

PERFORMANȚA SEISMICĂ A PEREȚILOR COMPOZIȚI OȚEL- BETON CU GOLURI CENTRALE

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea Politehnică Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ ȘI INSTALAȚII
de către

Ing. Viorel-Constantin Todea

Președintele comisiei:	prof.univ.dr.ing.
Conducător științific:	prof.univ.dr.ing Valeriu A. STOIAN
Referenți științifici:	prof.univ.dr. Daniel DAN
	prof.univ.dr.ing.
	conf.univ.dr.ing.

Ziua susținerii tezei:

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|---|---|
| 1. Automatică | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 2. Chimie | 12. Ingineria Sistemelor |
| 3. Energetică | 13. Inginerie Energetică |
| 4. Inginerie Chimică | 14. Calculatoare și Tehnologia Informației |
| 5. Inginerie Civilă | 15. Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | 16. Inginerie și Management |
| 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații | 17. Arhitectură |
| 8. Inginerie Industrială | 18. Inginerie Civilă și Instalații |
| 9. Inginerie mecanică | 19. Inginerie Electronică, Telecomunicații și Tehnologii Informaționale |
| 10. Știința Calculatoarelor | |

Universitatea Politehnica Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul Școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2021

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității Politehnica Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300223 Timișoara, Bd. Vasile Pârvan 2B
Tel./fax 0256 404677
e-mail: editura@upt.ro

Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele de cercetare în cadrul Departamentului de Construcții Civile și Instalații, a Facultății de Construcții, Universității "Politehnica" Timișoara, în perioada 2017 - 2021.

În primul rând, mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat Prof. dr. ing. Valeriu Augustin Stoian, pentru încrederea acordată în momentul admiterii mele la doctorat și pentru sprijinul oferit necondiționat pe toată durata acestuia. Voi fi recunoscător tot timpul, pentru toate reușitele, sfaturile și îndrumările pe care le-am primit din partea dumneavoastră, Domnule Profesor !

Țin să mulțumesc îndeosebi, domnului Prof. dr. ing. Daniel Dan, pentru îndrumarea și sfaturile oferite pe întreaga perioadă de desfășurare a studiilor de doctorat. Am simțit mereu aprecierea și sprijinul dumneavoastră în activitatea mea de-a lungul anilor Domnule Profesor și pentru asta vă mulțumesc !

De asemenea, în mod special, țin să mulțumesc domnului Ș.I. dr. ing. Sorin-Codruț Floruț, care pentru mine personal, a fost mai mult decât un mentor și care neconținut, m-a sprijinit încă de la nivelul ciclului de licență în dezvoltarea mea profesională. Nu am cuvinte să vă spun cât de mult vă mulțumesc !

Le mulțumesc în mod deosebit membrilor comisiei de îndrumare, Prof. dr. ing. Tamás Nagy-GYÖRGY, Conf. dr. ing. Ștefan-Nicolae Iosip-Moț respectiv Conf. dr. ing. Adrian Bota, pentru sfaturile acordate.

Le mulțumesc de asemenea referenților științifici:, pentru că au acceptat să facă parte din comisia de evaluare și totodată pentru observațiile și aprecierile dânsilor.

Mulțumesc colegului de birou Drd. ing. Dan-Adrian Popescu pentru toată perioada frumoasă a doctoratului petrecută în același birou precum și domnului Ș.I. dr. ing. Simon Pescari pentru sprijinul acordat pe perioada studiilor.

Țin să mulțumesc în mod special domnului Albu Nicolae, care mi-a oferit sprijin în toată activitatea mea practică din cadrul laboratorului. Le mulțumesc tuturor cadrelor didactice ale Departamentului C.C.I. precum și personalului auxiliar, de la care am primit îndrumare și susținere didactică.

Nu în ultimul rând, mulțumesc soției mele Anda pentru răbdarea și susținerea necondiționată acordată în toată această perioadă de timp.. și părinților mei.. pe care i-am simțit mereu alături de mine...

Timișoara, Iunie, 2021

Viorel-Constantin TODEA

TODEA, Viorel-Constantin

Performanța seismică a pereților compoziți oțel-beton cu goluri centrale

Teze de doctorat ale UPT, Seria X, Nr. YY, Editura Politehnica, 200Z, 168 pagini, 39 figuri, 27 tabele.

