

Raport de Cercetare

Grant: TD, Tema 4, Cod CNCSIS 45

Autor: NAGY-GYÖRGY Tamás

Universitatea: Universitatea Politehnica din Timișoara

Încercări experimentale pe pereți structurali din beton armat consolidați cu compozite polimerice din fibră de carbon

1. Introducere

Schimbările nevoilor sociale, îmbunătățirea normelor de calcul, cerințele de siguranță crescute și degradările apărute în urma evenimentelor seismice impun îmbunătățirea structurilor clădirilor existente prin consolidare. Unele dezavantaje ale tehnicilor tradiționale de consolidare a condus cercetătorii la dezvoltarea unor metode inovatoare, utilizând compozite polimerice armate cu fibre.

În ultimii ani, utilizarea compozitelor polimerice pentru consolidarea clădirilor existente a crescut datorită ușurinței de aplicare și a performanțelor ridicate ale acestor materialelor. Proprietățile lor mecanice și în mod deosebit comportarea lor linear elastică până la rupere au dat naștere la diverse întrebări privind eficiența acestora în consolidarea elementelor structurale supuse la încărcări seismice.

Așa cum este cunoscut, într-o structură din beton armat, supusă la încărcări seismice, disiparea energiei induse se datorează deformațiilor plastice a armăturii întinse și comprimate, respectiv frecării în fisurile din beton. Acest tip de comportare nu poate fi exploatat la compozite, deoarece aceste materiale practic nu au rigiditate la compresiune, iar la întindere se comportă linear elastic. În dreptul fisurilor din beton au fost observate dezlipiri ale compozitului de ambele părți ale fisurii, ceea ce demonstrează că în aceste zone compozitul nu poate exploata eficient rezistența la întindere. În zonele de ancoraj ale elementelor din beton armat, după pierderea aderenței între armăturile din oțel și beton, mai rămâne totuși o legătură, datorită încheștării nervurilor armăturii în betonul înconjurător. În schimb, în zonele de ancoraj ale lamelelor sau a fâșiilor, dezlipirea materialului compozit de pe suprafața elementului este instantanee, ceea ce induce un comportament nedorit [1]. Majoritatea cercetărilor privind comportarea elementelor din beton armat consolidate cu compozite au fost focalizate pe grinzi și stâlpi.

Deși tehnologia de aplicare a compozitelor pe pereții din beton armat este simplă, soluția a atras mult mai puțină atenție din partea cercetătorilor, în acest domeniu fiind publicate doar câteva lucrări. Lombard și al. [5] au aplicat fâșii din fibră de carbon pe direcție orizontală și verticală pe fețele pereților, după care au încărcat ciclic până la cedare, cu control de forță până la curgere, și apoi cu control de deplasarea până la rupere. Antoniadis și al. [1] au utilizat fâșii din fibră de carbon și de sticlă, aplicate pe direcția verticală lateral și sub forma unor cămășuiri orizontale, pereții fiind testați ciclic, cu control de deplasare. Alte încercări, similare au fost efectuate de Iso și al. [4] pe pereți de contravântuire (wing walls), de Sugiyama și al. [9] pe pereți înrămați (infill walls) și de Paterson și Mitchell [8] pe pereți consolidați împreună cu alte tehnici.

În cadrul Departamentului C.C.I.A. al Facultății de Construcții și Arhitectură (UPT) a fost demarat un program de cercetări, cu scopul investigării pereților din beton armat consolidați cu materiale compozite polimerice. Se urmărea mărirea capacității portante la încovoiere și tăiere a acestor pereți. Studiul comportării pereților experimental din beton armat a constituit subiectul unei teze de doctorat, elaborată de dl ing. Marius Moșoarcă [6]. Obiectivele cercetării le-au constituit, în prima fază, studiul comportării pereților structurali cu goluri decalate dispuse ordonat pe verticală la acțiuni seismice ciclic alternante, respectiv influența pozițiilor acestor golurilor. După efectuarea încercărilor în cadrul tezei menționate, pereții structurali din beton armat au fost consolidați cu compozite din fibră de carbon, pe o singură față, și reîncercați. În cele ce urmează sunt prezentate rezultatele încercărilor experimentale efectuate.

2. Elementele experimentale și metodologia în cercării

Elementele experimentale aveau înălțimea de 2600 mm, lățimea de 1250 mm și înălțimea de etaj de 650 mm. În scopul evitării cedării modelelor datorită pierderii stabilității, ca urmare a absenței planșeelor și a bulbilor, s-a ales o grosime a peretelui de 80 mm. Golurile au avut dimensiunile de 250 x 500 mm. Modelele experimentale au fost încastrate în blocuri de fundații cu înălțimea de 400 mm,

lățimea de 350 mm și lungimea de 1750 mm. Betonul din fundații a fost turnat simultan cu betonul din pereți. Dimensiunile modelelor experimentale au rezultat în urma unor restricții de gabarit.

Elementele experimentale au fost armate pe baza prescripțiilor constructive de armare cuprinse în normativul P85/96 și nu din calcul. În scopul asigurării aderenței dintre beton și armatură s-au utilizat bare profilate tip PC52 cu diametrul de 6 mm, având rezistența caracteristică $f_{sk}=355$ N/mm². În jurul golurilor s-au dispus carcasse de armatură formate din câte patru bare cu diametrul de 6 mm, prevăzute cu etrieri de același diametru din OB37. Betonul utilizat a avut rezistența la compresiune $f_{cm}=50$ N/mm².

