kNm}$$

$$4 \cdot \Delta M = H \cdot h \rightarrow H = 4 \cdot 8426,9 / 1500 = 22,47 \text{ kN}$$

$$V_{f,\text{total}} = 15,73 + 22,47 = 38,20 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0061$$

1. Efectul confinării

$$V_f = 200 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 800}{1500} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0061 = 25,25 \text{ kN}$$

2. Efectul lamelelor

$$\Delta M = A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x)$$

$$A_f = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ mm}^2 ; E_f = 231 \text{ kN/mm}^2 ; h = 200 \text{ mm}$$

$$h - \delta_G \cdot x \approx 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ mm}$$

$$\Delta M = 60 \cdot 231 \cdot 0,0061 \cdot 160 = 13527,36 \text{ kNm}$$

$$4 \cdot \Delta M = H \cdot h \rightarrow H = 4 \cdot 13527,36 / 1500 = 36,07 \text{ kN}$$

$$V_{f,\text{total}} = 25,25 + 36,07 = 61,32 \text{ kN}$$

B. Aplicația numerică pentru elemente din zidărie

❖ Conform Fib CEB-FIP/2001 (idem SR EN 1992-1) [33] [36]

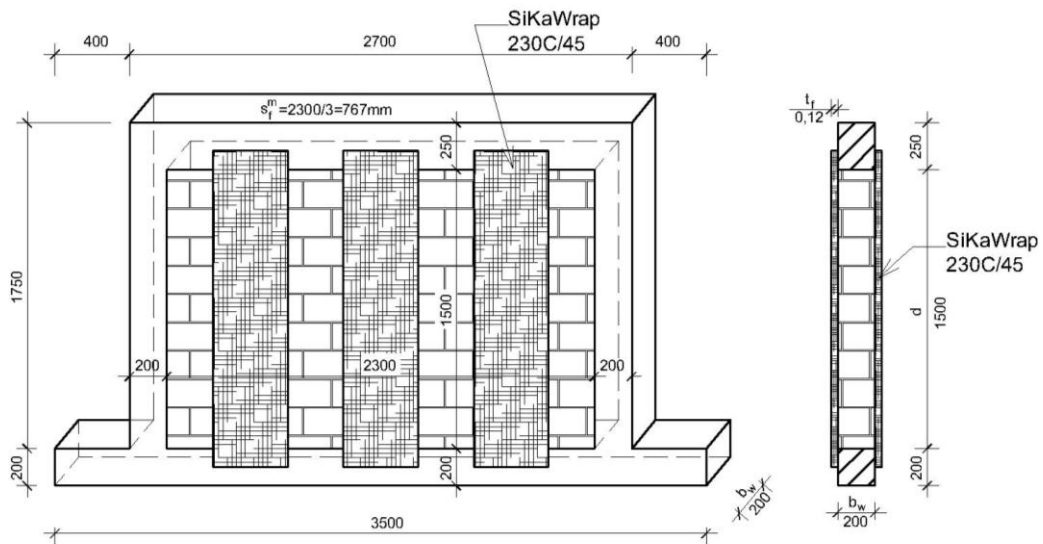


Fig. 4.6. Cadru umplut cu zidărie consolidată cu CFRP

➤ Pentru zidărie cu goluri verticale:

$f_{cm} = 3,17 \text{ N/mm}^2$ pentru zidărie cu goluri verticale

$\epsilon_{f,de}$ pentru cămăși CFRP laterale sau în formă de U [33] este dat de formula:

$$\epsilon_{f,de} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \\ 0,17 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0,30} \cdot \epsilon_{fu} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \left(\frac{5,27^{2/3}}{231 \cdot 0,00047} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \\ 0,17 \cdot \left(\frac{5,27^{2/3}}{231 \cdot 0,00047} \right)^{0,30} \cdot 0,010 \end{array} \right\} = 0,0035$$

$$V_{fd} = 0,9 \cdot \epsilon_{fe} \cdot E_{fu} \cdot \frac{2t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot d = 0,9 \cdot 0,0035 \cdot 231 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 1500 = 113,89 \text{ kN}$$

➤ Pentru zidărie plină:

$f_{cm} = 5,27 \text{ N/mm}^2$ pentru zidărie plină

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{b_w \cdot s_f} = \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{200 \cdot 2300} = 0,00047$$

$\varepsilon_{f,de}$ pentru cămăși CFRP laterale sau în formă de U [33] este dat de formula:

$$\varepsilon_{f,de} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \\ 0,17 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0,30} \cdot \varepsilon_{fu} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \left(\frac{5,27^{2/3}}{231 \cdot 0,00047} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \\ 0,17 \cdot \left(\frac{5,27^{2/3}}{231 \cdot 0,00047} \right)^{0,30} \cdot 0,010 \end{array} \right\} = 0,0042$$

$$V_{fd} = 0,9 \cdot \varepsilon_{fe} \cdot E_{fu} \cdot \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot d = 0,9 \cdot 0,0042 \cdot 231 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 1500 = 123 \text{ kN}$$

❖ **Conform ACI 440.2R-08** [34]

➤ Pentru zidărie cu goluri verticale:

$$V_{fd} = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f}$$

$$A_{fv} = 2 \cdot 0,12 \cdot 900 = 216 \text{ mm}^2$$

$$L_e = \frac{23300}{(0,12 \cdot 231 \cdot 10^3)^{0,58}} = 61,735 ; k_1 = \left(\frac{3,17}{27} \right)^{2/3} = 0,239 ;$$

$$k_2 = \frac{1500 - 61,735}{1500} = 0,958$$

$$k_v = \frac{0,239 \cdot 0,958 \cdot 61,375}{11900 \cdot 0,01} = 0,119 \leq 0,75$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,119 \cdot 0,01 = 0,0012 \leq 0,004$$

$$f_{fe} = 0,0012 \cdot 231 = 0,2772$$

$$V_{fd} = \frac{216 \cdot 0,2772 \cdot 1500}{2300} = 39,05 \text{ kN}$$

- Pentru zidărie plină:

$$V_{fd} = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha) \cdot d_{fv}}{s_f}$$

$$A_{fv} = 2 \cdot 0,12 \cdot 900 = 216 \text{mm}^2$$

$$L_e = \frac{23300}{(0,12 \cdot 231 \cdot 10^3)^{0,58}} = 61,735 ; k_1 = \left(\frac{5,27}{27}\right)^{2/3} = 0,336 ;$$

$$k_2 = \frac{1500 - 61,735}{1500} = 0,958$$

$$k_v = \frac{0,336 \cdot 0,958 \cdot 61,375}{11900 \cdot 0,01} = 0,167 \leq 0,75$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,167 \cdot 0,01 = 0,0017 \leq 0,004$$

$$f_{fe} = 0,0017 \cdot 231 = 0,3927$$

$$V_{fd} = \frac{216 \cdot 0,3927 \cdot 1500}{2300} = 55,32 \text{kN}$$

❖ **Conform STAS 10107/0-90 [35]**

$$Q_{cap} = s_i \cdot q_e = s_i \cdot \frac{n_e \cdot A_e \cdot m_{at} \cdot R_a}{a_e} = s_i \cdot \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot m_{at} \cdot E_f \cdot \varepsilon_f$$

- Pentru zidărie cu goluri verticale:

$$Q_{cap} = (1,0 \cdot 1500) \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0035 = 79,72 \text{kN}$$

- Pentru zidărie plină:

$$Q_{cap} = (1,0 \cdot 1500) \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0042 = 95,67 \text{kN}$$

❖ **Conform propunerii**

- Pentru zidărie cu goluri verticale:

SLS : $\varepsilon_{fe}=0,0012$ și $m_{at}=0,7$

$$V_f = 2300 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0012 = 41,91 \text{ kN}$$

SLU : $\varepsilon_{fe}=0,0035$ și $m_{at}=1,0$

$$V_f = 2300 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 1,0 \cdot 231 \cdot 0,0035 = 174,64 \text{ kN}$$

- Pentru zidărie plină:

SLS : $\varepsilon_{fe}=0,0017$ și $m_{at}=0,7$

$$V_f = 2300 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 0,7 \cdot 231 \cdot 0,0017 = 59,38 \text{ kN}$$

SLU : $\varepsilon_{fe}=0,0042$ și $m_{at}=1,0$

$$V_f = 2300 \cdot \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 900}{2300} \cdot 1,0 \cdot 231 \cdot 0,0042 = 209,56 \text{ kN}$$

Sintetizarea rezultatelor calculelor teoretice este redată în tabelul 4.1.

Tabel 4.1. Rezultatele calculelor teroretice

Structura	Forța tăietoare conform Fib CEB-FIP/2001 (idem SR EN 1992-1) [kN]	Forța tăietoare conform ACI 440.2R-08 [kN]	Forța tăietoare conform STAS 10107/0-90 [kN]	Forța tăietoare conform relației propuse [kN]	
	Starea limită ultimă (SLU)			SLU	SLS
Cadru din beton armat consolidat	68,54	41,57	61,32	61,32	38,20
Panou umplut cu zidărie cu goluri verticale consolidată	113,89	39,05	79,72	174,64	41,91
Panou cu zidărie plină consolidată	123,00	55,32	95,67	209,56	59,38

Datele din tabelul de mai sus scot în evidență următoarele constatări:

- cele mai mari valori ale forței orizontale de rupere rezultă după relațiile Fib CEB-FIP/2001 (idem SR EN 1992-1) întrucât valoarea deformației specifice de lunecare ε_{fe} dintre fibra și materialul de care se lipește (beton, zidărie) este foarte ridicată;
- valori relativ reduse ale forței orizontale s-au obținut cu datele conform normei ACI 440.2R-08;
- după metoda de rupere cu fisuri înclinate folosită în STAS 10107/0-90 au rezultat valori intermediare întrucât s-au folosit valorile lui ε_{fe} după Fib CEB-FIP/2001 și un coeficient $m_{at}=0,7$;

Propunerea făcută de autoarea tezei consideră aportul țesăturii CFRP la preluarea forței orizontale după metoda de rupere cu fisuri înclinate la două stări limită :

- o starea limită de serviciu (SLS) în care s-a luat ε_{fe} după ACI 440.2R-08 și un coeficient al condițiilor de lucru $m_{at}=0,7$
- o starea limită ultimă (SLU) în care s-a luat ε_{fe} după Fib CEB-FIP/2001 și un coeficient al condițiilor de lucru $m_{at}=1,0$

4.2. Programul experimental

Întrebuințarea modelelor la scară redusă este necesară datorită faptului că modelele la scară mare sau prototipurile necesită timp pentru confecționarea și încercare precum și datorită faptului că acestea sunt mult mai costisitoare. Corelația dintre complexitatea structurii și costul proiectării este dată în fig.4.7 [30]. Din această figură rezultă că pentru structuri foarte complexe studiul pe modele este unica metodă practică pentru determinarea eforturilor.

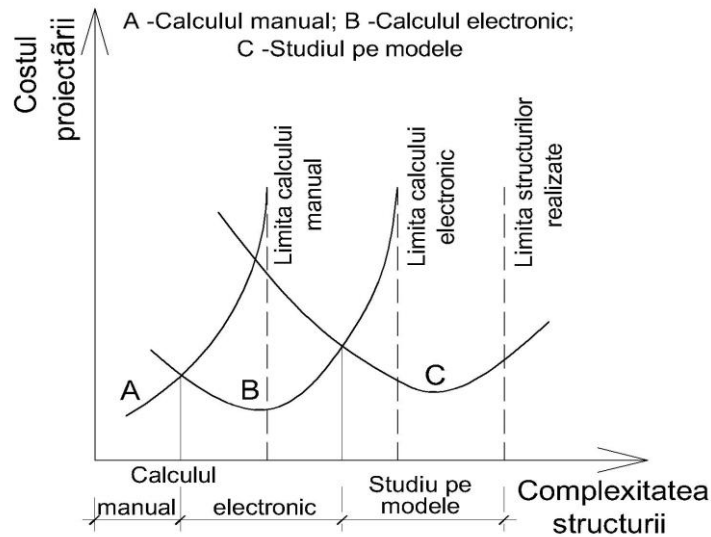


Fig. 4.7. Corelația dintre complexitatea structurii și costul proiectării

Pentru studierea diferitelor tipuri de structuri folosirea modelării a rezolvat următoarele probleme:

- stabilirea valorilor cele mai probabile ale încărcărilor precum și distribuția lor.
- determinarea eforturilor secționale.
- stabilirea pe cale experimentală a eforturilor unitare în diverse secțiuni precum și a distribuției lor.
- stabilirea stării limită și a exploatării normale.

Utilizarea modelelor datează de la începutul secolului XX, iar posibilitățile largi pe care le oferă tehnica modernă de calcul pentru prelucrarea datelor experimentale precum și dezvoltarea rapidă a tehnicii de măsurare, duc la obținerea unor rezultate precise și în concordanță mai bună cu principiile mecanicii construcțiilor.

Modelarea poate fi directă sau indirectă, modelarea directă fiind aceea prin care modelul și prototipul sunt executate din același material, iar cea indirectă este aceea prin care prototipul și modelul sunt executate din materiale diferite.

În acest studiu de caz s-a apelat la modelarea directă iar dimensiunile și scara au fost alese cu ajutorul teoriei similitudinii. Similitudinea se caracterizează prin faptul că modelul (m) și prototipul (p) fac parte din același domeniu al fizicii și relațiile matematice sunt identice ca formă.

Coeficientul de similitudine S se definește în literatură ca fiind raportul a două unități geometrice (b,h) sau fizico-mecanice (încărcări, eforturi, deformări, etc), la numărător fiind cea aparținând modelului.

Alegerea dimensiunilor modelului se face prin respectarea unor reguli bine stabilite în așa fel încât rezultatele obținute să fie corespunzătoare cu realitatea. Dimensiunile minime ale modelului se stabilesc în funcție de natura materialului, de precizia cerută și de precizia aparatelor de măsură folosite.

Conform celor prezentate anterior au rezultat pentru modelul din programul experimental propriu următoarele dimensiuni geometrice: fig.4.8 [31], și valori ale acțiunilor dispuse conform fig.4.9 [31], scara modelului fiind de 1:2.