ISSN:

ISBN:

Cuvinte cheie: pereți structurali cu secțiunea compusă oțel-beton, beton armat cu armătură rigidă, beton armat cu fibre metalice, rigle de cuplare, conectori metalici

Rezumat: Teza de doctorat prezintă o serie de rezultate experimentale și aspecte teoretice ce descriu performanțelor seismice a pereților structurali compoziți cu profile metalice parțial înglobate la extremități și cu goluri centrale, solicitați ciclic alternant sub efectul forțelor verticale și orizontale, simulând acțiunea unui cutremur. Obiectivul acestei teze de doctorat a fost identificarea unor soluții inovatoare pentru pereții compoziți oțel-beton, pentru a obține performanțe seismice superioare, față de cele a pereților structurali din beton armat tradițional. Luând în considerare anumite aspecte tehnologice, rezultate în procesul de execuție a pereților structurali din beton armat, la nivelul programului experimental au fost incluse în studiu diferite moduri de asigurare a conexiunii dintre profilele metalice și betonul armat, respectiv betonul armat dispers cu fibre metalice ca material compozit, rezultatele astfel înregistrate fiind încurajatoare din punct de vedere structural.

REZUMAT

Teza de doctorat elaborată prezintă o continuare a studiilor teoretice și experimentale realizate în cadrul departamentului C.C.I. ce tratează ca subiect principal identificarea unor soluții inovatoare pentru pereții structurali compoziți cu profile metalice înglobate la extremități, pentru creșterea performanțelor seismice, în mod comparativ, față de cele a pereților structurali din beton armat tradițional.

Obiectivul acestei teze a fost studiul teoretic și experimental al unor pereți structurali compoziți cu goluri centrale, alcătuiți cu diverse tipuri de materiale (înlocuirea betonului armat clasic cu beton armat dispers cu fibre de oțel) și configurații secționale (înglobarea parțială a profilelor metalice la extremități; asigurarea conlucrării dintre oțel-beton cu diverși conectori metalici) pentru studiu comparativ, raportat la performanțele seismice a pereților din beton armat cu goluri centrale sau a pereților compoziți cu profile metalice înglobate la extremități, cu secțiunea plină, fără goluri.

Astfel, a fost propus un program experimental prin care cinci pereți structurali construiți la scară redusă 1:3 (luând în considerare condițiile de testare din laborator) au fost testați ciclic până la cedare. Patru din cinci elemente au fost pereți structurali cu profile metalice parțial înglobate la extremități, iar unul din beton armat tradițional. De asemenea, patru din cei cinci pereți testați au prezentat o serie de goluri centrale, aliniat pe înălțime. În urma testelor efectuate, pereții compoziți cu goluri centrale au dezvoltat performanțe seismice superioare elementului din beton armat considerat ca referință. În cele din urmă, capacitatea portantă a pereților cu goluri centrale, raportată la cea determinată pe peretele plin, a fost semnificativ redusă. Rezultatele studiului teoretic și experimental astfel obținute, au fost concentrate pe mai multe capitole după cum urmează:

Capitolul 1 – Introducere

Capitolul 2 – Stadiul actual al cercetărilor

Capitolul 3 – Dimensionarea și proiectarea pereților compoziți

Capitolul 4 – Încercări experimentale

Capitolul 5 – Interpretarea rezultatelor experimentale

Capitolul 6 – Modelări și analize numerice

Capitolul 7 – Concluzii și contribuții personale

CUPRINS

CUPRINS	6
INDEX DE FIGURI	8
INDEX DE TABELE.....	14
INDEX CU NOTAȚII	15
1. INTRODUCERE	21
1.1 Motivația	21
1.2 Scopul tezei.....	22
1.3 Aplicații practice ale temei de cercetare	23
2. STADIUL ACTUAL AL CERCETĂRILOR	24
2.1 Pereți structurali din beton armat cu goluri centrale.....	24
2.2 Comportarea seismică a riglelor de cuplare.....	42
2.3 Pereți compoziți oțel-beton	54
2.4 Pereți compoziți oțel-beton cu goluri centrale.....	67
2.5 Clădiri cu structura alcătuită din pereți compoziți oțel-beton	70
2.6 Concluzii ale studiului bibliografic	75
3. DIMENSIONAREA ȘI PROIECTAREA PEREȚILOR COMPOZIȚI	76
3.1 Prevederi și recomandări conform NP033-99.....	76
3.2 Prevederi și recomandări pentru pereții compoziți conform SR EN 1994-1-1/2004 (Eurocode 4)	81
3.3 Prevederi antiseismice conform P100-1/2013.....	84
3.4 Prevederi antiseismice pentru pereți compoziți conform SR EN 1998-1-1 (Eurocode 8)	89
3.5 Grinzi de cuplare din beton armat – P100-1/2013	93
3.6 Grinzi de cuplare din beton armat – SR EN 1998-1 (Eurocode 8).....	98
4. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE	100
4.1 Program experimental de cercetare - Introducere.....	100
4.2 Caracteristici geometrice și detalii de alcătuire	100
4.3 Determinarea caracteristicilor materialelor utilizate	107
4.4 Standul experimental.....	112
4.5 Dispozitive utilizate pentru monitorizarea comportării pereților	114
4.6 Procedura de testare ciclică	116
4.7 Rezultatele încercărilor experimentale.....	119
4.7.1 Rezultatele primare ale elementului CSRCW-20-CO	119
4.7.2 Rezultatele primare ale elementului CSRCW-21-CO	121
4.7.3 Rezultatele primare ale elementului CSFRCW-22-CO.....	123
4.7.4 Rezultatele primare ale elementului RCW-23-CO	125
4.7.5 Rezultatele primare ale elementului CSRCW-10.....	127
4.7.6 Observații generale asupra modului de comportare a pereților	129

5. INTERPRETAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE	131
5.1 Prelucrarea rezultatelor experimentale	131
5.2 Performanța răspunsului ciclic.....	132
5.3 Analiza rigidității laterale a pereților.....	134
5.4 Analiza deformațiilor specifice	136
5.5 Analiza capacității portante.....	138
5.6 Analiza ductilității elementelor	142
5.7 Analiza stării de fisurare.....	144
5.8 Analiza modurilor de cedare	150
6. MODELĂRI ȘI ANALIZE NUMERICE	154
6.1 Introducere	154
6.2 Modelele numerice analizate	154
6.3 Caracteristicile de material considerate în FEM	157
6.4 Calibrarea numerică a materialelor componente.....	159
6.5 Calibrarea și validarea modelelor numerice.....	162
6.5.1 Rezultatele analizei numerice a elementului RCW-23-CO.....	162
6.5.2 Rezultatele analizei numerice a elementului CSRCW-21-CO	164
6.5.3 Rezultatele analizei numerice a elementului CSRCW-10	166
6.5.4 Rezultatele analizei numerice a elementului CSRCW-20-CO	168
6.5.5 Rezultatele analizei numerice a elementului CSFRCW-22-CO.....	170
6.6 Considerații privind analizele numerice.....	172
7. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE	173
7.1 Concluzii ale cercetării	173
7.2 Contribuții personale	175
7.3 Diseminarea rezultatelor cercetării	176
BIBLIOGRAFIE	178
Anexa A - Instrumentarea pereților structurali	187