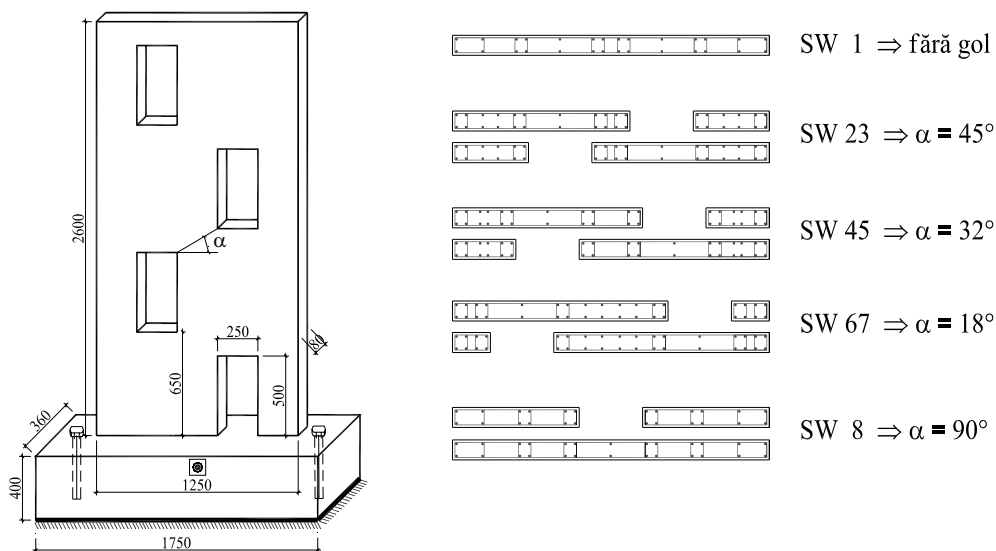


Figura 1. Geometria și armarea elementelor experimentale

Pereții au fost încărcăți la partea superioară cu o forță verticală constantă $V=50$ kN. Încărcarea orizontală la peretele plin (fără goluri) SW1 a constat dintr-o forță monoton crescătoare până la cedare, iar la celelalte elemente (cu goluri) din forțe ciclic alternante. Încercarea s-a efectuat în control de deplasări (deplasările orizontale de la partea superioară a elementelor experimentale).

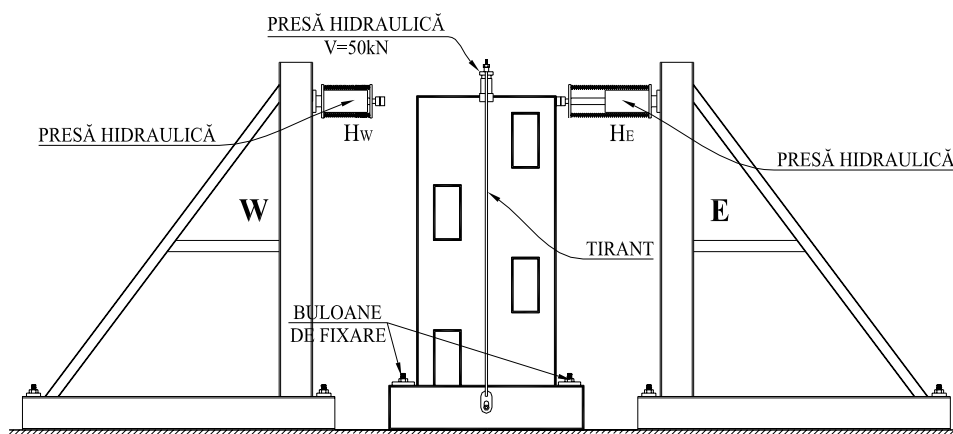


Figura 2. Metodologia de testare

În urma încercărilor efectuate pe pereții din beton armat s-au concretizat următoarele observații:

- Peretele SW1 (fără goluri) a avut o cedare ductilă din încovoiere.
- La peretele cu goluri centrale SW8, cedarea s-a produs prin apariția articulațiilor plastice în riglele de cuplare și apoi la baza montanților.
- Pereții cu goluri decalate pe verticală SW23, SW45, SW67 au cedat prin zdrobirea betonului la baza montanțului mic, montanțul mare având apoi un comportament de tip consolă.

Concluziile finale au fost, ca pereții structurali cu goluri dispuse decalat pe verticală în funcție de anumite valori ale unghiului α , au un comportament apropiat de pereții structurali plini și deci nu

sunt necesare măsuri speciale de armare și ductilizare a zonelor plastic potențiale.

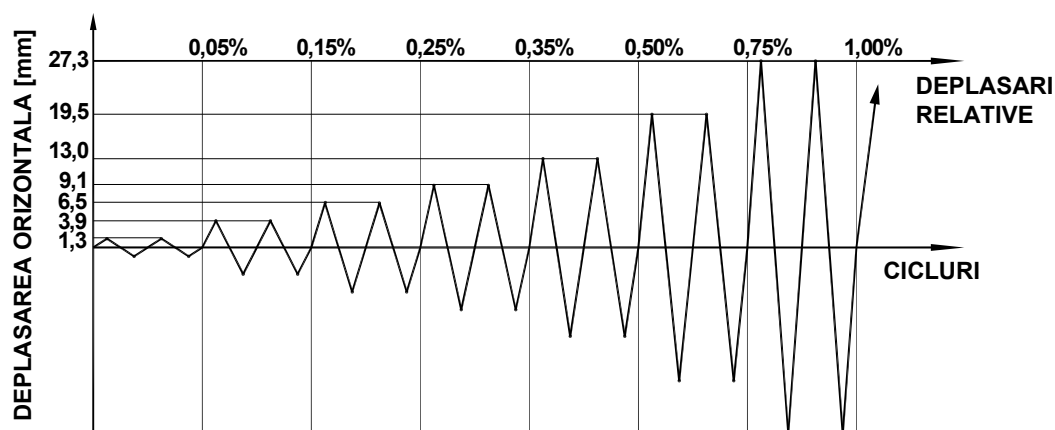


Figura 3. Diagrama de încercare

3. Consolidarea și reîncercarea pereților

3.1. Descrierea încercărilor

Încercările experimentale efectuate pe pereții din beton armat consolidați cu compozite au decurs în mod identic cu cele ale pereților neconsolidați. După testarea pereților, fazele încercării pereților consolidați au fost următoarele:

- pregătirea pereților pentru consolidarea cu compozite, prin curățirea suprafețelor de consolidat, umplerea fisurilor existente și repararea zonelor cu betonul zdrobit sau exfoliat
- pregătirea și executarea zonei de ancoraj pentru compozit
- consolidarea cu țesături din fibră de carbon
- prelucrarea și compararea rezultatelor obținuți înainte și după consolidare.

Datele înregistrate pe durata încercărilor au fost:

- încărcarea orizontală la vârf
- deplasările orizontale
- modurile de cedare ale elementelor
- deformațiile specifice din compozit.