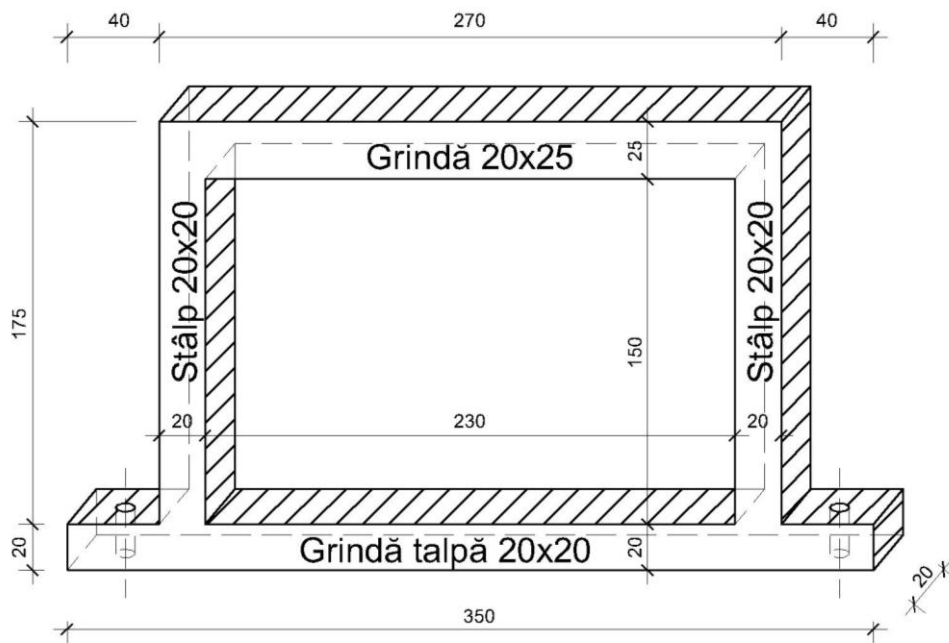


Fig. 4.8. Alcătuirea elementului experimental

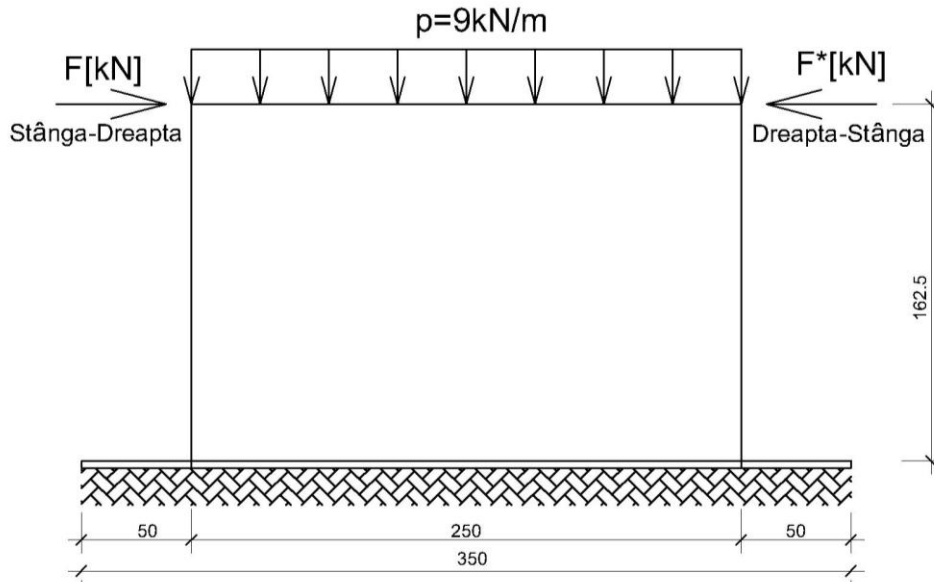


Fig. 4.9. Modul de dispunere a acțiunilor

Modelul a fost introdus în programul de calcul AXIS VM 2011 în urma căruia s-a stabilit armarea pentru următoarele ipoteze de încărcare: (fig.4.10, 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15)

- încărcare cu forța verticală
- încărcare cu forțe laterale;