INDEX DE FIGURI

Capitolul 2

Fig. 2.1 Evoluția clădirilor din beton armat	25
Fig. 2.2 Degradări structurale ale clădirii Mt. McKinley ca urmare a cutremurului din 1964 (5:36 PM), Anchorage, Alaska	26
Fig. 2.3 Gradul de afectare a structurilor formate din pereți cu goluri centrale	27
Fig. 2.4 Eficiența gradului de cuplare funcție de rigiditatea riglelor de cuplare și a montanților	27
Fig. 2.5 Creșterea forței tăietoare și axiale în montanți funcție de rigiditatea grinzilor de cuplare	28
Fig. 2.6 Variația momentului total la baza elementelor și a deplasării totale la vârf funcție de rigiditatea grinzilor de cuplare	28
Fig. 2.7 Variația forței axiale de la baza pereților și deplasarea la vârf	29
Fig. 2.8 Comportarea seismică a pereților în urma testelor experimentale	30
Fig. 2.9 Caracteristicile elementelor testate și rezultatele obținute în urma programului experimental de K. Nam Shiu	31
Fig. 2.10 Efectul redistribuirii forțelor tăietoare între montanți sub efectul forțelor laterale aplicate în regim ciclic	32
Fig. 2.11 Modul de comportare a elementului experimental cu 12 niveluri sub efectul ciclic al forțelor orizontale	33
Fig. 2.12 Curbele histeretice a elementelor CI-1 și PW-1 în urma testelor ciclice ...	34
Fig. 2.13 Influența capacității riglelor în comportarea histeretică a pereților cuplați	35
Fig. 2.14 Raportul minim a capacității portante între rigle și montanți în comportarea histeretică a pereților cuplați	35
Fig. 2.15 Moduri de cedare a pereților cuplați din beton armat cu goluri centrale	36
Fig. 2.16 Comportarea histeretică și modul de alcătuire a pereților CW-1 și CW-2	37
Fig. 2.17 Răspunsul structurii supuse acțiunii seismice induse de masa vibrantă	38
Fig. 2.18 Comportarea histeretică a elementului CW-RC	39
Fig. 2.19 Secvența apariției articulațiilor plastice în cadrul elementului CW1	39
Fig. 2.20 Răspunsul histeretic a elementului WS-0.23 în urma testelor experimentale	40
Fig. 2.21 Rezultatele comparative a elementelor cu goluri centrale S5-S6 ; SF5-SF6	40
Fig. 2.22 Starea de degradare a elementelor CSWD-1 ; CSWD-4	41
Fig. 2.23 Curba de comportare (stânga) și rezultatele eforturilor de întindere și compresiune dezvoltate la nivelul grinzilor de cuplare testate (dreapta)	42
Fig. 2.24 Efectul capacității la forfecare generat de etrieri asupra modului de cedare	43

Fig. 2.25 Mecanismul de preluare a forței tăietoare în lungul fisurii diagonale - forma deformată în stadiul ultim.....	43
Fig. 2.26 Modurile de cedare a riglelor de cuplare funcție de capacitatea la forfecare	44
Fig. 2.27 Comportarea riglelor de cuplare sub acțiunea forței tăietoare - N. Subedi	45
Fig. 2.28 Modul de armare a grinzilor testate: carcuse ortogonale și carcuse diagonale	46
Fig. 2.29 Curba de comportare a grinzilor de cuplare testate utilizând schemele de armare propuse de către J. R. Binney	46
Fig. 2.30 Modul de cedare a riglelor armate cu carcuse ortogonale (stânga) și cu carcuse diagonale	47
Fig. 2.31 Schema de armare și răspunsul histeretic al riglelor de cuplare C1 - C3	48
Fig. 2.32 Schema de armare și răspunsul histeretic al riglelor de cuplare C4 - C6	48
Fig. 2.33 Armarea elementelor și curbele de capacitate histeretice rezultate.....	49
Fig. 2.34 A. Kwan - curbele înfășurătoare a grinzilor de cuplare CCB1 - CCB12	49
Fig. 2.35 Schemele de armare studiate și răspunsul ciclic a grinzilor CB-1A, CB-2A, CB-4A.....	50
Fig. 2.36 Rezultatele obținute în teste experimentale de S. F. Brena	51
Fig. 2.37 Curbele de comportare rezultate în urma programului experimental	52
Fig. 2.38 Modul de armare și cedare a grinzilor de cuplare testate de Soo-Yeon Seo.....	52
Fig. 2.39 Schemele de armare a grinzilor propuse în cadrul studiului efectuat de Li	53
Fig. 2.40 Tipuri de secțiuni întâlnite la nivelul pereților compoziți: profile total sau parțial înglobate în beton	55
Fig. 2.41 Curbele histeretice dezvoltate de elementele testate W1, W2, W3].....	56
Fig. 2.42 Curbele înfășurătoare a elementelor testate de către Fei-Yu Liao	56
Fig. 2.43 Curbele de capacitate dezvoltate de elementele SW1-SW4	57
Fig. 2.44 Moduri de cedare înregistrate în cazul elementelor testate CSRCW1-CSRCW6	57
Fig. 2.45 Configurația secțiunii compuse a elementelor testate	58
Fig. 2.46 Influența reducerii raportului h/l (3,50; 1,50; 0,80) în comportarea histeretică a pereților	59
Fig. 2.47 Curba de comportare asimetrică a elementului SRCTW1	59
Fig. 2.48 Influența forței axiale normalizate, ariei profilelor respectiv a înălțimii pereților la evaluarea capacității portante sub diferite unghiuri ale solicitărilor rezultate.....	60
Fig. 2.49 Curbele înfășurătoare și detalii ale modurilor de cedare înregistrate de elementele SRCW1-5, RCW1	60
Fig. 2.50 Secțiunea transversală, curbele înfășurătoare respectiv nivelul degradărilor atins la nivelul țevilor metalice	62
Fig. 2.51 Curbele histeretice a pereților LW1, STRC.....	62
Fig. 2.52 Influența diversilor parametri în curbele de capacitate dezvoltate de elemente	63