Deoarece s-au efectuat foarte puține încercări experimentale pe pereți din beton armat consolidați cu compozite, rezultatele obținute sunt de mare certitudine foarte importante și folositoare. Din teste se poate determina: aportul compozitului la preluarea efortului de încovoiere și tăiere, eficiența modului de așezare a materialului compozit, respectiv anumite recomandări privind calculul acestor consolidări.

3.2. Procedeele de determinare a rigidității, ductilității și a curbei elasto-plastic echivalente

În continuare este prezentat și descris procedeul de determinare a rigidităților, a ductilității și a curbei elasto-plastic echivalente utilizată la interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale.

Încărcarea H_{max} a fost determinată ca fiind încărcarea maximă la care a rezistat un perete, iar Δ_{max} a fost definită ca deplasarea (relativă) corespunzătoare valorii maxime.

Rigiditatea elastică k_e a fost definită ca rigiditatea secantă, luată la 40% din capacitate.

Rezistența la rupere H_u a fost determinată ca fiind încărcarea cea mai mare care a fost suportată de perete înaintea scăderii semnificative a rezistenței. Deplasarea la rupere Δ_u a fost definită corespunzător încărcării ultime.

După fiecare încercare au fost trasate curbele înfășurătoare maxime și cele stabilizate. Pentru fiecare astfel de curbă de comportare a fost definită curba elasto-plastic echivalentă, utilizată cu scopul comparării rezultatelor testelor. Această curbă artificială a descris cum s-ar comporta un perete ideal, perfect elasto-plastic, disipând o cantitate de energie echivalentă ca și peretele testat. Astfel curba elasto-plastic echivalentă a fost definită, încât aria de sub aceasta să fie egală cu aria curbei înfășurătoare (forță-deplasare). Porțiunea elastică a curbei echivalente pornește din origine cu o pantă egală cu rigiditatea elastică k_e . Porțiunea plastică a curbei echivalente este o linie orizontală,

poziționat astfel încât ariile curbei echivalente și curbei înfășurătoare să fie egale (de exemplu A_1 și A_2 să fie egale) (figura 4). Deplasarea la limita elastică Δ_{el} , respectiv încărcarea elastică H_{el} au fost definite la intersecția porțiunilor elastice și plastice, din curba echivalentă, respectând condiția ca H_{el} să fie mai mare sau egală cu 80% din H_{max} .

Definițiile de mai sus au fost utilizate atât pentru încercările monotone, cât și la cele ciclice. Definițiile utilizate mai sus au la bază recomandările dezvoltate de Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research (TCCMAR) pentru United States – Japan Coordinated Earthquake Research Program.

Ductilitatea determinată din curba echivalentă se definește în felul următor:

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{el}}$$

unde D este ductilitatea, Δ_u deplasarea relativă la rupere, iar Δ_{el} deplasarea relativă elastică.

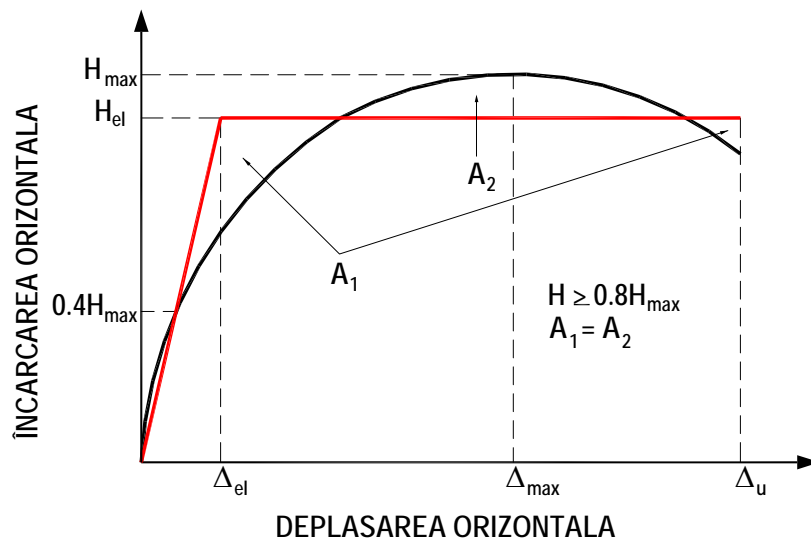


Figura 4. Definierea curbei elasto-plastice echivalente

3.3. Consolidarea pereților

Consolidarea pereților încercați s-a făcut cu țesătură unidirecțională din fibră de carbon, doar pe o singură față. Fibrele au avut o rezistență medie la întindere $f_{frp}=3900 \text{ N/mm}^2$, modul de elasticitate $E_{frp}=231000 \text{ N/mm}^2$ și o deformație specifică ultimă de $\epsilon_{frp}=1.7\%$. Fazele consolidării au fost următoarele: pregătirea pereților pentru consolidarea cu compozite (curățirea suprafețelor de consolidat, umplerea fisurilor existente și repararea zonelor cu betonul zdrobit sau exfoliat), pregătirea și executarea zonei de ancoraj pentru compozit (figura 5), consolidarea propriu-zisă (aplicarea țesăturii din fibră de carbon).