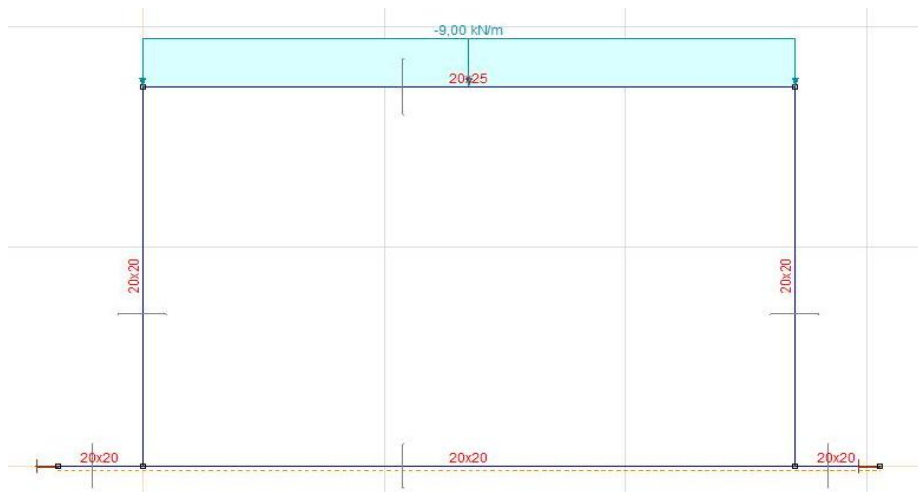


Fig. 4.10. Dispunerea încărcărilor verticale

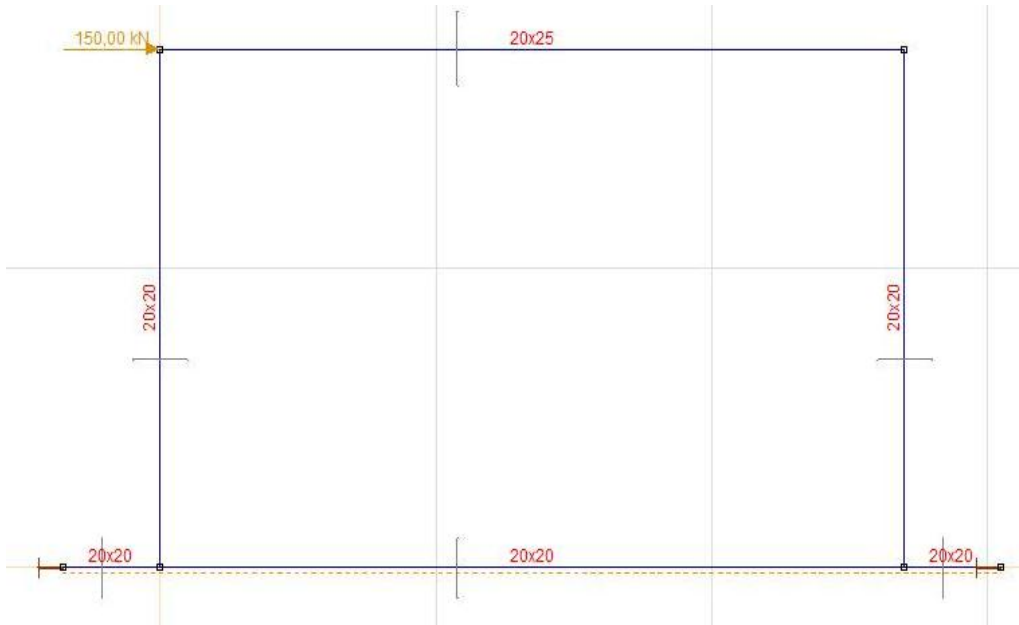


Fig. 4.11. Valoarea maximă a încărcărilor laterale

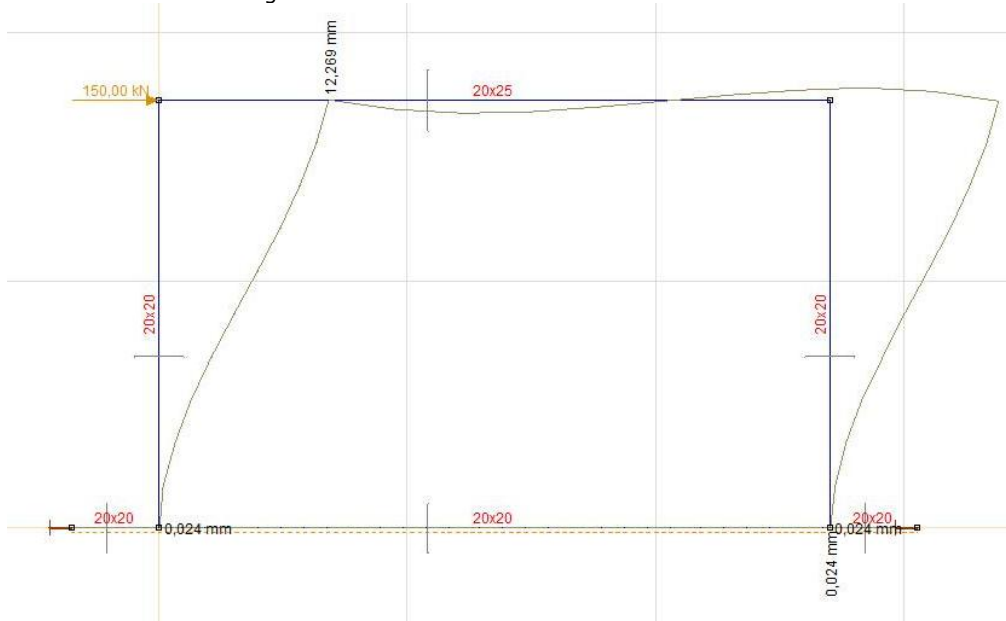


Fig. 4.12. Deplasările estimate ale cadrului

84 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

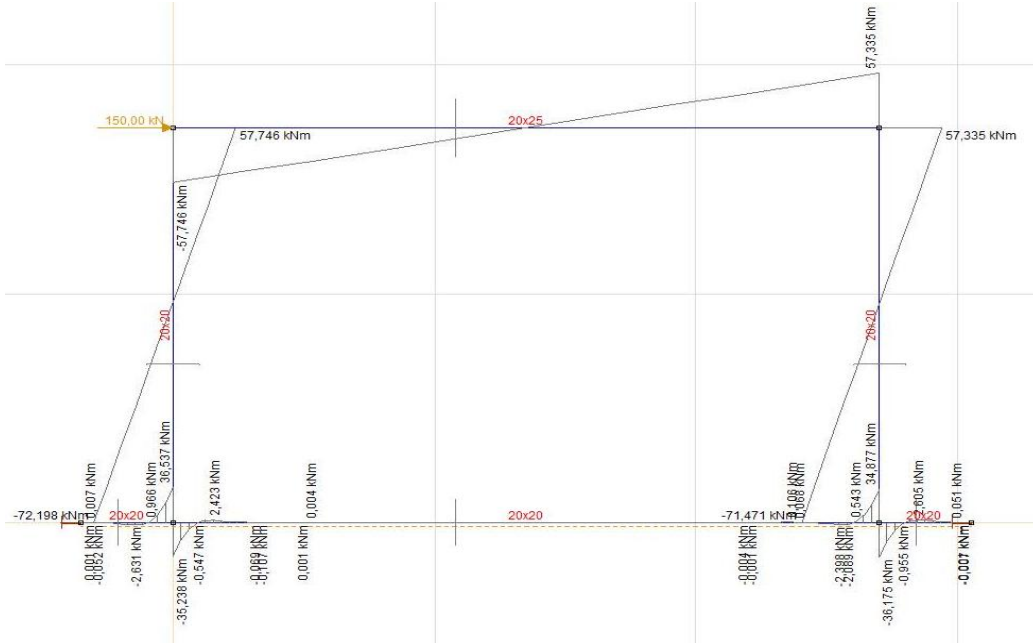


Fig. 4.13. Diagrama moment încovoietor cadru beton armat

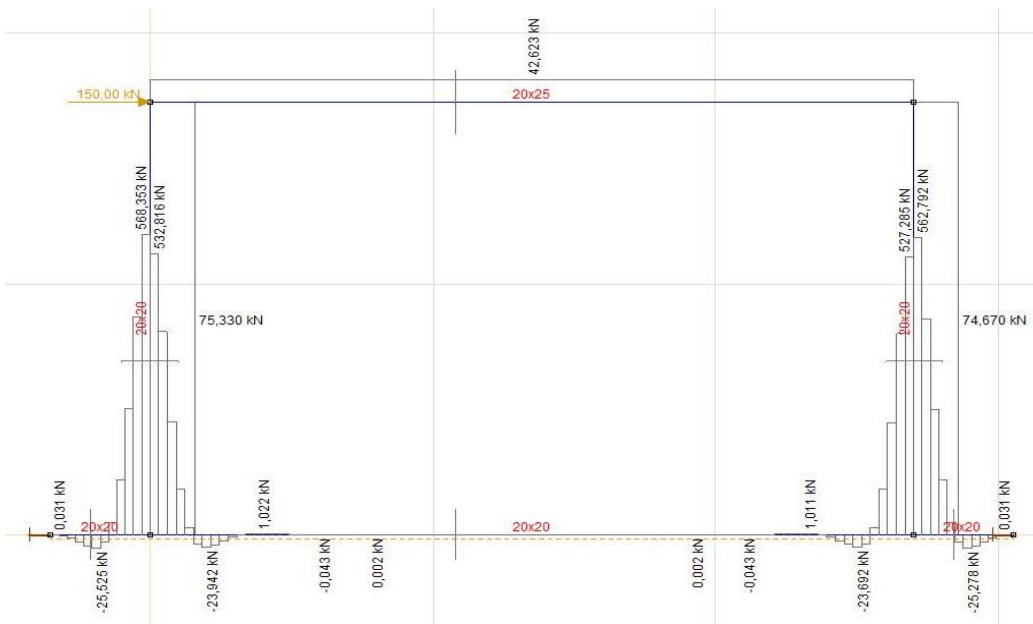


Fig. 4.14. Diagrama forță tăietoare cadru beton armat

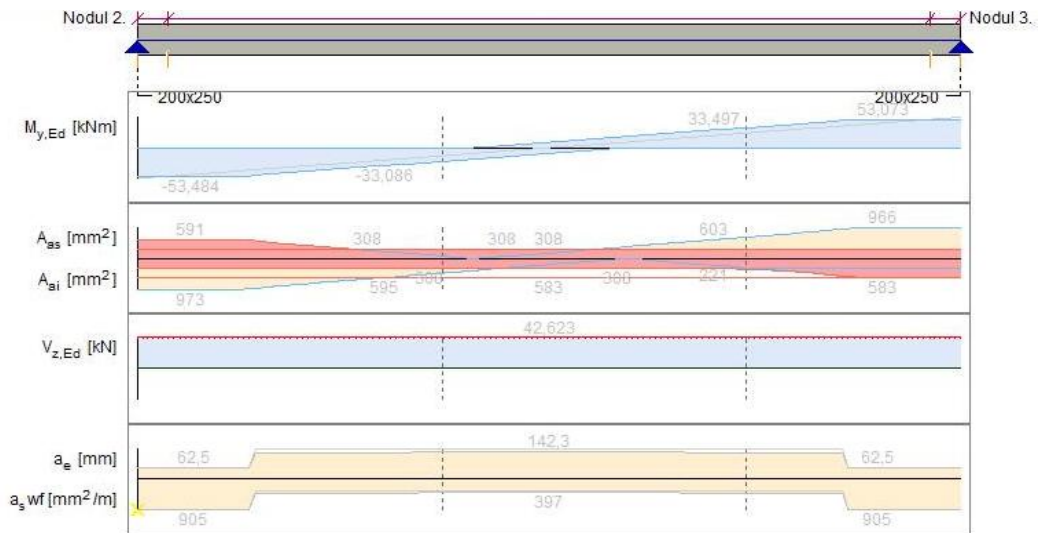
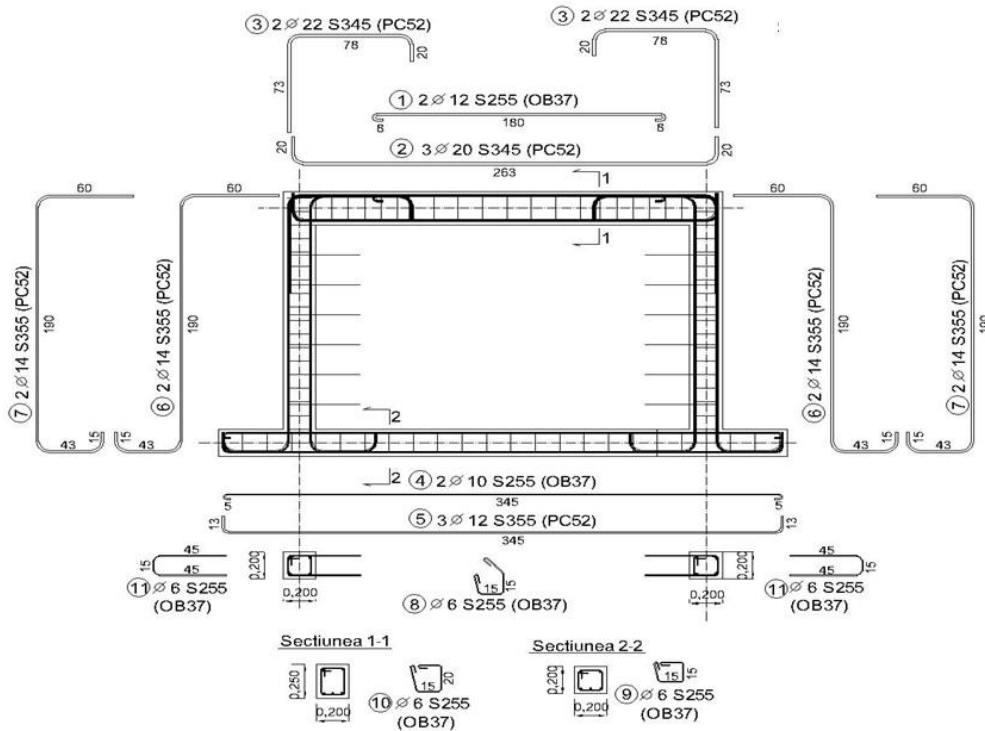


Fig. 4.15. Armare cadru beton armat

Armarea cadrului s-a făcut folosindu-se următoarele tipuri de armături: S255 (OB37), S345 (PC52) și S355 (PC52). Modul de dispunere, diametrele, lungimile și numărul de bucăți sunt prezentate în figura 4.16:

86 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE



Nume element	Poziție	Diametru	Lungime (m)	Număr bucăți total	Lungime totală (m)	Masa (kg)	Masă totală (kg)
Cadru din b.a. cu mustați de ancorare	1	12	1.95	2	3.90	3,5	108,2
	2	20	2.95	3	8.85	21,9	
	3	22	1.60	5	8.00	23,8	
	4	10	3.58	2	7.15	4,4	
	5	12	3.65	3	10.95	9,7	
	6	14	2.93	4	11.70	14,2	
	7	14	2.93	4	11.70	14,2	
	8	6	0.73	40	29.00	6,4	
	9	6	0.70	24	16.80	3,7	
	10	6	0.80	20	16.00	3,6	
	11	6	1.00	13	13.00	2,9	

Fig. 4.16. Armare cadre beton armat

Conform rezultatelor obținute prin calcul precum și a normativelor aflate în vigoare în anul 2012 s-au executat două cadre din beton armat identice ca material și caracteristici geometrice dar cu o diferență de armare: unul având mustați pentru ancorarea zidăriei, iar celălalt fără aceste mustați. (fig.4.17) [31]

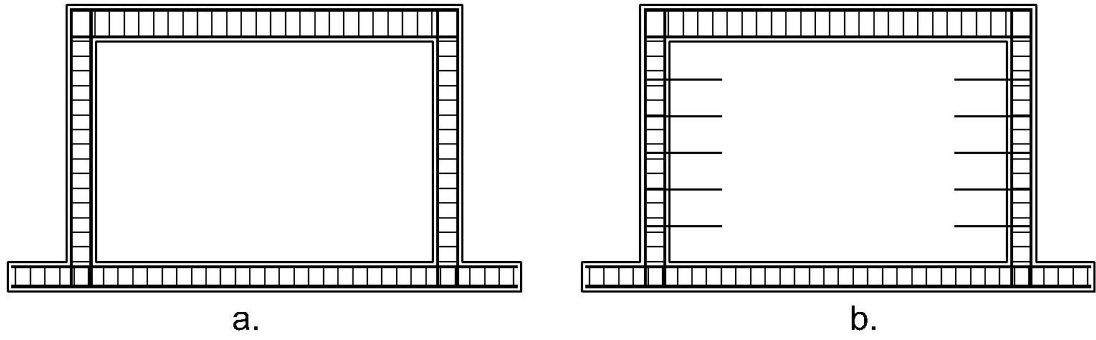


Fig. 4.17. Cadru din beton armat
a. fără mustăți de ancorare b. cu mustăți de ancorare

În cele ce urmează sunt prezentate conform fazelor tehnologice parcurse imagini din timpul realizării acestor cadre (fig.4.18, 4.19, 4.20, 4.21):

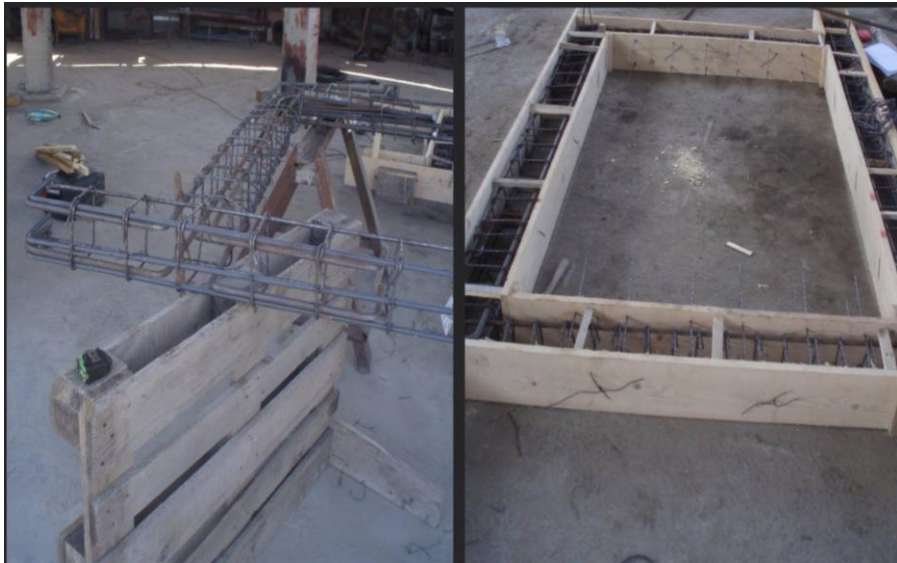


Fig. 4.18. Fasonarea armăturilor și armarea cadrelor din beton armat

88 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE



Fig. 4.19. Cofrarea și armarea cadrului fără mustăți de ancorare a zidăriei



Fig. 4.20. Cofrarea și armarea cadrului cu mustăți de ancorare a zidăriei



Fig. 4.21. Turnarea și vibrarea betonului

După 7 respectiv 28 zile de la turnare au fost încercate probe de beton (fig.4.22) prelevate în momentul execuției, de către laboratorul autorizat SC VEMAT SRL Oradea obținându-se următoarele valori (tabel 4.2, 4.3, 4.4):



Fig. 4.22. Probe beton

Tabel 4.2. Date probe beton

Data prelevării 29.06.2012			
Cadre prefabricate pentru experimente de laborator	Dimensiunile cubului	Caracteristicile betonului	
	a=15,0cm	Tasare	10mm
	b=15,0cm	Tip ciment	II/A-M 32,5R
	c=15,0cm	D _{max} agregate	16

Tabel 4.3. Încercare probe beton la 7 zile

	Nr probă			Concluzii și observații
	I	II	III	
Suprafața de compresiune (cm²)	225	225	225	Beton corespunzător pentru C16/20
Greutatea cubului (kg)	7,915	7,875	7,920	
Densitatea aparentă (kg/mc)	2345	2333	2346	
Sarcina de rupere la compresiune (kN)	508,4	516,2	527,8	
Rezistența la rupere la compresiune la 7 zile (N/mm²)	22,5	22,9	23,4	
Data încercării	06.07.2012			

Tabel 4.4. Încercare probe beton la 28 zile

	Nr probă			Concluzii și observații
	I	II	III	
Suprafața de compresiune (cm²)	225	225	225	Beton corespunzător pentru C16/20
Greutatea cubului (kg)	7,630	7,760	7,755	
Densitatea aparentă (kg/mc)	2260	2299	2297	
Sarcina de rupere la compresiune(kN)	728,3	746,6	775,5	
Rezistența la rupere la compresiune la 28 zile (N/mm²)	32,3	33,1	34,4	
Data încercării	27.07.2012			

Cadrelle au fost testate pe standul de încercări al laboratorului autorizat INCERC – filiala Timișoara, figura 4.23 prezentând imagini din incinta laboratorului premergătoare încercărilor.



Fig. 4.23. Laborator INCERC-filiala Timișoara

Încărcările aplicate pentru întregul experiment au fost:

- o sarcină verticală uniform distribuită prezentată în figura 4.9 [31], aceasta reprezentând acțiunea permanentă
- o forță orizontală aplicată succesiv din ambele direcții, valoarea ei crescând în trepte de la 0 până la valoarea maximă experimentală. Valoarea maximă experimentală a fost stabilită conform d_{ra}^{SLS} din Eurocodul EN 1998-1-2004 astfel:

- $d_{ra}^{SLS} = 0,005 \cdot h = 0,005 \cdot 1,725\text{mm} = 8,63\text{mm}$ elemente nestructurale fragile

- $d_{ra}^{SLS} = 0,0075 \cdot h = 0,0075 \cdot 1,725\text{mm} = 12,94\text{mm}$ elementele nestructurale ductile

- $d_{ra}^{SLS} = 0,01 \cdot h = 0,01 \cdot 1,725\text{mm} = 17,25\text{mm}$ elemente nestructurale

Pentru măsurarea deplasărilor stâlpilor cadrelor s-au folosit deflectometre cu precizia de 0,1 mm amplasate conform figurii 4.24:



Fig. 4.24. Modul de dispunere a deflectometrelor

92 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

În prima fază s-au determinat d_1 și d_2 reprezentând deplasările orizontale ale nodurilor cadrelor, în mm conform figurii 4.25:

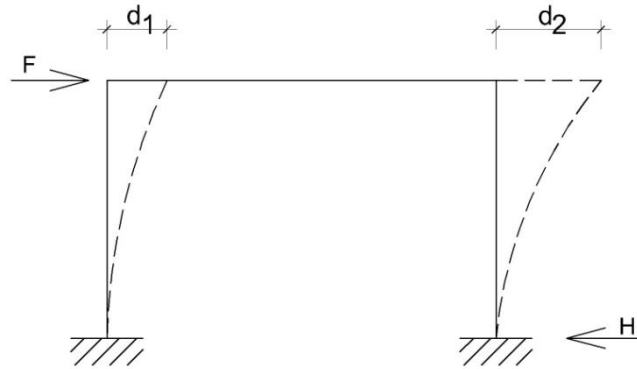


Fig. 4.25. Deplasările nodurilor cadrelor

Mai apoi s-a determinat $m_{d1,d2}$ folosind următoarea relație:

$$m_{d1,d2} = \frac{\left| d_{1(0KN)} + d_{2(0KN)} \right| - \left| d_{1(nKN)} + d_{2(nKN)} \right|}{2}$$

în care n reprezintă valoarea treptei de încercare, măsurată în KN

- H reprezintă reacțiunea orizontală obținută prin citirea direct cu deflectometrul
- $(m_{d1,d2} - H)$ reprezintă diferența algebrică a celor două coloane.

Încercările s-au realizat în date diferite, prezentarea lor făcându-se în ordinea relevantă pentru structurile studiate (înainte și după reabilitare), după cum urmează:

* **În data de 25.07.2012** a fost încercat cadrul de beton armat fără mustăți de ancorare a zidăriei (fig.4.26) denumit în continuare **cadru martor**.