Fig. 2.53 Standul experimental și secțiunile compuse ale pereților testați de J. Zhou.....	64
Fig. 2.54 Influența creșterii procentuale a armăturilor concentrate la extremități în comportarea histeretică a pereților compoziți	64
Fig. 2.55 Configurația pereților studiați și modul de cedare a zonelor de la extremități	65
Fig. 2.56 Geometria pereților studiați și secțiunea transversală.....	66
Fig. 2.57 Configurația pereților compoziți cu goluri centrale (Wanlin Cao)	67
Fig. 2.58 Curbele înfășurătoare înregistrate în urma studiului experimental și numeric realizat de W. Cao	68
Fig. 2.59 Geometria și rezultatele înregistrate asupra elementelor CW-SLB și CW-CLB	69
Fig. 2.60 Shimao Qianhai Project Tower 1	70
Fig. 2.61 One Excellence District.....	71
Fig. 2.62 Horoy Qianhai Guanze Office Towers.....	72
Fig. 2.63 Hangzou Longda Towers.....	73
Fig. 2.64 Harbin R&F Riverside New City – Ritz Carlton Hotel.....	74

Capitolul 3

Fig. 3.1 Metoda superpoziției pentru determinarea capacității portante la încovoiere cu efort axial aplicabilă pereților structurali compoziți	77
Fig. 3.2 Forțe suplimentare datorită frecării betonului cu tălpile adiacente.....	83
Fig. 3.3 Sisteme structurale compozite cu pereți structurali definiți de normativ	85
Fig. 3.4 Diagramele utilizate pentru determinarea eforturilor de proiectare la încovoiere și forfecare pentru zonele disipative și nedisipative ale pereților structurali	85
Fig. 3.5 Detalii de alcătuire ale zonelor de la extremitățile pereților	86
Fig. 3.6 Detalii generale pentru armarea transversală a elementelor compozite parțial înglobate în beton	88
Fig. 3.7 Tipurile de sisteme structurale cu pereți compoziți.....	89
Fig. 3.8 Detalii de alcătuire a zonelor de capăt a pereților compoziți	90
Fig. 3.9 Diagramele înfășurătoare pentru calculul la încovoiere și tăiere a pereților compoziți	91
Fig. 3.10 Secțiunea activă a grinzilor de cuplare monolite sau prefabricate.....	93
Fig. 3.11 Schematizarea zonelor deformabile și indeformabile în cazul riglelor de cuplare	94
Fig. 3.12 Modul de verificare și armare a grinzilor de cuplare.....	95
Fig. 3.13 Armarea grinzilor de cuplare cu carcasa ortogonale sau diagonale	97
Fig. 3.14 Modul de armare a grinzilor de cuplare cu carcasa diagonale.....	99

Capitolul 4

Fig. 4.1 Vedere generală a tipurilor de pereți incluși în programul experimental ..	101
Fig. 4.2 Detalii de alcătuire și armare: a) CSRCW-20-CO; b) CSRCW-21-CO.....	102
Fig. 4.3 Detalii de alcătuire și armare: c) CSFRCW-22-CO; d) RCW-23-CO	103
Fig. 4.4 Detalii de alcătuire și armare: e) CSRCW-10	103
Fig. 4.5 Secțiunile transversale la nivelul încastrării ale elementelor experimentale.....	104
Fig. 4.6 Faze caracteristice din timpul execuției elementelor.....	106