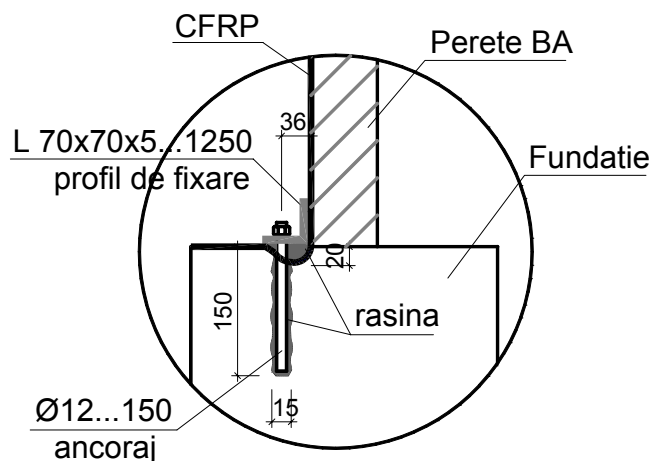


Figura 5. Sistemul de ancoraj a fibrelor de carbon

3.4. Reîncercarea pereților consolidați

Peretele SW1 după consolidare a fost redenumit RW1, încercarea elementului consolidat efectuându-se în aceleași condiții cu cel inițial. Deoarece inițial nu se știa cât va fi capacitatea elementului consolidat, consolidarea peretelui s-a realizat prin aplicarea a 4 fâșii de câte 150 mm lățime de țesătură din fibră de carbon unidirecțională, așezate pe o singură față a elementului pe direcție verticală. Ulterior s-a dovedit, ca această cantitate a mărit capacitatea portantă cu cca. 35% față de elementul de bază. De aceea, pentru pereții următori s-a decis utilizarea a 3 fâșii verticale de 150 mm, respectiv a 4 fâșii orizontale de asemenea de 150 mm. Fâșiile verticale au fost dispuse la extremitățile pereților și în zona centrală, iar fâșiile orizontale au fost așezate la partea superioară a fiecărui nivel. Pentru înregistrarea comportării compozitului în timpul încercării, la toate elementele au fost dispuse timbre tensometrice pe compozit în zonele cele mai solicitate, orientate în lungul fibrelor.

4. Concluzii

Pe baza rezultatelor obținute se pot formula următoarele concluzii:

- Consolidarea cu compozite a pereților din beton armat structurali determină creșterea semnificativă a capacității portante ultime a acestora (practic, capacitatea portantă a pereților încercați a fost neglijabilă).
- Înregistrările deformațiilor specifice din compozit demonstrează contribuția acestora la capacitatea portantă a pereților consolidați și conlucrarea compozitului cu elementul din beton armat, valorile înregistrate fiind între 0.54 ÷ 0.84%.
- Cedarea elementelor consolidate s-a produs prin deschiderea treptată a fisurilor existente, prin dezlipirea compozitului în zona comprimată, apoi în cea întinsă la baza montantului, urmată de ruperea la întindere sau câteodată la compresiune a acestuia.
- Deformațiile orizontale maxime ale pereților consolidați au fost de regulă mai mari, sau cel puțin identice cu cele ale pereților martori.
- Rezultatele obținute depind în foarte mare măsură de starea inițială a elementului consolidat (numărul și deschiderea fisurilor, cantitatea armăturii intrate în curgere, metoda și materialele de reabilitare), respectiv metoda de evaluare utilizată. Cu metoda utilizată pentru evaluarea caracteristicilor mecanice s-au constatat următoarele:
 - rigiditatea elementelor a scăzut în medie cu 54% ;
 - ductilitatea elementelor a scăzut în medie cu 61% ;
 - valoarea forței la limita elastică a pereților a crescut în medie cu 48% ;
 - încărcarea maximă a pereților a crescut în medie cu 46% ;
 - deformațiile specifice din compozit au fost între valorile 0.54 – 0.84% ;
- Sistemul de ancoraj s-a comportat excelent, fără degradări sau cedări locale.

Pereții din beton armat supuși forțelor seismice au o comportare ductilă. Consolidând astfel de elemente structurale ductile cu compozite, care sunt materiale cu comportare neductilă (fără palier de curgere), comportarea ductilă a elementelor se poate păstra, dar la încărcarea maximă cedarea este fragilă.

Metoda utilizată pentru determinarea rigidităților, a ductilităților și a limitei elastice influențează semnificativ rezultatele obținute. Efectuând un calcul, în care rigiditatea se ia ca secanta curbei la $0.75F_{el}$, conform recomandărilor date de Paulay, aceste valori se pot modifica semnificativ. La un calcul rapid rigiditatea elementelor martori a scăzut cu 50%, astfel că diferențele față de elementele consolidate s-au redus la 20%, respectiv ductilitatea elementelor martori a scăzut cu 40-50%, astfel că diferențele față de elementele consolidate a scăzut la 40%.

În continuare sunt prezentate relevee ale pereților încercați, respectiv diagramele de comportare ale acestora, iar în Tabelul 1 și 2 sunt sintetizate rezultatele încercărilor.



a) Peretele SW1 înainte și după încercare.

b) Peretele RW1 după încercare.

Figura 6. Releveul pereților SW1 și RW1

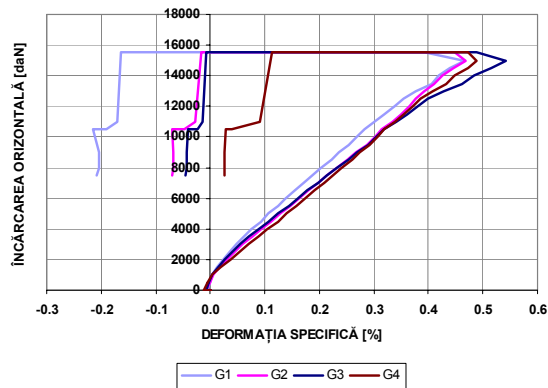


Figura 7. Deformațiile specifice din compozit

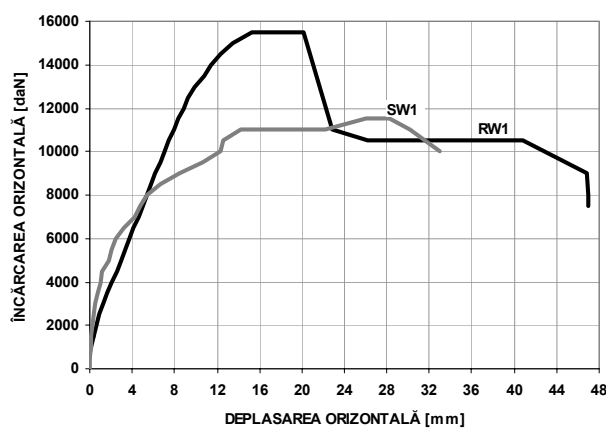


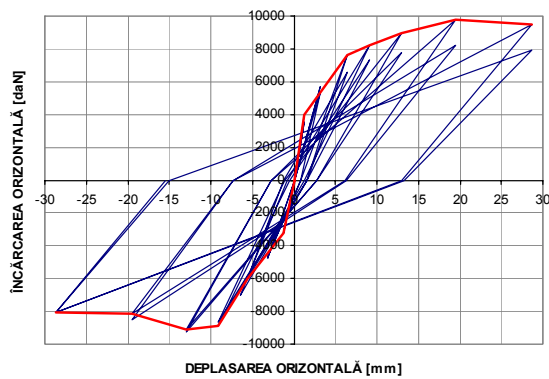
Figura 8. Diagramele de comportare a pereților SW1 și RW1