Fig. 4.26. Prezentarea cadrului martor

Valorile forței orizontale precum și prelucrarea datelor obținute în urma încercărilor pe cadrul martor sunt date în tabelele de mai jos:

Tabel 4.5. Rezultate cadru martor

Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}- H$ [mm]	Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}- H$ [mm]
Stânga-Dreapta	0	-	Dreapta-Stânga	0	10,42
	3	0,21		3	10,15
	6	0,57		6	9,34
	9	0,96		9	8,37
	12	1,46		12	7,39
	15	2,17		15	5,43
	18	3,49		18	4,91
	21	4,93		21	4,06
	24	6,86		24	2,93
	27	8,40		27	1,65

94 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

	30	9,95		30	-0,41
	33	11,82		33	-2,28
	36	12,56		36	-3,80
	39	14,39		39	-5,55
	0	10,42		0	2,79

Pe baza valorilor prezentate în tabele, s-a obținut următoarea diagramă forță-deplasare folosind programul Microsoft Office Excel (fig.4.27):

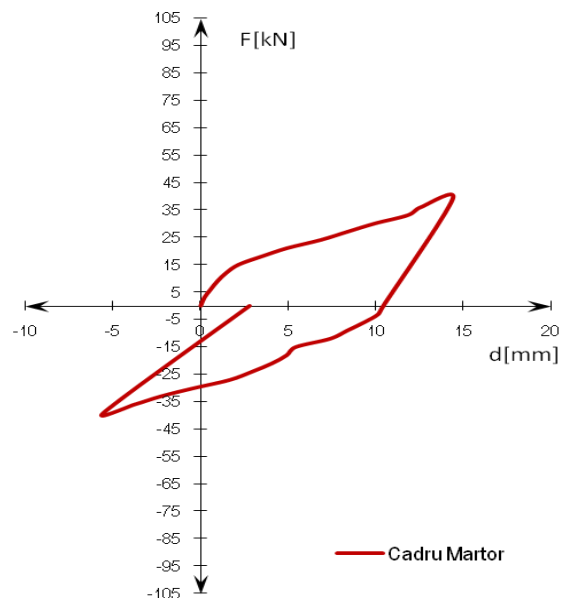


Fig. 4.27. Diagrama forță-deplasare pentru cadrul martor

Fisurile apărute în urma încercării sunt prezentate în imaginea de mai jos (fig.4.28):



Fig. 4.28. Cadrul mator fisurat

* **În data de 30.08.2012** a fost încercat **cadrul mator consolidat** în urma fisurării acestuia la data de 25.07.2012.

Consolidarea a constat în aplicarea de lamele SIKA Carbodur S512 cu lățimea de 50 mm și grosime de 1,2 mm câte una, pe fețele interioare și exterioare ale acestora. La capetele acestora având și rol de ancorare a lamelilor a fost aplicat un strat de țesătură SIKA Wrap – 230 C/45 cu lățime de 400 mm și grosime de 0,12 mm. Adezivul folosit pentru lipirea lamelilor a fost Sikadur 30, iar pentru lipirea țesăturii Sikadur 330 (fig.4.29).



Fig. 4.29. Materiale folosite pentru consolidare

96 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

Fazele tehnologice ale consolidării cu lamele și țesătură sunt prezentate în imaginile de mai jos (fig.4.30, 4.31):



Fig. 4.30. Pregătirea suprafeței pentru aplicarea lamelelor și țesăturii



Fig. 4.31. Aplicarea lamelelor Sika Carbodur S512

Valorile forței orizontale precum și prelucrarea datelor obținute în urma încercărilor pe cadrul maror consolidate sunt date în tabelul de mai jos (tabel 4.6):

Tabel 4.6. Rezultate cadru maror consolidat pentru încărcarea cu forță orizontală

Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]	Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]
Stânga-Dreapta	0	-	Dreapta-Stânga	0	5,60
	3	0,41		3	4,89
	9	2,15		9	2,18
	15	4,00		15	0,50
	21	5,94		21	-3,24
	27	7,73		27	-5,83
	33	9,90		33	-8,50
	39	11,90		39	-11,50
	45	14,60		45	-15,70
	51	17,57		51	-24,19
	54	19,16		-	-
	0	5,60		0	-11,03

Pe baza valorilor prezentate în tabele, s-a obținut următoarea diagramă forță-deplasare folosind programul Microsoft Office Excel (fig.4.32):

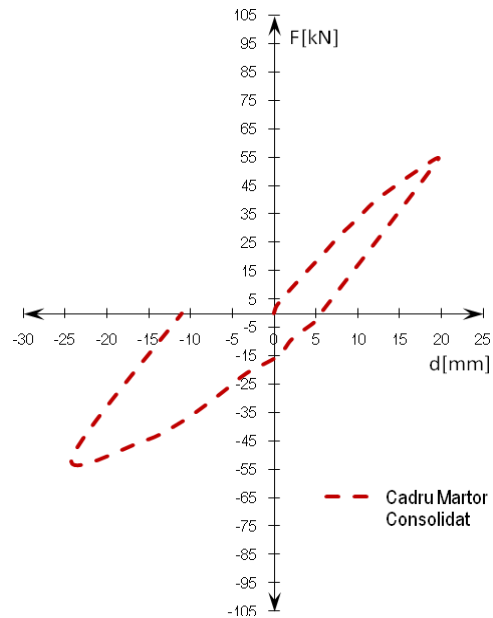


Fig. 4.32. Diagrama forță-deplasare pentru cadrul martor consolidat

Fisurile apărute în urma încercării sunt prezentate în imaginea de mai jos (fig.4.33):



Fig. 4.33. Cadrul martor consolidat fisurat

***În data de 02.08.2012** a fost încercat **cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton**. S-au folosit blocuri ceramic din argilă arsă cu goluri vertical având dimensiunile 250x190x217 mm și mortar M50 cu întărire rapidă (fig.4.34).



Fig. 4.34. Presentarea cadrului cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton

Valorile forței orizontale precum și prelucrarea datelor obținute în urma încercărilor pe cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton sunt date în tabelele de mai jos:

Tabel 4.7. Rezultate cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton pentru încărcarea cu forță orizontală

Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2} - H$ [mm]	Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2} - H$ [mm]
Stânga-Dreapta	0	0	Dreapta-Stânga	0	10,00
	3	0		3	9,97
	9	0,03		9	9,85
	15	0,14		15	9,53
	21	0,25		21	9,08
	27	0,35		27	8,56
	33	0,51		33	8,00
	39	0,57		39	7,31
	45	0,78		45	6,18
	51	1,22		51	5,13

100 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

	57	1,70		57	3,58
	63	2,26		63	2,09
	69	2,82		69	0,33
	75	3,40		75	-1,89
	81	4,37		78	-3,10
	87	5,48		-	-
	93	6,73		-	-
	99	8,13		-	-
	105	9,69		-	-
	111	11,4		-	-
	0	10,00		0	-1,20

Pe baza valorilor prezentate în tabele, s-a obținut următoarea diagramă forță-deplasare folosind programul Microsoft Office Excel (fig.4.35):

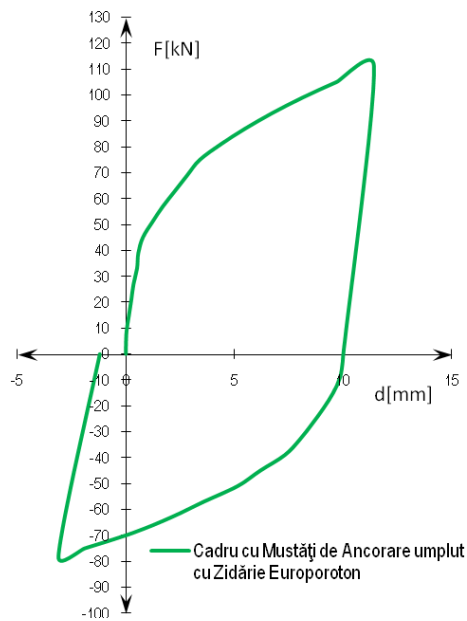


Fig. 4.35. Diagrama forță-deplasare pentru cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton

Fisurile apărute în urma încercării sunt prezentate în imaginea de mai jos (fig.4.36):



Fig. 4.36. Prezentarea cadrului cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoron după apariția fisurilor

- **În data de 14.08.2012** a fost încercat **cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoron consolidat cu materiale compozite** pe bază de carbon (CFRP). Zidăria a fost consolidată pe ambele fețe cu un singur strat de țesătură SIKa WRAP 230 C/45 dispus longitudinal pe 3 rânduri / față având o lățime de 300 mm și o grosime de 0,12 mm conform figurii 4.37. Caracteristicile materialului CFRP folosit pentru consolidare sunt $E_f = 231 \text{ kN} / \text{mm}^2$ și $\epsilon_{fu} = 0,017$.

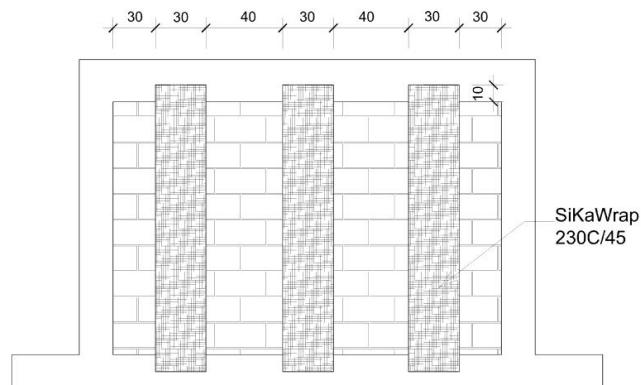


Fig. 4.37. Dispunerea țesăturii Sika Wrap

102 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

Legătura dintre materialul compozit și zidărie a fost asigurată cu adezivi specifici respectiv Sikadur 330. Ancorarea straturilor s-a realizat prin fixarea de grinziile cadrului atât la partea inferioară cât și la partea superioară pe o lungime de 100 mm.

Fazele tehnologice ale consolidării cu Sika Wrap sunt prezentate în imaginile de mai jos (fig.4.38, 4.39, 4.40):



Fig. 4.38. Materiale folosite



Fig. 4.39. Pregătirea suprafeței și aplicarea adezivului



Fig. 4.40. Aplicarea țesăturii Sika Wrap

Încărcarea verticală a fost aceeași ca și la cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton, iar valorile încărcării orizontale precum și prelucrarea datelor obținute sunt date în tabelul de mai jos (tabel 4.8):

Tabel 4.8. Rezultate cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton consolidată

Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]	Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]
Stânga-Dreapta	0	0	Dreapta-Stânga	0	8,50
	3	0,01		3	8,50
	9	0,16		9	8,50
	15	0,29		15	8,36
	21	0,41		21	8,16
	27	0,53		27	7,89
	33	0,64		33	7,55
	39	0,79		39	6,96
	45	1,02		45	6,60
	51	1,24		51	6,16

104 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

	57	1,61		57	5,61
	63	2,10		63	4,44
	69	2,58		69	3,44
	75	3,04		75	1,91
	81	3,54		81	0,61
	87	4,31		87	-1,40
	93	5,32		93	-3,40
	99	6,60		99	-5,41
	105	8,17		104	-7,06
	111	10,10		-	-
	0	8,50		0	-2,00

Pe baza valorilor prezentate în tabele, s-a obținut următoarea diagramă forță-deplasare folosind programul Microsoft Office Excel (fig.4.41)
:

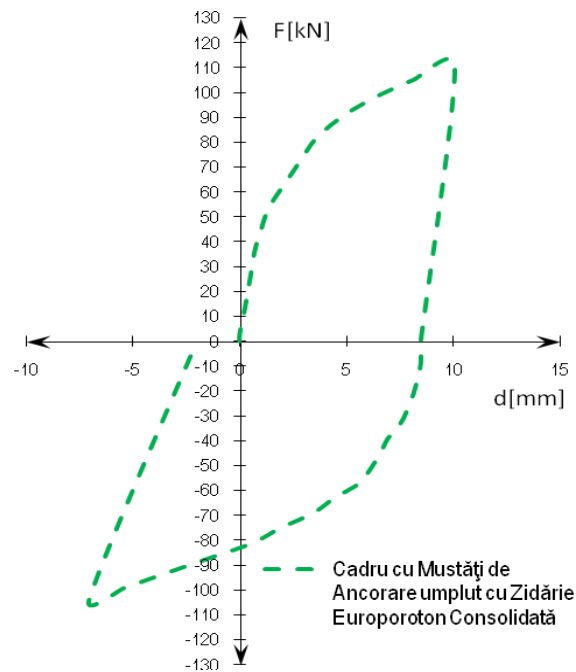


Fig. 4.41. Diagrama forță-deplasare pentru cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europoroton consolidată

***În data de 07.09.2012** a fost încercat **cadrul cu mustăți de ancorare zidit cu cărămidă plină din argilă** arsă având dimensiunile 240x120x60 mm. Cărămida a fost tăiată pentru a se potrivi la dimensiunile cadrului. Mortarul folosit a fost identic cu cel de la zidăria Europoroton, respective M50 cu întărire rapidă (ig.4.42).