Fig. 4.7 Curba de comportare a oțelului la tracțiune pentru: b) bare de armătură; d) profile metalice, respectiv modul de rupere al epruvetelor a) bare de armătură; c) platbenzi metalice.....	109
Fig. 4.8 Moduri de cedare a epruvetelor cu dimensiunea de 100x100x550 mm la încovoiere.....	110
Fig. 4.9 Moduri de cedare a epruvetelor cu dimensiunea de 150x150x600 mm la încovoiere.....	111
Fig. 4.10 Curbele de comportare la solicitarea de încovoiere rezultate pe epruvetele prismatice testate.....	111
Fig. 4.11 Schema de ansamblu a standului experimental.....	112
Fig. 4.12 Vedere tridimensională a standului experimental.....	113
Fig. 4.13 Dispunerea instrumentelor de măsurat.....	115
Fig. 4.14 Configurația instrumentelor de monitorizare și măsurare a deformațiilor.....	115
Fig. 4.15 Curbe de comportare push-over folosind ATENA 2D.....	117
Fig. 4.16 Protocolul de testare ciclică.....	118
Fig. 4.17 Curba de comportare a elementului CSRCW-20-CO.....	119
Fig. 4.18 Modul de cedare a riglelor de cuplare a elementului CSRCW-20-CO.....	120
Fig. 4.19 Curba de comportare a elementului CSRCW-21-CO.....	121
Fig. 4.20 Modul de cedare a riglelor de cuplare elementului CSRCW-21-CO.....	122
Fig. 4.21 Curba de comportare a elementului CSFRCW-22-CO.....	123
Fig. 4.22 Degradarea elementelor componente elementului CSFRCW-22-CO.....	124
Fig. 4.23 Curba de comportare a elementului RCW-23-CO.....	125
Fig. 4.24 Modul de cedare a elementului RCW-23-CO.....	126
Fig. 4.25 Curba de comportare a elementului CSRCW-10.....	127
Fig. 4.26 Modul de cedare a elementului CSRCW-10.....	128
Fig. 4.27 Curbele de comportare histeretică a elementelor experimentale.....	130

Capitolul 5

Fig. 5.1 Curbe ciclice cu capacitate ridicată sau redusă de disipare a energiei seismice.....	131
Fig. 5.2 Curbele înfășurătoare a comportării ciclice a elementelor experimentale.....	132
Fig. 5.3 Studiu comparativ – curbele înfășurătoare a răspunsului ciclic.....	133
Fig. 5.4 Degradarea rigidității laterale a pereților structurali.....	135
Fig. 5.5 Rigiditatea inițială K_{first} a elementelor experimentale.....	135
Fig. 5.6 Deformații specifice înregistrate la nivelul profilelor metalice - pereți compoziți.....	137
Fig. 5.7 Deformațiile specifice înregistrate pe armături - RCW-23-CO deasupra nivelului de încastrare a elementului.....	138
Fig. 5.8 Modul de stabilire a limitei elastice.....	139
Fig. 5.9 Inițierea curgerii la nivelul profilelor metalice.....	140
Fig. 5.10 Analiza forțelor orizontale maxime dezvoltate de elemente.....	140
Fig. 5.11 Degradarea rezistenței λ , C2 față de C1.....	141
Fig. 5.12 Coeficientul de ductilitate evaluat de elementele experimentale.....	142
Fig. 5.13 Drift remanent - cedare a elementelor CSRCW-21-CO și RCW-23-CO... ..	143
Fig. 5.14 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 5 mm.....	145
Fig. 5.15 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 10 mm.....	146
Fig. 5.16 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 20 mm.....	147
Fig. 5.17 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 40 mm.....	148
Fig. 5.18 Starea de fisurare în momentul cedării elementelor.....	149

Fig. 5.19 Modul de cedare al peretelui compozit - CSRCW-20-CO.....	150
Fig. 5.20 Modul de cedare al peretelui compozit CSRCW-21-CO	151
Fig. 5.21 Detalii ale degradărilor la nivelul elementelor componente a peretelui compozit CSFRCW-22-CO	151
Fig. 5.22 Modul de cedare al peretelui structural RCW-23-CO	152
Fig. 5.23 Modul de cedare al peretelui compozit CSRCW-10	153