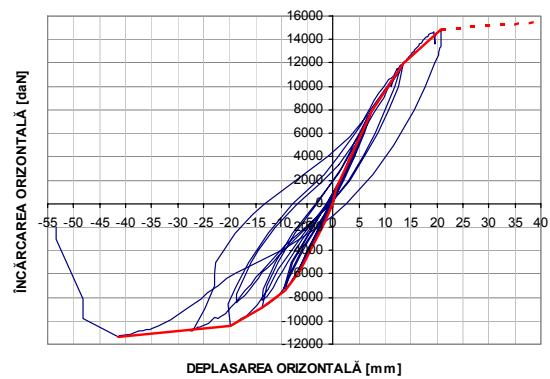
a) Peretele SW23 înainte și după încercare.

b) Peretele RW23 după încercare.

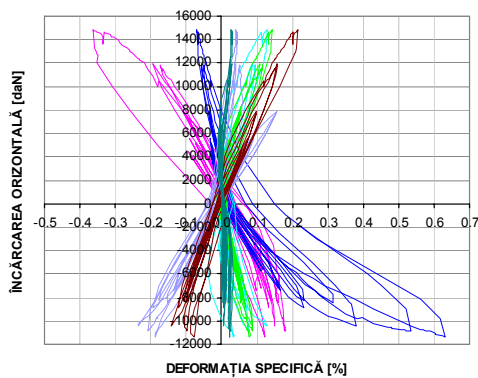
Figura 9. Releveul pereților SW23 și RW23



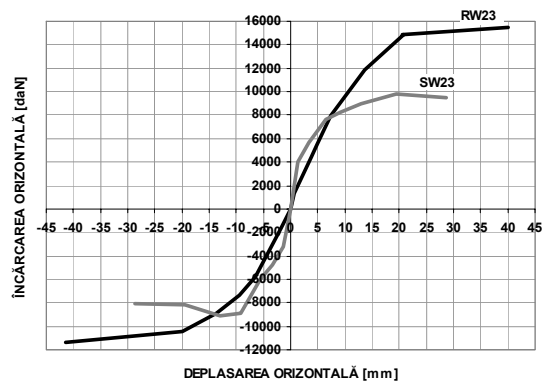
a) Diagrama forță-deplasare a peretelui SW23



b) Diagrama forță-deplasare a peretelui RW23

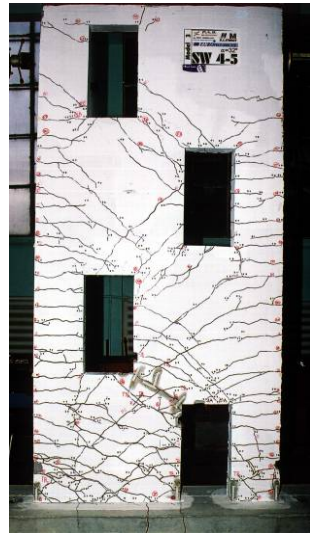


c) Deformațiile specifice din compozit



d) Suprapunerea diagramelor înfășurătoare

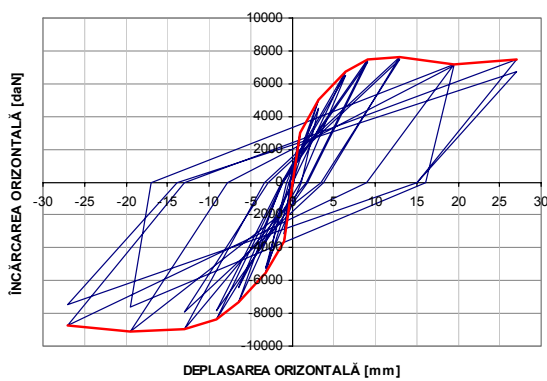
Figura 10. Diagramele de comportare a pereților SW23 și RW23



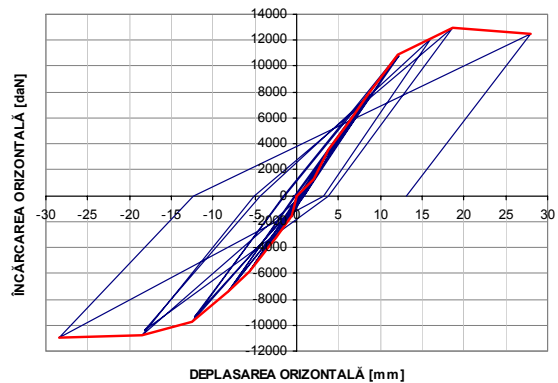
a) Peretele SW45 înainte și după încercare.

b) Peretele RW45 după încercare.

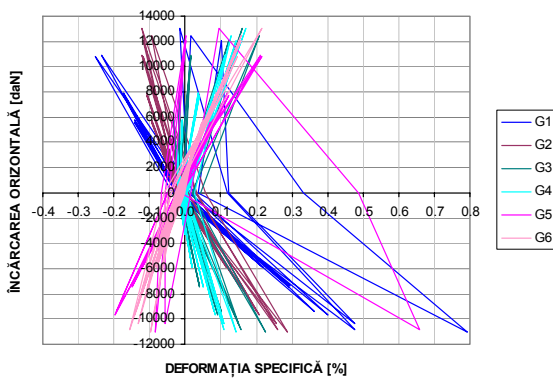
Figura 11. Releveul pereților SW45 și RW45