Fig. 4.42. Prezentarea cadrului cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină

Valorile forței orizontale precum și prelucrarea datelor obținute în urma încercărilor pe cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină sunt date în tabelele de mai jos:

Tabel 4.9. Rezultate cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină

Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]	Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]
Stânga-Dreapta	0	0	Dreapta-Stânga	0	7,08
	6	0,05		6	6,61
	12	0,18		12	5,73
	18	0,29		18	5,04
	24	0,43		24	4,14
	30	0,62		30	3,44
	36	0,81		36	2,91

106 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

	42	1,05		42	2,44
	48	2,49		48	1,63
	54	3,42		54	-0,20
	60	4,26		60	-1,68
	66	4,87		66	-2,37
	72	5,80		72	-3,08
	78	6,89		78	-4,23
	84	7,62		84	-5,00
	90	8,78		90	-6,19
	98	11,42		98	-8,30
	104	12,1		104	-9,20
	0	7,08		0	-3,80

Pe baza valorilor prezentate în tabele, s-a obținut următoarea diagramă forță-deplasare folosind programul Microsoft Office Excel (fig.4.43):

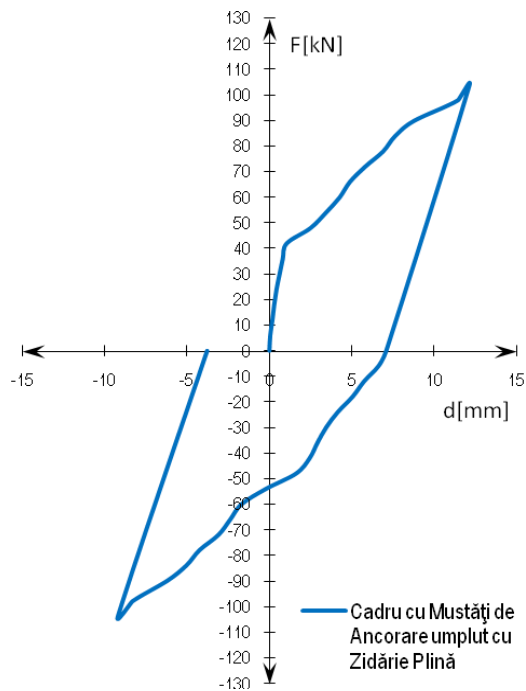


Fig. 4.43. Diagrama forță-deplasare pentru cadru cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină

Fisurile apărute în urma încercării sunt prezentate în imaginea de mai jos (fig.4.44):



Fig. 4.44. Presentarea cadrului cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină după apariția fisurilor

***În data de 29,11.2012** a fost încercat **cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină consolidată**. Procesul tehnologic și materialele folosite pentru consolidarea cadrului zidit cu cărămidă plină au fost aceleași cu cele prezentate la cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europroton (fig.4.45).



Fig. 4.45. Presentarea cadrului cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină consolidată

108 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

Valorile forței orizontale precum și prelucrarea datelor obținute în urma încercărilor pe cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină consolidată sunt date în tabelul de mai jos (tabel 4.10):

Tabel 4.10. Rezultate cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină consolidată

Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]	Direcția de încărcare	Treapta de încărcare[kN]	$m_{d1,d2}$ - H [mm]
Stânga-Dreapta	0	0	Dreapta-Stânga	0	4,73
	6	0,04		6	4,73
	12	0,21		12	3,71
	18	0,46		18	3,37
	24	0,58		24	2,98
	30	0,76		30	2,65
	36	1,45		36	2,20
	42	2,60		42	1,87
	48	3,17		48	1,72
	54	3,98		54	1,54
	60	4,56		60	1,30
	66	4,92		66	1,02
	72	5,07		72	1,01
	78	5,57		78	0,73
	84	5,89		84	0,55
	90	6,22		90	0,34
	96	7,01		96	0,12
	102	7,37		102	-0,12
	108	8,00		108	-0,30
	114	8,42		114	-0,88
120	8,68	120	-1,63		
126	10,18	126	-2,57		
-	-	-	132	-3,35	
-	-	-	138	-4,04	
-	-	-	144	-4,76	
-	-	-	150	-5,84	
-	-	-	156	-6,35	

	-	-		162	-6,48
	-	-		168	-7,85
	-	-		174	-8,11
	-	-		180	-8,57
	-	-		188	-8,83
	0	4,73		0	-7,23

Pe baza valorilor prezentate în table, s-a obținut următoarea diagramă forță-deplasare folosind programul Microsoft Office Excel (fig.4.46):

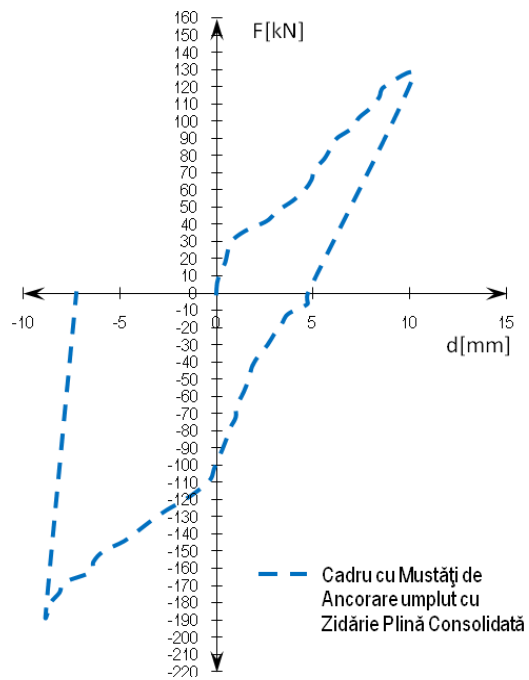


Fig. 4.46. Diagrama forță-deplasare pentru cadru cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină consolidată

Fisurile apărute în urma încercării sunt prezentate în imaginea de mai jos (fig.4.47):



Fig. 4.47. Prezentarea cadrului cu mustăți de ancorare umplut cu cărămidă plină după apariția fisurilor

4.3. Rezultatele studiului experimental

Programul experimental a fost realizat pe două tipuri de structuri: cadrul martor fără umpluturi de zidărie, înainte și după reabilitare; cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu două tipuri de zidărie, înainte și după reabilitare. Zidăria a fost făcută din cărămizi cu gropi verticale și cărămizi pline.

În figurile de mai jos este prezentată corelația dintre acțiunea orizontală și deplasarea la partea superioară a cadrului, în ambele direcții orizontale pentru cele șase teste astfel:

- cadrul martor și cadrul martor consolidat (fig.4.48)

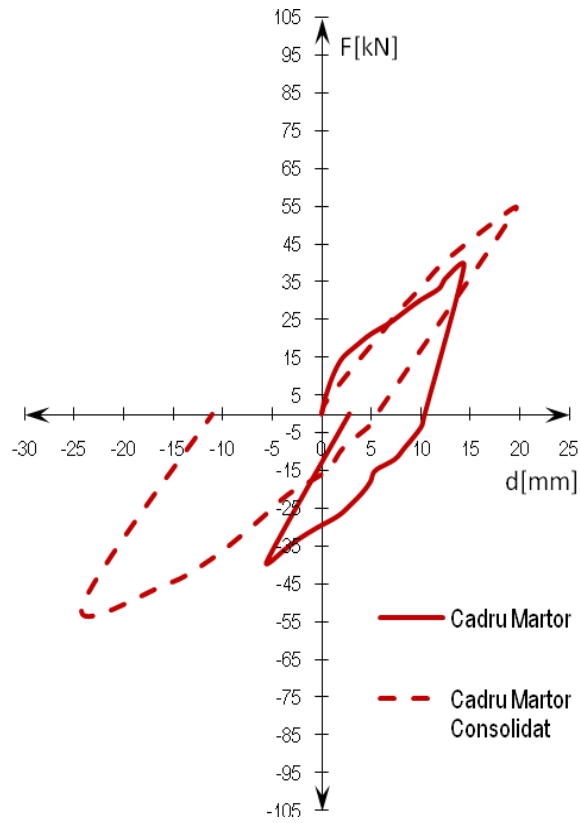


Fig. 4.48. Diagrama forță-deplasare pentru cadrul mator și cadrul mator consolidat

- cadrul mator, cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europroton și cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie marca Europroton consolidat cu materiale compozite (fig.4.49);

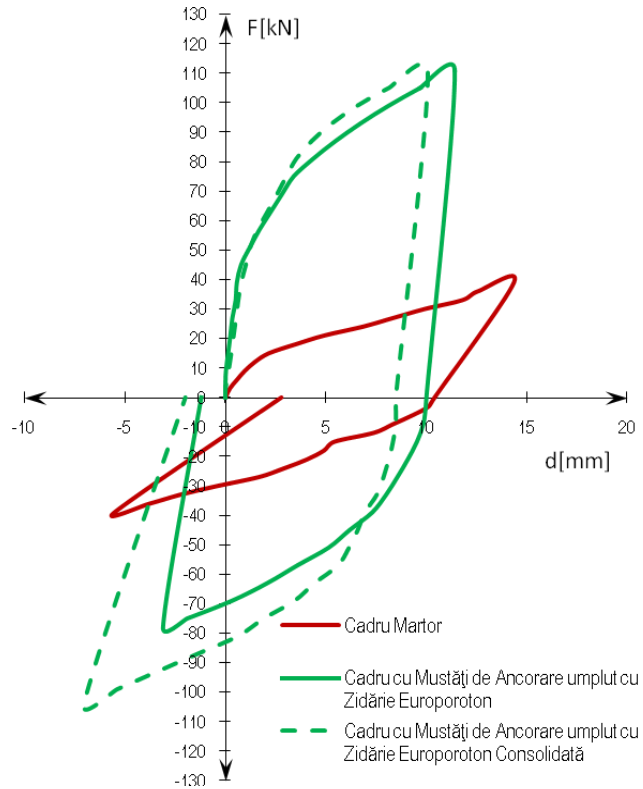


Fig. 4.49. Diagrama forță-deplasare pentru cadcul martor, cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie Europroton și cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu marca Europroton consolidată

- cadrul martor, cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie plină și cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie plină consolidată (fig.4.50);

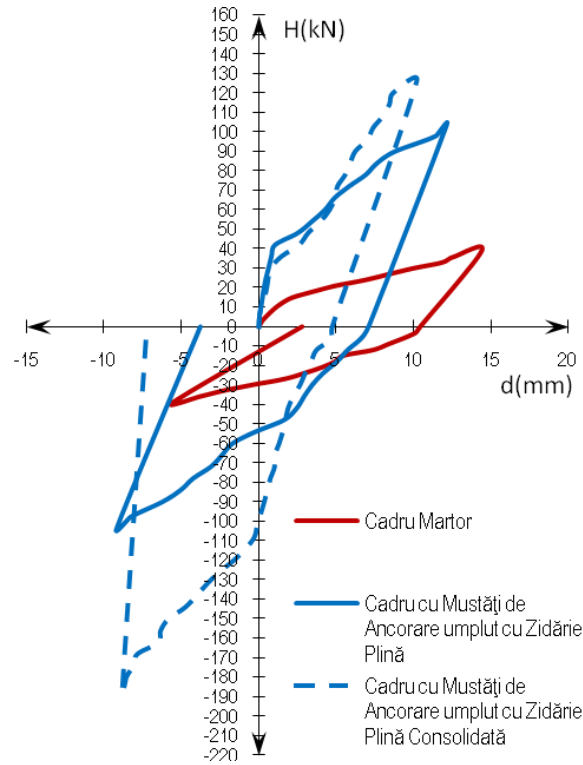


Fig. 4.50. Diagrama forță-deplasare pentru cadrul martor, cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie plină și cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu marca plină consolidată

Rezultatele pentru forțele orizontale aplicate în ambele direcții și valorile medii sunt prezentate în tabelul 4.11.

Tabel 4.11. Rezultatele pentru forțele orizontale aplicate în ambele direcții

Nr. crt.	Tip structură	Direcția forței orizontale aplicată și valoarea medie	Principalele caracteristici obținute experimental					β (μ)
			F [kN]		K [kN/mm]		D_h [kNmm] La valoarea obținută experimental	
			Valoarea obținută experimental	La 13 mm	Valoarea obținută experimental	La 13 mm		
1.	Cadru Martor	Dreapta -Stânga	39	37	2.71	2.85	274	0.31 (6.8)
		Stânga-Dreapta	39	34	2.44	2.62	204	
		Valoare medie	39	35.5	2.57	2.73	239	
2	Cadru Martor Consolidat	Dreapta -Stânga	54	41	2.76	3.15	222	0.18
		Stânga-Dreapta	51	30	1.71	2.31	604	
		Valoare medie	52.5	35.5	2.235	2.73	413	
3.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Europoroton	Dreapta -Stânga	111	111	9.73	9.73	868	0.50 (8.0)
		Stânga-Dreapta	78	78	5.95	5.95	657	
		Valoare medie	94.5	94.5	7.84	7.84	752.5	
4	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Europoroton Consolidată	Dreapta -Stânga	111	111	10.99	8.54	754	0.44
		Stânga-Dreapta	104	96	6.62	7.38	913	
		Valoare medie	107.5	103.5	8.81	7.96	833.5	
5.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Plină	Dreapta -Stânga	104	104	8.58	8.58	586	0.28 (7.3)
		Stânga-Dreapta	104	89	6.40	6.85	657	
		Valoare medie	104	96.5	7.49	7.71	622	
6.	Cadru cu Mustăți de	Dreapta -Stânga	126	126	12.38	12.38	403	0.274
		Stânga-Dreapta	188	170	21.29	20.55	1189	

Ancorare umplut cu Zidărie Plină Consolidată	Valoare medie	157	148	16.835	16.47	796	
Legend: F – forța orizontală, K – rigiditatea structurii, D_h – energia disipată de structură.							

Ductilitatea unei structuri se calculează ca raport între deplasarea ultimă și deplasarea aferentă apariției primei fisurii (curgerea) și este notată μ . Capacitatea structurii de a disipa energia seismică este dată de coeficientul β [37], astfel:

$$\beta = \frac{D_h}{(F_{l-h}^{\max} + F_{r-h}^{\max})(\Delta_{l-h}^{\max} + \Delta_{r-h}^{\max})} \geq 0.125$$

în care

D_h este energia disipată de structură (zona delimitată de curba F- Δ , curbele de încărcare-descărcare) și numitorul reprezintă energia disipată de o structură cu comportare elastică.

Energia disipată de structură, D_h , a fost obținută din testele experimentale ca zona delimitată de curba F- Δ (curbe de încărcare -descărcare). Pentru a obține ductilitatea diferitelor structuri a fost aplicat un singur ciclu de încărcare - descărcare . Ductilitatea structurilor este dată de coeficienții specifici μ și β ; nu s-a observat nici o corelație a celor doi coeficienți. Energia disipată D_h pentru mai multe cicluri diferă de cea pentru un ciclu, dar aceasta este mai dificil de obținut datorită degradării rigidității structurii.

4.4. Concluziile asupra rezultatelor

4.4.1. Comparație între datele experimentale și calculul teoretic

În tabelul 4.12 sunt prezentate valorile teoretice conform relației propuse pentru aportul CFRP (vezi tabelul 4.1) și rezultatele încercărilor.