Capitolul 6

Fig. 6.1 Forma tridimensională a pereților studiați: cu goluri centrale și cu secțiunea plină.....	155
Fig. 6.2 Modul de asigurare a rezemării pereților la bază.....	155
Fig. 6.3 Modul de aplicare a încărcării verticale și orizontale la nivelul elementelor	156
Fig. 6.4 Geometria elementelor finite utilizate	156
Fig. 6.5 Modelarea armăturilor și discretizarea elementelor experimentale	157
Fig. 6.6 Comportarea betonului definite de legea uniaxială efort-deformație și funcția de cedare biaxială implementată	158
Fig. 6.7 Curbele de comportare pentru oțel considerate la nivelul armăturilor și a profilelor metalice înglobate la extremități în beton	158
Fig. 6.8 Curba de comportare la compresiune rezultată funcție de parametrii introduși la nivelul modelului de material	159
Fig. 6.9 Curbele de comportare la întindere de la nivelul armăturilor	159
Fig. 6.10 Modul de comportare a oțelului solicitat ciclic față de modul de solicitare monoton crescător înregistrat în urma unui test la tracțiune pură.....	160
Fig. 6.11 Curbele înfășurătoare a răspunsului ciclic pentru tipul de oțel S500 și S460.....	160
Fig. 6.12 Parametrii considerați pentru simularea curbelor de comportare la întindere și compresiune a betonului armat cu fibre metalice SFRC	161
Fig. 6.13 Curba de comportare efort - deplasare la încovoiere pentru SFRC.....	161
Fig. 6.14 Starea de eforturi unitare în armături; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru RCW-23-CO	162
Fig. 6.15 Comparatie privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului RCW-23-CO pe cale numerică (RCW-23-CO-FEM) cu cea experimentală (RCW-23-CO-EXP)	163
Fig. 6.16 Deformațiile specifice înregistrate la nivelul armăturilor din montați și riglele de cuplare	163
Fig. 6.17 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSRCW-21-CO	164
Fig. 6.18 Comparatie privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSRCW-21-CO pe cale numerică (CSRCW-21-CO-FEM) cu cea experimentală (CSRCW-21-CO-EXP)	165
Fig. 6.19 Deformații înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților, precum și la nivelul grinzilor de cuplare orizontale	165
Fig. 6.20 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSRCW-10.....	166
Fig. 6.21 Comparatie privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSRCW-10 pe cale numerică (CSRCW-10-FEM) cu cea experimentală (CSRCW-10-EXP).....	167
Fig. 6.22 Deformații înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților	167

Fig. 6.23 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSRCW-20-CO	168
Fig. 6.24 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSRCW-20-CO pe cale numerică (CSRCW-20-CO-FEM) cu cea experimentală (CSRCW-20-CO-EXP)	169
Fig. 6.25 Deformații specifice înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților în zona întinsă	169
Fig. 6.26 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSFRCW-22-CO.....	170
Fig. 6.27 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSFRCW-22-CO pe cale numerică (CSFRCW-22-CO-FEM) cu cea experimentală (CSFRCW-22-CO-EXP)	171
Fig. 6.28 Deformații specifice înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților în zona întinsă	171

Anexa A

Fig. A.1 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSRCW-20-CO	186
Fig. A.2 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSRCW-21-CO	188
Fig. A.3 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSFRCW-22-CO	190
Fig. A.4 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural RCW-23-CO.....	192
Fig. A.5 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSRCW-10	194