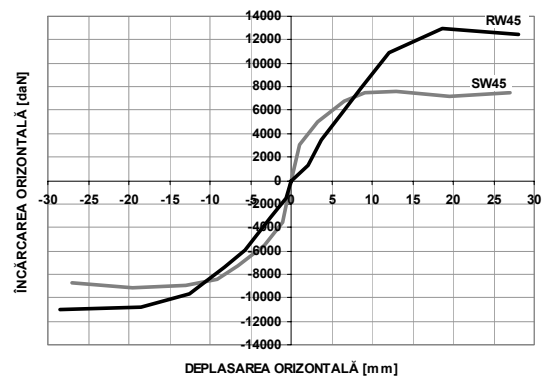
a) Diagrama forță-deplasare a peretelui SW23



b) Diagrama forță-deplasare a peretelui RW23



c) Deformațiile specifice din compozit



d) Suprapunerea diagramelor înfășurătoare

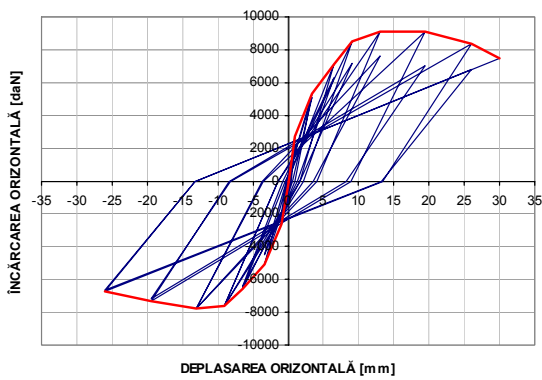
Figura 12. Diagramele de comportare a pereților SW45 și RW45



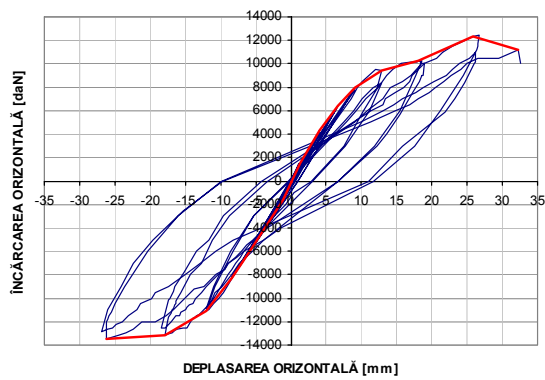
a) Peretele SW67 înainte și după încercare.

b) Peretele RW67 după încercare.

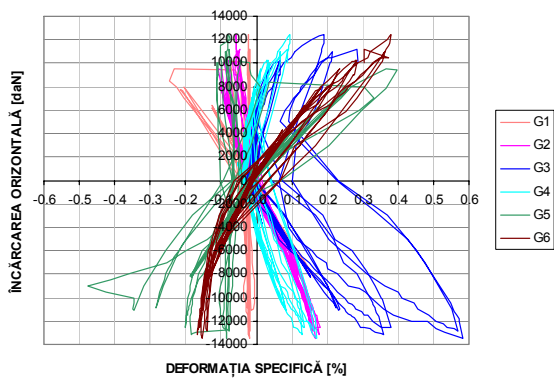
Figura 13. Releveul pereților SW67 și RW67



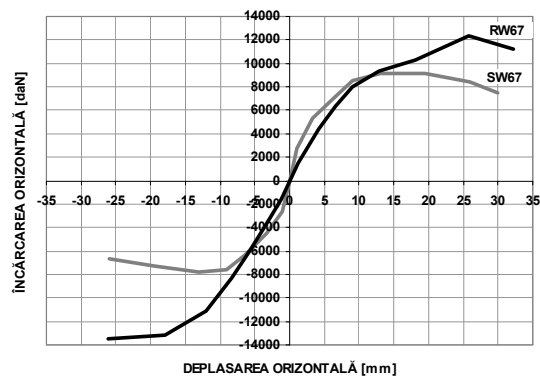
a) Diagrama forță-deplasare a peretelui SW67



b) Diagrama forță-deplasare a peretelui RW67

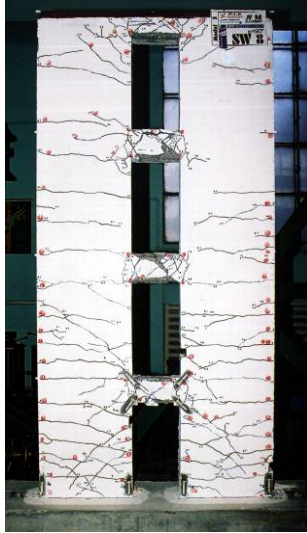


c) Deformațiile specifice din compozit



d) Suprapunerea diagramelor înfășurătoare

Figura 13. Diagramele de comportare a pereților SW67 și RW67

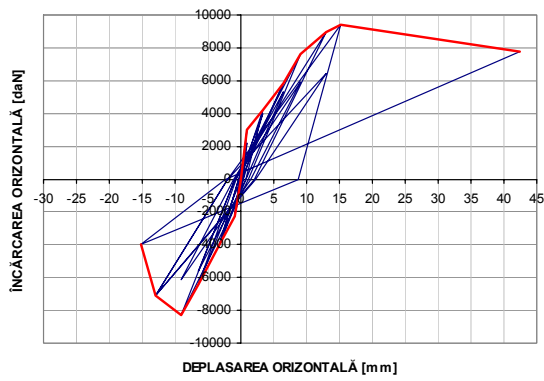


a) Peretele SW8 după încercare.

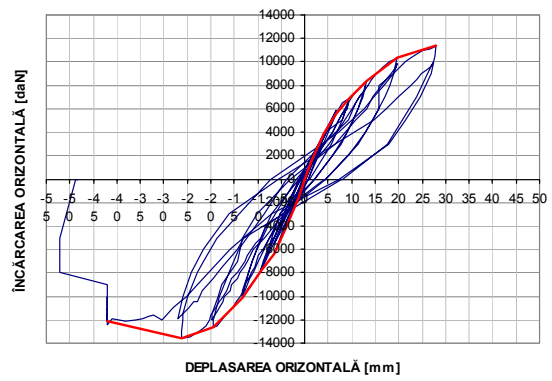


b) Peretele RW8 după încercare.