Tabel 4.12. Rezultatele teoretice și experimentale

Nr. crt.	Tip structură	Forța teoretică [KN]						Forța experimentală [KN] la SLS	Experim./ Teoretic	
		Cadru simplu	Panou de zidărie	Structura consolidată cu CFRP		Total				
				SLS	SLU	SLS	SLU		SLS	SLU
1.	Cadru Martor	30,58	-	-		30,6		39,0	1,275	
2.	Cadru Martor Consolidat	30,58	-	38,2	61,32	68,8	91,9	52,5	0,76	0,57
3.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Europoroton Consolidată	30,58	32,4	41,9	174,6	104,9	237,62	107,5	1,023	0,45
4.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Plină Consolidată	30,58	47,7	59,38	209,56	137,7	287,8	157	1,14	0,55

Din datele prezentate în tabel unele idei pot fi subliniate:

- O bună corelație a fost obținută între valorile forțelor orizontale teoretice cu valorile experimentale pentru starea limită de serviciu;

- La starea limită ultimă valorile teoretice sunt cu mult mai mari față de valoarea experimentală datorită considerării aportului CFRP (cu $\varepsilon_{f,e}$ – în conformitate cu Fib CEB-FIP/2001 și $m_{at} = 1,0$);
- Prin consolidarea cu materiale CFRP ale cadrelor de beton armat umplute cu zidărie, s-au produs două efecte pozitive: s-a restabilit în bună parte integritatea zidăriei și în plus a apărut contribuția CFRP la creșterea capacității portante.
- Pentru cadrul din beton armat, consolidat cu CFRP, capacitatea portantă a stâlpilor a fost ușor refăcută datorită faptului că în prima etapă s-a atins curgere armăturilor atât la încărcarea stânga-dreapta cât și dreapta-stânga, adică au fost formate articulațiile plastice deci nu au putut reveni la capacitatea inițială.

4.4.2. Aportul zidăriei de umplură și al consolidărilor

Tabel 4.13. Creșteri ale principalelor caracteristici ale structurii consolidate în raport cu cadrul martor

Nr. crt.	Tip structură	Rapoarte ale valorilor medii la $\Delta_{ra}^{SLS} = 13$ mm				Raport D_h/D_h^{ref}	
		F/F^{ref} (δ_1 [%])	δ [%]	K/K^{ref} (δ_1 [%])	δ [%]	D_h/D_h^{ref} (δ_1 [%])	δ [%]
2.	Cadru Martor Consolidat	1,00 (0)	0	1,00 (0)	0	1,728 (72.8)	42,1
3.	Cadru cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie europoroton	2,66 (166)	62,4	2,87 (187)	65,1	3,15 (215)	68,2
4.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Europoroton Consolidată	2,91 (191)	65,7	2,92 (192)	65,7	3,49 (249)	71,3
5.	Cadru cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie plină	2,72 (172)	63,2	2,82 (182)	64,5	2,60 (160)	61,6
6.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Plină Consolidată	4,17 (317)	76,0	6,03 (503)	83,4	3,33 (233)	70,0

Legendă: F, K, D_h – caracteristicile rezultate experimentale
 F^{ref} , K^{ref} , D_h^{ref} - caracteristicile rezultate experimentale pentru cadrul martor
 δ_1 , δ - creșterea valorilor caracteristice în comparație cu cadrul martor (δ_1) sau în comparație cu forța maximă (δ)

Tabel 4.14. Creșteri ale principalelor caracteristici ale structurii consolidate în comparație cu structura neconsolidată

Nr. crt.	Tip structură	Raportul la $\Delta_{ra}^{SLS} = 13$ mm a valorilor medii		Raportul la valoarea experimentală
		Forța orizontală	Rigiditatea structurii	Energia disipată de structură
		F/F^{ref}	K/K^{ref}	D_h/D_h^{ref}
2.	Cadru Martor Consolidat	1,00	1,00	1,728
4.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Europoroton Consolidată	1,095	1,015	1,108
6.	Cadru cu Mustăți de Ancorare umplut cu Zidărie Plină Consolidată	1,534	2,136	1,280

Legendă: F, K, D_h - caracteristici ale sistemului dual, din timpul experimentului
 F^{ref} , K^{ref} , D_h^{ref} - caracteristicile structurii neconsolidate, din timpul experimentului

Din tabelul 4.13 și 4.14 se pot deduce următoarele:

- Valorile obținute pentru structurile cu umplutură din zidărie (forță orizontală, rigiditate și energie disipată de structură) sunt mai mari decât cele obținute pentru cadrul martor;
- Forța tăietoare/orizontală este 2,66 la 4,17 la SLS. Pentru structura cu zidărie de umplutură (Europoroton și plină ancorate) creșterea forței orizontale este de 2,66 și 2,72. Pentru cele consolidate cu CFRP aceste creșteri sunt 2,91 respectiv 4,17 adică cu mult mai mult decât structura de referință;
- Creșterea rigidității structurii comparată cu cea a cadrului martor este între 2,82 și 6,83. Cea mai mare creștere a rigidității s-a obținut pentru zidăria plină consolidată la fel ca și pentru forța orizontală;
- Comparat cu cadrul de referință creșterea energiei dissipate sete de 2,60 la 3,33 cu variații mici pentru tipurile de structuri studiate;
- În cazul cadrului de referință numai energia disipată de structură este mai mare.
- Eficiența de consolidare a fost observată la cele trei structuri consolidate: o ușoară creștere a rezistenței la forfecare, rigidității structurii și ductilității pentru cadrul de referință și cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie

Europoroton; o creștere semnificativă a principalelor caracteristici pentru cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie plină.

- g) Din testele prezentate, efectuate în starea limită de serviciu, nu există contribuții semnificative asupra sarcinii laterale, rigidității și ductilității zidăriei cuplate comparativ cu zidăria necuplată.

4.5. Sustenabilitatea metodelor de consolidare

4.5.1. Estimarea indicelui de sustenabilitate în cazul reabilitării stălpilor cadrului din beton armat

Prima situație tratată este cea a cadrului din beton armat martor la care cedarea conform experimentului descris în partea anterioară s-a produs în cei doi stâlpi ai cadrului prin apariția unor fisuri.

Parametrii sustenabilității s-au calculat pentru următoarele trei cazuri de reabilitare: primul caz fiind cel al înlocuirii stălpilor fisurați cu unii noi, al doilea caz fiind reabilitarea prin camasiuire a zonelor afectate cu beton armat și cel de-al treilea caz a reabilitării folosind lamele și tesatura din fibre de carbon (CFRP) conform figurii de mai jos (fig.4.51):

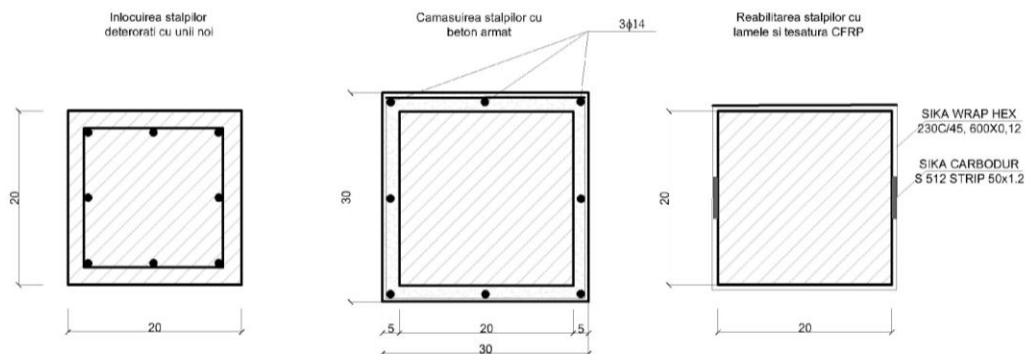


Fig.4.51. Soluții de reabilitare pentru stâlpii cadrului din beton armat

Pentru început s-a estimat energia înglobată pentru toate cele trei soluții de reabilitare:

120 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

4.5.1.1. Estimarea energiei înglobate pentru reabilitarea prin înlocuirea stâlpilor fisurați cu unii noi

4.5.1.1.1. Materiale folosite (conform extras materiale)

Beton	Beton de ciment C16/20	m=1200 kg (0,5mc)
Armătura	Oțel beton S235 (OB37)	m=8,08 kg (Ø16mm)
	Oțel beton S255 (OB37)	m=14,65 kg (Ø8mm)
	Oțel beton S345 (PC52)	m=38,38 kg (Ø16mm)
	Oțel beton S345 (PC52)	m=46,46 kg (Ø18mm)
Cofraj	Panou cofraj	m=8,1 kg (0,015mc)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Beton
 $E_{n1}=1200\text{kg} \times 0,81\text{MJ/kg}=972\text{MJ}$
- Armătura
 $E_{n1}=107,57\text{kg} \times 29,2\text{MJ/kg}=3141,044\text{MJ}$
- Cofraj
 $E_{n1}=8,1\text{kg} \times 7,4\text{MJ/kg}=59,94\text{MJ}$

$$E_{n1, \text{mat}} = 972\text{MJ} + 3141,044\text{MJ} + 59,94\text{MJ} = 4172,984\text{MJ}$$

4.5.1.1.2. Transportul la șantier (conform extras transporturi)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Beton 20km (camion<3,5t)
 $E_{n1}=1,20\text{t} \times 20\text{km} \times 27\text{MJ/t}\cdot\text{kg}=648\text{MJ}$
- Armătura si cofraj 15km
 $E_{n1}=0,26\text{t} \times 15\text{km} \times 27\text{MJ/t}\cdot\text{kg} =105,3\text{MJ}$

$$E_{n1, \text{transp}} = 648\text{MJ} + 105,3\text{MJ} = 753,3\text{MJ}$$

4.5.1.1.3. Echipament folosit în timpul construcției (conform extras utilaj)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Mașina automată de tăiat și îndreptat oțel beton acționată electric
 $E_{n1}=2,2\text{kW} \times 0,16\text{h} \times 3,6\text{MJ/kW}\cdot\text{h}=1,2672\text{MJ}$
- Mașina de fasonat oțel-beton
 $E_{n1}=2,2\text{kW} \times 0,55\text{h} \times 3,6\text{MJ/kW}\cdot\text{h}=4,3562\text{MJ}$
- Ștanța electrică de tăiat oțel-beton
 $E_{n1}=2,2\text{kW} \times 0,18\text{h} \times 3,6\text{MJ/kW}\cdot\text{h}=1,4256\text{MJ}$
- Troliu electric și vibrator de interior pentru beton acționat electric
 $E_{n1}=1,0\text{kW} \times 0,34\text{h} \times 3,6\text{MJ/kW}\cdot\text{h}=1,224\text{MJ}$

$$E_{n1, \text{ echip}} = 1,2672\text{MJ} + 4,3562\text{MJ} + 1,4256\text{MJ} + 1,224\text{MJ} = 8,2728\text{MJ}$$

Se consideră că din intregul cadru 1/3 o reprezintă cei doi stâlpi de 1,75 m înălțime (fiecare) astfel:

$$E_{n1} = 4934,5528 \text{ MJ} / 3 = 1644,85 \text{ MJ}$$

Costul conform devizului este

$$C = 221,61 \text{ Euro} / 3 = 73,87 \text{ Euro}$$

Forța de muncă conform extrasului de manoperă

$$W = 14,21 \text{ om}\cdot\text{h} / 3 = 4,74 \text{ om}/\text{h}$$

4.5.1.2. Estimarea energiei înglobate pentru reabilitarea prin cămășuire a zonelor afectate cu beton armat

4.5.1.2.1. Materiale folosite (conform extras materiale)

Beton	Beton de ciment C16/20	m=480 kg (0,20mc)
Armătura	Oțel beton S345 (PC52)	m=30,30 kg
Cofraj	Panou cofraj	m=4,05 kg (0,075mc)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Beton
 $E_{n1}=480\text{kg} \times 0,81\text{MJ/kg}=388,8\text{MJ}$
- Armătura

$$E_{n1} = 30,30 \text{ kg} \times 29,2 \text{ MJ/kg} = 884,764 \text{ MJ}$$

- Cofraj
 $E_{n1} = 4,05 \text{ kg} \times 7,4 \text{ MJ/kg} = 29,97 \text{ MJ}$

$$E_{n1, \text{mat}} = 388,8 \text{ MJ} + 884,76 \text{ MJ} + 29,97 \text{ MJ} = 1303,53 \text{ MJ}$$

4.5.1.2.2. Transportul la șantier (conform extras transporturi)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Beton 20km (camion < 3,5t)
 $E_{n1} = 0,5 \text{ t} \times 20 \text{ km} \times 27 \text{ MJ/t} \cdot \text{kg} = 270 \text{ MJ}$
- Armătura și cofraj 15km
 $E_{n1} = 0,13 \text{ t} \times 15 \text{ km} \times 27 \text{ MJ/t} \cdot \text{kg} = 52,65 \text{ MJ}$

$$E_{n1, \text{transp}} = 270 \text{ MJ} + 52,65 \text{ MJ} = 322,65 \text{ MJ}$$

4.5.1.2.3. Echipament folosit în timpul construcției (conform extras utilaj)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Mașina automată de tăiat și îndreptat oțel beton acționată electric
 $E_{n1} = 2,2 \text{ kW} \times 0,05 \text{ h} \times 3,6 \text{ MJ/kW} \cdot \text{h} = 0,369 \text{ MJ}$
- Mașina de fasonat oțel-beton
 $E_{n1} = 2,2 \text{ kW} \times 0,16 \text{ h} \times 3,6 \text{ MJ/kW} \cdot \text{h} = 1,2672 \text{ MJ}$
- Stanța electrică de tăiat oțel-beton
 $E_{n1} = 2,2 \text{ kW} \times 0,05 \text{ h} \times 3,6 \text{ MJ/kW} \cdot \text{h} = 0,396 \text{ MJ}$
- Troliu electric
 $E_{n1} = 1,0 \text{ kW} \times 0,02 \text{ h} \times 3,6 \text{ MJ/kW} \cdot \text{h} = 0,072 \text{ MJ}$

$$E_{n1, \text{echip}} = 0,369 \text{ MJ} + 1,2672 \text{ MJ} + 0,369 \text{ MJ} + 0,072 \text{ MJ} = 2,1312 \text{ MJ}$$

Energia înglobată totală este

$$E_{n1} = 1303,53 \text{ MJ} + 322,65 \text{ MJ} + 2,1312 \text{ MJ} = 1628,3112 \text{ MJ}$$

Costul conform devizului este

$$C = 349,43 \text{ Euro}$$

Forța de muncă conform extrasului de manopera

$$W = 5,74 \text{ om/h}$$

- #### 4.5.1.3. Estimarea energiei înglobată pentru reabilitare folosind lamele și țesătura din fibre de carbon (CFRP)

4.5.1.3.1. Materiale folosite (conform extras materiale)

Adeziv	Adeziv	m=1,00 kg	m=2,5 kg
	Adeziv Sika Dur	m=1,50 kg	
Lamele din fibre de carbon tip 50x1,2		m=0,648kg (0,0036mc)	
Tesatura din fibra CFRP Sika wrap		m=0,324 kg (0,00018mc)	

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Adeziv
 $E_{n1}=2,5\text{kg} \times 137\text{MJ/kg}=342,5\text{MJ}$
- Lamele din fibre de carbon tip 50x1,2
 $E_{n1}=0,648\text{kg} \times 187,2\text{MJ/kg}=121,30564\text{MJ}$
- Tesatura din fibra de carbon
 $E_{n1}=0,324\text{kg} \times 187,2\text{MJ/kg}=60,6528\text{MJ}$

$$E_{n1, \text{mat}} = 342,5\text{MJ} + 121,3056\text{MJ} + 60,6528\text{MJ} = 524,46\text{MJ}$$

4.5.1.3.2. Transportul la șantier (conform extras transporturi): -

$$E_{n1, \text{transp}} = -$$

4.5.1.3.3. Echipament folosit în timpul construcției (conform extras utilaj)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Motocompresor cu 2 ciocane de abataj
 $E_{n1}=2,2\text{kW} \times 0,25\text{h} \times 3,6\text{MJ/kW}\cdot\text{h}=1,98\text{MJ}$

$$E_{n1, \text{echip}} = 1,98\text{MJ}$$

Energia înglobată totală este

$$E_{n1} = 524,46\text{MJ} + 1,98\text{MJ} = 526,44\text{MJ}$$

Costul conform devizului este

$$C = 301,81\text{ Euro}$$

Forța de muncă conform extrasului de manoperă

$$W = 1,995\text{ om/h}$$

124 - 4. STUDIU TEORETIC ȘI EXPERIMENTAL CU PRIVIRE LA CONSOLIDAREA CADRELOR CU UMPLUTURĂ DE ZIDĂRIE

Parametrii		Soluții de reabilitare a stâlpilor			
		Inlocuirea stâlpilor fisurați cu unii noi	Cămășuirea zonelor afectate cu beton armat	Reabilitarea folosind lamele și țesătură din fibre de carbon	Valoarea de referință*
Proprietăți mecanice	Forța orizontală F [kN]	39	62	52,5	62
	Rigiditatea K [kN/mm]	2575	5833	2235	5833
	Energia disipată D [kNmm]	239	-	413	413
Energia înglobată E _n [MJ/stalpi]		1644,85	1628,31	526,44	526,44
Cost C [euro/stalpi]		73,87	78,34	306,81	73,87
Forța de muncă W [om/h/stalpi]		4,74	5,74	1,995	1,995
Indicele de sustenabilitate BSI		0,535	0,653	0,77	1

*Pentru valorile de referință se iau valorile maxime pentru F, K și D și valorile minime pentru E, C și W

Pentru calcularea indicelui de sustenabilitate s-au folosit următoarele relații:

- Pentru reabilitarea prin inlocuirea stalpilor fisurati cu unii noi si pentru reabilitarea folosind lamele si tesatura din fibre de carbon relatia a fost:

$$BSI = 0,4 \times E_n^R / E_n + (0,2 \times C^R / C + 0,1 \times W^R / W) + (0,1 \times F / F^R + 0,1 \times K / K^R + 0,1 \times D / D^R)$$

- Pentru reabilitarea prin camasuirea zonelor afectate cu beton armat relatia a fost:

$$BSI = 0,4 \times E_n^R / E_n + (0,2 \times C^R / C + 0,1 \times W^R / W) + (0,15 \times F / F^R + 0,15 \times K / K^R)$$

- Calcularea indicelui de sustenabilitate pentru reabilitarea prin inlocuirea stalpilor fisurati cu unii noi

$$BSI = 0,4 \times 526,44 / 1644,85 + (0,2 \times 73,87 / 73,87 + 0,1 \times 39 / 62) + (0,1 \times 39 / 62 + 0,1 \times 2575 / 5833 + 0,1 \times 239 / 413) = 0,535$$

- Calcularea indicelui de sustenabilitate pentru reabilitarea prin camasuire a zonelor afectate cu beton armat

$$BSI = 0,4 \times 526,44 / 1628,31 + (0,2 \times 73,87 / 78,34 + 0,1 \times 1,995 / 5,74) + (0,15 \times 1 + 0,15 \times 1) = 0,653$$

- Calcularea indicelui de sustenabilitate pentru reabilitare folosind lamele si tesatura din fibre de carbon (CFRP)

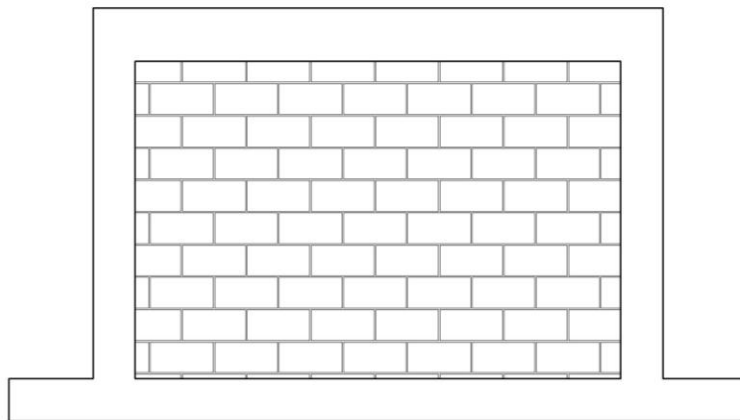
$$BSI = 0,4 \times 526,44 / 526,44 + (0,2 \times 73,87 / 306,81 + 0,1 \times 1,995 / 1,995) + (0,1 \times 52,5 / 62 + 0,1 \times 2235 / 5833 + 0,1 \times 413 / 413) = 0,77$$

În concluzie se poate face observația că cele mai mari valori ale indicelui de sustenabilitate au fost obținute pentru soluția de reabilitare cu lamele și țesătura din fibre de carbon (aproximativ 20% mai mare decât soluția de reabilitare prin cămășuirea zonelor afectate cu beton armat), (deși rigiditatea soluției de reabilitare cu CFRP este mai redusă cu aproximativ 10% decât cea prin înlocuirea stâlpilor fisurați).

4.5.2. Estimarea indicelui de sustenabilitate în cazul reabilitării cadrului cu umplură de zidărie

A doua situație tratată este cea a cadrului din beton armat umplut cu zidărie marca Europoroton la care cedarea conform experimentului descris în partea anterioară s-a produs în peretele de zidărie.

Parametrii sustenabilității s-au calculat pentru următoarele două cazuri de reabilitare: primul caz fiind cel al înlocuirii zidăriei fisurate cu una nouă și cel de-al doilea caz fiind cel al reabilitării structurii afectate cu un singur strat de țesătură din fibre de carbon (CFRP) SIKa WRAP 230 C/45 pe ambele fețe dispuse longitudinal pe 3 rânduri / față având o lățime de 300 mm și o grosime de 0,12 mm, după cum se vede și în figura de mai jos (fig.4.52).



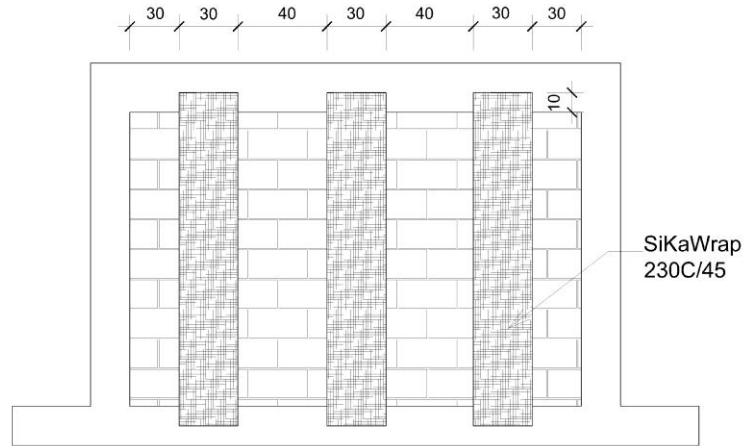


Fig.4.52. Soluțiile de reabilitare a cadrului din beton armat umplut cu zidărie marca Europoroton

4.5.2.1 Estimarea energiei înglobate pentru reabilitarea prin înlocuirea zidăriei fisurate cu una nouă

4.5.2.1.1 Materiale folosite (conform extras materiale)

Cărămidă	Cărămidă cu goluri Europoroton	m=3924kg (327 buc)
Nisip	Folosit pentru mortar M50	m=268,80 kg (0.12 mc)
Ciment	Folosit pentru mortar M50	m=21,10 kg

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Cărămidă
 $E_{n1}=3924\text{kg} \times 3.91\text{MJ/kg}=15342,84\text{MJ}$
- Nisip
 $E_{n1}=268,80\text{kg} \times 0,081\text{MJ/kg}=21,77\text{MJ}$
- Ciment
 $E_{n1}=21,1\text{kg} \times 5,5\text{MJ/kg}=116,05\text{MJ}$

$$E_{n1, \text{mat}} = 15342,84\text{MJ} + 21,77\text{MJ} + 116,05\text{MJ} = 15480,66\text{MJ}$$

4.5.2.1.2 Transportul la șantier (conform extras transporturi)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Cărămidă, nisip, ciment 15km , camion < 3,5 t

$$E_{n1} = 1,20t \times 15km \times 27MJ/t \cdot kg = 486MJ$$

$$E_{n1, transp} = 486MJ$$

4.5.2.1.3 Echipament folosit în timpul construcției (conform extras utilaj)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Centrală de beton semiautomată
 $E_{n1} = 2,2kW \times 0,02h \times 3,6MJ/kW \cdot h = 0,16MJ$

$$E_{n1, echip} = 0,16MJ$$

Energia înglobată totală este

$$E_{n1} = 15480,66MJ + 486MJ + 0,16MJ = 15966,82MJ$$

Costul conform devizului este

$$C = 112,35 \text{ Euro}$$

Forța de muncă conform extrasului de manoperă

$$W = 10,98 \text{ om/h}$$

4.5.2.2 Estimarea energiei înglobate în cazul) reabilitării structurii afectate cu un singur strat de țesătură din fibre de carbon (CFRP) SIKA WRAP 230 C/45 pe ambele fețe dispuse longitudinal pe 3 rânduri / față având o lățime de 400 mm și o grosime de 0,12 mm

4.5.2.2.1 Materiale folosite (conform extras materiale)

Adeziv	Adeziv Sika Dur	M=3 kg
Țesătură din fibra CFRP Sika wrap	SIKA WRAP 230 C/45 având o lățime de 400 mm și o grosime de 0,12 mm	M=0,89 kg (0,000492mc)

→ Energia înglobată E_{n1} :

- Adeziv
 $E_{n1} = 3kg \times 137MJ/kg = 411MJ$
- Țesătura din fibra de carbon
 $E_{n1} = 0,89kg \times 187,2MJ/kg = 166,61MJ$

$$E_{n1, mat} = 411MJ + 166,61MJ = 577,61MJ$$

4.5.2.2.2 Transportul la șantier (conform extras transporturi): -

$$E_{n1, transp} = -$$

4.5.2.2.3 Echipament folosit în timpul construcției (conform extras utilaj)

→ Energia înglobată E_{n1} :

$$E_{n1, echip} = -$$

Energia înglobată totală este

$$E_{n1} = 577,61 \text{ MJ}$$

Costul conform devizului este

$$C = 263,86 \text{ Euro}$$

Forța de muncă conform extrasului de manoperă

$$W = 6,12 \text{ om/h}$$

Parametrii		Solutii de reabilitare		
		Inlocuirea zidăriei fisurate cu una nouă	Reabilitarea folosind tesatura din fibre de carbon	Valoarea de referinta*
Proprietati mecanice	Forta orizontala F [kN]	94,50	107,50	107,50
	Rigiditatea K [kN/mm]	7840	8805	8805
	Energia disipata D [kNmm]	752,50	833,50	833,50
Energia inglobata E_n [MJ]		15966,82	577,61	577,61
Cost C [euro]		112,35	263,86	112,35
Forța de munca W [om/h]		10,98	6,12	6,12
Indicele de sustenabilitate BSI		0,537	0,885	1

*Pentru valorile de referință se iau valorile maxime pentru F, K și D și valorile minime pentru E, C și W

Pentru calcularea indicelui de sustenabilitate s-a folosit următoarea relație:

$$BSI = 0,4 \times E_n^R / E_n + (0,2 \times C^R / C + 0,1 \times W^R / W) + (0,1 \times F^R / F + 0,1 \times K^R / K + 0,1 \times D^R / D)$$

- Calcularea indicelui de sustenabilitate pentru reabilitarea prin Inlocuirea zidăriei fisurate cu una nouă

$$BSI = 0,4 \times 577,61 / 15966,82 + (0,2 \times 112,35 / 112,35 + 0,1 \times 6,12 / 10,98) + (0,1 \times 94,5 / 107,5 + 0,1 \times 7840 / 8805 + 0,1 \times 752,5 / 833,5) = 0,537$$

- Calcularea indicelui de sustenabilitate pentru reabilitarea folosind tesatura din fibre de carbon (CFRP)

$$BSI = 0,4 \times 577,61 / 577,61 + (0,2 \times 112,35 / 263,86 + 0,1 \times 6,12 / 6,12) + (0,1 \times 107,5 / 107,5 + 0,1 \times 8805 / 8805 + 0,1 \times 833,5 / 833,5) = 0,885$$

In concluzie se poate face observatia ca cea mai mare valoare a indicelui de sustenabilitate s-a obtinut pentru solutia de reabilitare cu tesatura din fibre de carbon 0,885 fiind foarte apropiat de indicele maxim 1.

5. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

5.1. Concluzii generale

În urma studiilor teoretice și cercetărilor experimentale s-au desprins următoarele concluzii referitoare la "Contribuții la aplicarea unor procedee eficiente de reabilitare structurală a clădirilor" :

- a) Din analiza teoretică comparativ cu rezultatele experimentale se pot sublinia următoarele
 - Cele mai mari valori ale forței orizontale de rupere rezultă după relațiile Fib CEB-FIP/2001 (idem SR EN 1992-1) întrucât valoarea deformației specifice de lunecare ε_{fe} dintre fibra și materialul de care se lipește (beton, zidărie) este foarte ridicată;
 - Valori relativ reduse ale forței orizontale s-au obținut cu datele conform normei ACI 440.2R-08;
 - După metoda de rupere cu fisuri înclinate folosită în STAS 10107/0-90 au rezultat valori intermediare întrucât s-au folosit valorile lui ε_{fe} după Fib CEB-FIP/2001 și un coeficient $m_{at}=0,7$;
 - O bună corelație a fost obținută între valorile forțelor orizontale teoretice cu valorile experimentale, chiar dacă testele au fost făcute la starea limitată de serviciu;
 - La starea limită ultimă valorile teoretice sunt cu mult mai mari față de valoarea experimentală datorită considerării aportului CFRP (cu $\varepsilon_{f,e}$ – în conformitate cu Fib CEB-FIP/2001 și $m_{at} = 1,0$);
 - Prin consolidarea cu materiale CFRP ale cadrelor de beton armat umplute cu zidărie, s-au produs două efecte pozitive: s-a restabilit în bună parte integritatea zidăriei și în plus a apărut contribuția CFRP la creșterea capacității portante.
 - Pentru cadrul din beton armat, consolidat cu CFRP, capacitatea portantă a stâlpilor a fost ușor refăcută datorită faptului că în prima etapă s-a atins curgere armăturilor atât la încărcarea stânga-dreapta cât și dreapta-stânga, adică au fost formate articulațiile plastice deci nu au putut reveni la capacitatea inițială.
- b) Efectele zidăriei de umplură și a consolidării cu CFRP pentru structurile analizate au scos în evidență următoarele:
 - Valorile obținute pentru structurile cu umplură din zidărie (forță orizontală, rigiditate și energie disipată de structură) sunt mai mari decât cele obținute pentru cadrul martor;
 - Forța tăietoare/orizontală este 2,66 la 4,17 la SLS. Pentru structura cu zidărie de umplură (Europoroton și plină ancorate) creșterea forței

- orizontale este de 2,66 și 2,72. Pentru cele consolidate cu CFRP aceste creșteri sunt 2,91 respectiv 4,17 adică cu mult mai mult decât structura de referință;
- Creșterea rigidității structurii comparată cu cea a cadrului martor este între 2,82 și 6,83. Cea mai mare creștere a rigidității s-a obținut pentru zidăria plină consolidată la fel ca și pentru forța orizontală;
 - Comparat cu cadrul de referință creșterea energiei disipate sete de 2,60 la 3,33 cu variații mici pentru tipurile de structuri studiate;
 - În cazul cadrului de referință numai energia disipată de structură este mai mare.
 - Eficiența de consolidare a fost observată la cele trei structuri consolidate: o ușoară creștere a rezistenței la forfecare, rigidității structurii și ductilității pentru cadrul de referință și cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie Europoroton; o creștere semnificativă a principalelor caracteristici pentru cadrul cu mustăți de ancorare umplut cu zidărie plină.
 - Din testele prezentate, efectuate în starea limită de serviciu, nu există contribuții semnificative asupra sarcinii laterale, rigidității și ductilității zidăriei cuplate comparativ cu zidăria necuplată.
- c) Prin aplicarea unui model specific de calcul a sustenabilității se constată că cea mai mare valoare a indicelui de sustenabilitate s-a obținut pentru soluția de reabilitare cu tesatura din fibre de carbon 0,885 fiind foarte apropiat de indicele maxim 1.

5.2. Concluzii aduse prin elaborarea tezei de doctorat

Prin elaborarea tezei de doctorat au fost aduse mai multe contribuții personale cu caracter teoretic, experimental și metodologic.

- i. Principalele contribuții teoretice aduse prin elaborarea lucrării sunt:
 - sistematizarea unei bibliografii extinse și de actualitate din literatura tehnică de specialitate. Au fost citate un număr de **111** lucrări;
 - propunerea unei relații de calcul pentru aprecierea forței orizontale de rupere în vederea aprecierii contribuției reabilitării cu produse CFRP;
 - analiza contribuției teoretice la valoarea forței orizontale la starea limită ultimă (SLU) aduse de cadrul de beton armat, umplutura de cărămidă și consolidarea cu CFRP a structurii în ansamblu comparativ cu valorile experimentale;
 - analiza indicelui de sustenabilitate a consolidărilor prin aplicarea unui model specific original;
- ii. Contribuțiile experimentale se referă la realizarea unui program vast de încercări în laborator care a cuprins:
 - proiectarea și realizarea unui cadru de beton armat propus în două variante: de conlucrare a stâlpului cu zidăria prin mustăți de ancorare, respectiv fără conlucrarea celor două elemente structurale;

- încercările pe standul filialei INCERC Timișoara a șase elemente (cu și fără umplutură de zidărie); încărcările au fost date atât de forțe verticale cât și alternativ de forță orizontală;
- măsurarea parametrilor specifici (deplasările, rotirile și forțele) din timpul încercărilor;
- prelucrarea și interpretarea rezultatelor experimentale cu stabilirea concluziilor specifice.
 - iii. Contribuțiile metodologice se referă la:
 - prezentarea unor concluzii practice privind atât efectul umpluturii cu zidărie la cadrele din beton armat cât și contribuția adusă de reabilitarea cu CFRP
 - aplicarea în detaliu a unei metodologii proprii de apreciere a sustenabilității sistemului de reabilitare
- comunicarea și publicarea unui număr de 5 lucrări științifice în volumele unor conferințe și reviste de specialitate naționale și internaționale.

5.3. Direcții viitoare de cercetare

Studii suplimentare sunt necesare pentru continuarea investigațiilor experimentale și teoretice ale altor variabile, inclusiv: deschideri și niveluri de cadre de beton armat; alte tipuri de zidărie; tipul de cuplare între cadrul beton armat și panoul de zidărie în toate ciclurile procedurii de încercare; teste la starea limită ultimă (ULS).

Bibliografie

- [1] Mîrșu, O., Bob, C. (1990): Construcții de beton armat, vol.1, *Editura UPT Facultatea de Construcții Timișoara*, 241 pag.,
- [2] Andreica, H.-A., Munteanu, C., Moga, L., Mureșanu, I., Tamaș-Gavrea, R. (2009): Construcții civile, *Editura UT PRESS Cluj-Napoca*, 595 pag., ISBN 978-973-662-501-5,
- [3] Mîrșu, O., Friedrich, R. (1980): Construcții din beton armat, *Editura Didactică și Pedagogică București*, 595 pag.,
- [4] Mihul, A., (1969): Construcții de beton armat, *Editura Didactică și Pedagogică București*, 751 pag., ISBN 2332500IPCRACO
- [5] Hangan, D.M., (1955): Betonul armat. introducere in alcatuirea si calculul structurilor statice, vol.1, *Editura de Stat pentru Arhitectură și Construcții București*, 384 pag.,
- [6] COD DE PROIECTARE SEISMICĂ. PARTEA A I-A: PREVEDERI DE PROIECTARE PENTRU CLĂDIRI. (2013), P100- 1/2013,
- [7] Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K., (1997): Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice, *Editura Tehnică București*, 539 pag.,
- [8] Moldovan, T., (2015): "Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat" , *Teză de doctorat , Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Facultatea de construcții*,
- [9] Zybaczynski, A. (2011): "Cercetări asupra comportării și calculului post-elastic al structurilor de beton armat la acțiuni seismice", *Teză de doctorat, Universitatea Tehnică de Construcții București*
- [10] Panagiotakos, T. B., Fardis, M. N., (1996): "Seismic response of infilled rc frames structures", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*, p. P-4 (225)
- [11] Scrivener, J.C. (1972): "Reinforced masonry-seismic behaviour and design", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 5(4), 143-156.
- [12] Crisafulli, F. J., Carr, A. J., Park, R. (2005): "Experimental response of framed masonry structures designed with new reinforcing details", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 38(1), 19-32.

- [13]Glogau, O. A., (1974): "Masonry performance in earthquakes", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 7(4), 149-166.
- [14]Bertero, V., Brokken, S. (1983): "Infills in seismic resistant building", *Journal of Structural Engineering*, 109(6), 1337-1361.
- [15] Sattar, S., Liel, A. B. (2010): "Seismic performance of reinforced concrete frame structures with and without masonry infill walls", *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- [16]Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., Saragoni, R. (2004): "Seismic performance of masonry infilled RC frames", *13th World Conference on Earthquake Engineering* (No. 165).
- [17] Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., Noland, J. L. (1996): "Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames", *Journal of Structural Engineering*, 122(3), 228-237.
- [18] Priestley, M. J. N., Paulay, T. (1992): "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", *New York: John Wiley & Sons, Inc.*
- [19] Pujol, S., Benavent-Climent, A., Rodriguez, M. E., Smith-Pardo, J. P. (2008): "Masonry infill walls: an effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-8).
- [20]Prada, M. F., Tudor, D. F., (2013): *Curs de reabilitarea construcțiilor*, Editura Universității din Oradea, ISBN 978-606-10- 1026-4, 235 pag.,
- [21] Cod de evaluare și proiectare a lucrărilor de consolidare la clădiri existente, vulnerabile seismic. Vol.2- Consolidare. (2005), P 100-3/2005,
- [22]Enuică, C., Bob, C., Dan, S., Badea, C., Bob, L. (2007): "Behaviour of reinforced concrete columns strengthened by jacketing", *Proceedings of the International Symposium Composite Materials, Elements and Structures for Construction*, Timișoara Academic Days, 10-th Edition, 24-25 May 2007, Editura Politehnica Timișoara, 504 pag., ISSN: 1843-0910
- [23] Dan, S., Bob, C., (2003): "Reproiectarea rațională în scopul reparării sau consolidării construcțiilor din beton armat", *Materiale, elemente și structuri compozite pentru construcții. Prezent și perspective*, Zilele Academice Timișene, Ediția a VIII-a, 22-23 mai 2003, Editura Mirton Timișoara, 340 pag., ISBN: 973-661-012-8
- [24] Dan, S., Bob, C., Badea, C., Iureș, L., Gruin, A., (2005): "Soluții de consolidare a clădirii palace din Timișoara", *Materiale, elemente și structuri compozite pentru construcții, Zilele Academice Timișene*, Ediția a IX-a, 26-27 mai 2005, Editura Mirton Timișoara, 562 pag., ISBN: 973-661-652-5
- [25] Dan, S., Bob, C., (2005): "Reproiectarea rațională în scopul reparării sau consolidării construcțiilor din beton armat", *Materiale, elemente și structuri*

compozite pentru construcții, Zilele Academice Timișene, Ediția a IX-a, 26-27 mai 2005, Editura Mirton Timișoara, 562 pag., ISBN: 973-661-652-5

[26] Dan, S., Bob, C., Badea, C., Gruin, A., (2005): "Reabilitarea structurilor în cadre din beton armat folosind compozite pe bază de fibre de carbon", *Materiale, elemente și structuri compozite pentru construcții, Zilele Academice Timișene*, Ediția a IX-a, 26-27 mai 2005, Editura Mirton Timișoara, 562 pag., ISBN: 973-661-652-5

[27] Diaconu, D., Stoian, V., Nagy-Gyorgy, T., Dăescu, Al. C., Dan, D., Demeter, I., (2007): "Reabilitarea grinzilor din beton armat cu materiale compozite-studiu de caz", *Proceedings of the International Symposium Composite Materials, Elements and Structures for Construction, Timișoara Academic Days, 10-th Edition, 24-25 May 2007*, Editura Politehnica Timișoara, 504 pag., ISSN: 1843-0910

[28] Dan, S., Bob, C., Badea, C., Gruin, A., (2007): "Efficient techniques for strengthening of masonry structures", *Proceedings of the International Symposium Composite Materials, Elements and Structures for Construction, Timișoara Academic Days, 10-th Edition, 24-25 May 2007*, Editura Politehnica Timișoara, 504 pag., ISSN: 1843-0910

[29] Tudor, D., Berar, T., (2005): "Cercetări experimentale privind consolidarea zidărilor avariate", *Materiale, elemente și structuri compozite pentru construcții, Zilele Academice Timișene*, Ediția a IX-a, 26-27 mai 2005, Editura Mirton Timișoara, 562 pag., ISBN: 973-661-652-5

[30] Bob, C., (1989): Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor, Editura Facla

[31] Mărginean, S., Bob, C., Scurt, A., Gruin, A. (2012): "The influence of masonry infills on RC framed structure behavior", *European Conference Of Civil Engineering (ECCIE '12)*

[32] Bob, C., Mărginean, S., & Scurt, A. (2016): "Theoretical/experimental study of reinforced-concrete frame with masonry infill", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 1-15.

[33] Fib Bulletin No. 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Category: Technical report (2001), 138 pag., ISBN: 978-2-88394-054-3

[34] ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI (American Concrete Institute) Committee 440, ISBN: 9780870312854

[35] STAS 10107/0-90 : Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat, (1990) Institutul Român de Standardizare, 116 pag.

[36] SR EN1992-1-1:2004 Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri , (2006) Asociația de Standardizare din România , București, România

[37] ACI (American Concrete Institute) (2001) ACI T1.1-01:Acceptance criteria for moment frames based on structural testing. Reported by ACI innovation task group 1 and collaborators. ACIFarmington Hills, MI, USA

[38] Scurt , A.-A., Ghemiş, M.-T., Bob, C. (2016): "The sustainability solution for strengthening of rc framed structures", *15th edition National Technical-Scientific Conference: Modern Technologies for the 3rd Millennium*, November 27-28, 2015-Oradea (România), Medimond-Monduzzi Editore International Proceedings Division, Printed in February 2016, ISBN: 978-88-7587-724-8, pp.163-169

[39] Scurt, A.-A., Ghemiş, M.-T., Bob, C. (2016): "The sustainability index for strengthening of reinforced concrete framed filled with brick masonry structures" , *SGEM2016 International Multidisciplinary Scientific GeoConference*, 2-9 june 2016, Albena, Bulgaria, <http://sgem.org/index.php/sgem-deadline/sgem-programme2016/sgem-programme-publishers>