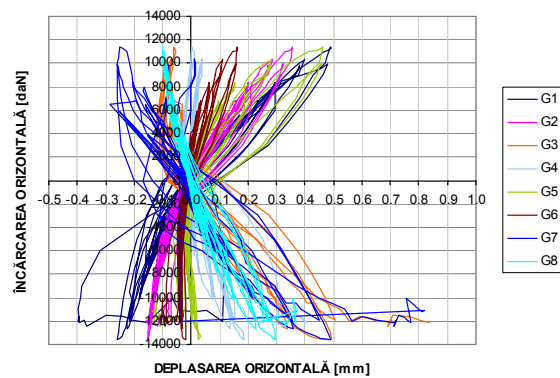
Figura 14. Relevul pereților SW8 și RW8



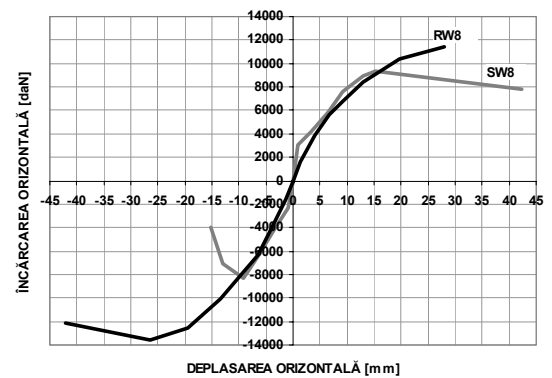
a) Diagrama forță-deplasare a peretelui SW8



b) Diagrama forță-deplasare a peretelui RW8



c) Deformațiile specifice din compozit



d) Suprapunerea diagramelor înfășurătoare

Figura 15. Diagramele de comportare a pereților SW8 și RW8

Tabelul 2. Rezultatele sintetice ale încercărilor experimentale

Element	Ciclul	ke [daN/cm]	Hel [daN]	Δel [mm]	Hmax [daN]	Δmax [mm]	Hu [mm]	Δu [mm]	D [-]	Hel / Hmax	ϵ_{frp} [%]
SW1	1 (+)	348.5	10250	2.9	11500	28.2	10000	33.0	11.2	0.89	-
RW1	1 (+)	159.0	12400	7.8	15500	20.1	10500	37.5	4.8	0.80	0.54
SW23 (1+)	1 (+)	309.5	8620	2.8	9750	19.5	9500	28.6	10.2	0.88	-
SW23 (1-)	1 (-)	184.8	-8070	-4.4	-9100	-13.0	-8100	-28.6	6.6	0.89	
SW23 (2+)	2 (+)	270.5	7370	2.7	8250	19.5	7900	28.6	10.5	0.89	
SW23 (2-)	2 (-)	182.3	-8200	-4.5	-9250	-13.0	-8050	-28.6	6.4	0.89	
RW23 (1+)	1 (+)	109.5	14400	13.2	15500	40.0	15500	40.0	3.0	0.93	0.63
RW23 (1-)	1 (-)	90.3	-10320	-11.4	-11400	-41.4	-11400	-41.4	3.6	0.91	
RW23 (2+)	2 (+)	111.4	9980	9.0	11700	12.9	11700	12.9	1.4	0.85	
RW23 (2-)	2 (-)	88.5	-7920	-8.9	-8500	-18.6	-8500	-18.6	2.1	0.93	
SW45 (1+)	1 (+)	298.0	7000	2.3	7600	13.0	7500	27.0	11.5	0.92	-
SW45 (1-)	1 (-)	343.4	-8250	-2.4	-9100	-19.5	-8750	-27.0	11.3	0.91	
SW45 (2+)	2 (+)	280.4	6730	2.4	7500	13.0	6730	27.0	11.2	0.90	
SW45 (2-)	2 (-)	312.9	-7200	-2.3	-7900	-13.0	-7450	-27.0	11.7	0.91	
RW45 (1+)	1 (+)	91.7	12360	13.5	13000	18.6	12360	28.0	2.1	0.95	0.79
RW45 (1-)	1 (-)	112.8	-10140	-9.0	-10800	-18.5	-11000	-28.5	3.2	0.94	
RW45 (2+)	2 (+)	90.9	11250	12.5	12100	16.0	12100	16.0	1.3	0.93	
RW45 (2-)	2 (-)	115.2	-8978	-7.8	-10400	-18.2	-10400	-18.2	2.3	0.86	
SW67 (1+)	1 (+)	168.6	6900	4.1	7800	13.0	6900	26.0	6.3	0.88	-
SW67 (1-)	1 (-)	198.9	-8340	-4.2	-9100	-19.5	-7450	-30.0	7.1	0.92	
SW67 (2+)	2 (+)	170.5	7090	4.2	7800	13.0	6625	26.0	6.3	0.91	
SW67 (2-)	2 (-)	176.7	-6935	-3.9	-7600	-13.0	-6935	-26.0	6.6	0.91	
RW67 (1+)	1 (+)	102.3	10640	10.4	12300	25.8	10640	32.3	3.1	0.87	0.58
RW67 (1-)	1 (-)	105.1	-12540	-12.0	-13500	-26.1	-13500	-26.1	2.2	0.93	
RW67 (2+)	2 (+)	100.9	9423	9.3	11000	26.3	11000	26.3	2.8	0.86	
RW67 (2-)	2 (-)	100.8	-12200	-12.1	-12900	-26.8	-12900	-26.8	2.2	0.95	
SW8 (1+)	1 (+)	154.7	8300	5.4	9400	15.2	7800	42.4	7.9	0.88	-
SW8 (1-)	1 (-)	143.7	-6746	-4.7	-8300	-9.1	-4000	-15.2	3.2	0.81	
SW8 (2+)	2 (+)	174.3	5395	3.1	6450	13.0	6450	13.0	4.2	0.84	
SW8 (2-)	2 (-)	156.9	-5850	-3.7	-7100	-13.0	-7100	-13.0	3.5	0.82	
RW8 (1+)	1 (+)	88.9	9660	10.9	11400	27.9	11400	27.9	2.6	0.85	0.84
RW8 (1-)	1 (-)	99.5	-12250	-12.3	-13600	-26.3	-12250	-42.1	3.4	0.90	
RW8 (2+)	2 (+)	92.7	8840	9.5	9900	27.6	9900	27.6	2.9	0.89	
RW8 (2-)	2 (-)	92.1	-11040	-12.0	-12000	-19.7	-11900	-27.1	2.3	0.92	

Tabelul 1. Compararea rezultatelor experimentale

Specimen		SW1	RW1	SW23	RW23	SW45	RW45	SW67	RW67	SW8	RW8
Încărcarea orizontală maximă H_{max} [kN]	W	115	155	98	155	76	130	91	135	94	114
	E	-	-	93	114	91	108	78	123	83	136
Diferența de capacitate [%]	W	+ 35		+ 58		+ 71		+ 48		+ 21	
	E	-		+ 22		+ 19		+ 57		+ 63	
Deformația orizontală maximă Δ_u [mm]	W	33	47	28	40	27	27.5	30	32	42	28
	E	-	-	28	41	27	27.5	26	26	15	42
Diferența de deplasare [%]	W	+ 42		+ 42		+ 1		+ 6		- 33	
	E	-		+ 46		+ 1		+ 0		+ 180	
Rigiditate k_e [N/mm]	W	348	159	309	109	298	91	199	105	154	89
	E	-	-	184	90	343	112	168	102	143	99
Diferența de rigiditate [%]	W	- 54		- 65		- 69		- 47		- 42	
	E	-		- 51		- 67		- 39		- 31	
Ductilitate D [-]	W	11.2	4.8	10.2	3.0	11.5	2.1	7.1	2.2	7.9	2.6
	E	-	-	6.6	3.6	11.3	3.2	6.3	3.1	3.2	3.4
Diferența de ductilitate [%]	W	- 57		- 71		- 81		- 69		- 67	
	E	-		- 45		- 72		- 51		- 6	
Deform. spec. max. în compozit [%]		-	0.54	-	0.63	-	0.79	-	0.58	-	0.83

5. Recomandări de calcul

5.1. Propunerile de calcul de Antoniadis, Salonikios, Kappos [1], [2]

În cadrul unui program de încercări au fost testați 6 pereți din beton armat. Consolidările s-au efectuat prin aplicarea unor benzi cu fibră de carbon la capete în direcție verticală, pentru mărirea rezistenței la încovoiere și prin înfășurarea peretelui pe o înălțime de 1200 mm cu fâșii din fibră de sticlă așezate orizontal. La unii dintre pereți fâșia a fost aplicată doar pe o față. După încercările experimentale autorii prezintă o metodă de evaluare a aportului consolidărilor. Pentru aceasta se impune o rezistență a compozitului (f_j), determinată cu formula :

$$f_j \leq \varepsilon_f \cdot E_j \quad (1)$$

unde

$$\varepsilon_f = \min\{5\varepsilon_{sy}; \varepsilon_{fu} / 2; 0.008\} \quad (2)$$

și

$$f_j = 0.004E_j \leq 0.75f_{uj} \quad (3)$$

iar E_j este modulul de elasticitate a fâșiei compozit, ε_{sy} este deformația specifică din armătura de oțel, ε_{fu} este deformația specifică ultimă din compozit, f_{uj} rezistența la întindere ultimă din compozit.

Deformația specifică din compozit ε_f corespunde cedării prin dezlipire a compozitului din zona fisurii de încovoiere.

Aportul consolidării la tăiere a compozitului se calculează cu formula:

$$V_{R2} = 2t_f \cdot f_j \cdot l_w \quad (4)$$

din care t_f este grosimea compozitului și l_w lungimea peretelui.

5.2. Recomandările de calcul după ICC ES AC125 [3]

Singura recomandare privind consolidarea pereților din beton armat cu materiale compozite polimerice disponibilă în momentul de față este cea publicată de *Consiliul Internațional de Cod*, sub denumirea de ICC ES AC125, fiind valabilă și pentru zidării.

În acest document se găsesc câteva prescripții minime privind modurile de încercări standardizate, anumite criterii minime care trebuie îndeplinite la încercare de materialul sau de elementul încercat. Astfel, pentru un perete, cu secțiune dreptunghiulară, având lungimea H , paralelă cu forța tăietoare aplicată, respectiv cu grosimea fibrei t_f pe ambele fețe a peretelui, înclinată cu unghiul θ față de axa elementului, sporul de rezistență nominală la tăiere este dat de formula:

$$V_{sj} = 2t_f f_j H \sin^2 \theta \quad (5)$$

unde f_j este tensiunea din fibră, determinată cu formula

$$f_j = 0.004E_j \leq 0.75 f_{uj} \quad (6)$$

din care E_j este modulul de elasticitate a materialului compozit, iar f_{uj} este efortul de întindere ultimă din compozit.

Dacă peretele este consolidat doar pe o singură față, la un unghi mai mare decât 75° față de axa peretelui și prevăzut cu un ancoraj la capătul peretelui, sporul de rezistență nominală la tăiere se poate obține astfel:

$$V_{sj} = 0.75t_f f_j H \sin^2 \theta$$

5. Referințe

- [1] Antoniadis K. K., Salonikios T. N. and Kappos A. J. (2003), "Inelastic Behaviour of FRP-Strengthened R/C Walls with Aspect Ratio 1.5, Subjected to Cyclic Loading", *Concrete Structures in Seismic Regions - fib Symposium*, Athens, Greece, 2003.
- [2] Antoniadis K. K., Salonikios T. N. and Kappos A. J., "Cyclic Tests on Seismically Damaged R/C Walls Strengthened Using FRP Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 4, July-August 2003, pp. 510-518.
- [3] ICC – Evaluation Service, *Interim Criteria for Concrete and Reinforced and Unreinforced Masonry Strengthening Using Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composite Systems*, AC125, June 2003.
- [4] Iso M., Matsuzaki Y., Sonobe Y., Nakamura H. and Watanabe M., "Experimental study on reinforced concrete columns having wing walls retrofitted with continuous fiber sheets", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, 2000, Paper No 1865 (CD-ROM).
- [5] Lombard J., Lau D., Humar J., Foo S. and Cheung M., "Seismic strengthening and repair of reinforced concrete shear walls", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, 2000, paper No 2032 (CD-ROM).
- [6] Moșoarcă M., "Contribuții la calculul și alcătuirea pereților structurali din beton armat", Teză de doctorat, Universitatea Politehnică din Timișoara, 2004
- [7] Nagy-György T., "Utilizarea materialelor compozite polimerice la consolidarea elementelor din zidărie de cărămidă și beton armat", Teză de doctorat, Universitatea Politehnică din Timișoara, 2004
- [8] Paterson J. and Mitchell D., "Seismic retrofit of shear walls with headed bars and carbon fiber wrap", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 5, May, 2003, pp. 606-614.
- [9] Sugiyama T., Uemura M., Fukuyama H., Nakano K. and Matsuzaki Y., "Experimental study on the performance of the RC frame infilled cast-inplace non- structural RC walls retrofitted by using carbon fiber sheets", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, 2000, paper No 2153 (CD-ROM).