INDEX DE TABELE

Capitolul 3

Tab. 3.1 Valori admise pentru zveltețea pereților secțiunii transversale a armăturii rigide	79
Tab. 3.2 Valori maxime pentru verificarea condiției de voalare locală	82
Tab. 3.3 Rezistența la lunecare de calcul.....	82
Tab. 3.4 Valori ale factorului de comportare q pentru structuri cu pereți compoziți.....	84
Tab. 3.5 Valori ale raportului care exprimă capacitatea redundanței tipului de structuri	84
Tab. 3.6 Limitarea supleței pereților secțiunilor din oțel a elementelor compozite ..	87
Tab. 3.7 Capacitatea la lunecare de la interfața oțel-beton	87
Tab. 3.8 Factorii de comportare pentru sistemele structurale regulate în elevație..	90
Tab. 3.9 Relația dintre limita zvelteții pereților secțiunilor metalice și factorul de comportare	90
Tab. 3.10 Valorile rigidităților echivalente - grinzi de cuplare	93
Tab. 3.11 Procentele minime de armare secționale a barelor intermediare	96

Capitolul 4

Tab. 4.1 Matricea elementelor experimentale	101
Tab. 4.2 Parametrii de armare a elementelor experimentale.....	105
Tab. 4.3 Parametrii secțiunii transversale ale profilelor metalice	105
Tab. 4.4 Caracteristicile de rezistență ale betonului la compresiune.....	108
Tab. 4.5 Caracteristicile de rezistență ale oțelurilor utilizate	108
Tab. 4.6 Valorile forțelor axiale și a efortului axial normalizat	113
Tab. 4.7 Tipul instrumentelor de măsurat utilizate	115
Tab. 4.8 Drift procentual raportat la distanța între captorii D1-D2	118

Capitolul 5

Tab. 5.1 Valoarea forțelor orizontale la diferite niveluri ale driftului	139
Tab. 5.2 Valoarea factorilor de ductilitate.....	143

Capitolul 6

Tab. 6.1 Similitudinea rezultatelor experimentale cu cele obținute numeric	172
--	-----

Anexa A

Tab. A.1 Poziție instrumentare - CSRCW-20-CO	187
Tab. A.2 Poziție instrumentare - CSRCW-21-CO	189
Tab. A.3 Poziție instrumentare - CSFRCW-22-CO	191
Tab. A.4 Poziție instrumentare - RCW-23-CO.....	193
Tab. A.5 Poziție instrumentare - CSRCW-10	195

INDEX CU NOTAȚII

Capitolul 2

l_s	deschiderea liberă între montanți a riglelor de cuplare
D	înălțimea secțiunii transversale a grinzilor de cuplare
a	coeficient prin care se exprimă efectul golurilor asupra rigidității laterale a pereților cuplați
H	înălțimea totală a peretelui
I_b	momentul de inerție după axa maximă a grinzilor de cuplare
h_s	înălțimea unui etaj
b_s	lățimea grinzilor de cuplare între montanți
I	distanța dintre centrele de greutate ale montanților verticali
I_{c1}, I_{c2}	momentele de inerție a montanților după planul principal
A_{c1}, A_{c2}	aria secțiunii transversale ale montanților verticali
h	înălțimea secțiunii transversale a grinzii de cuplare
l	deschiderea liberă între montanți a riglei de cuplare
ϵ_u	alungirea specifică la rupere a oțelului
E	modul de elasticitate
I	moment de inerție
EI	rigiditatea la încovoiere a elementului
ϕ	diametrul barelor de armătură sau țevilor metalice
θ_u	capacitatea de deformare în stadiul ultim
h_w	înălțimea secțiunii transversale a peretelui
l_w	lungimea peretelui
θ	capacitatea de rotire a elementului
Δ_u	deplasarea la vârf în stadiul ultim

Capitolul 3

A_b	aria secțiunii din beton
A_r	aria secțiunii transversale a oțelului structural
E_b	modulul de elasticitate a betonului
E_r	modulul de elasticitate a oțelului structural
$Q_{b, cap}$	capacitatea la forfecare a secțiunii din beton armat
$Q_{r, cap}$	capacitatea la forfecare a secțiunii oțelului structural
$Q_{b1, cap}$	capacitatea corespunzătoare ruperii pe secțiune înclinată la forfecare
$Q_{b2, cap}$	capacitatea corespunzătoare lunecării longitudinale de la nivelul tălpii

	armăturii rigide și forfecarea secțiunii din beton armat la solicitarea de tăiere
L_{cap}	forța capabilă a conexiunii compozite oțel-beton
S_i	suprafața de conlucrare a conectorilor cu betonul
ΣP_{cap}	capacitatea la forfecare a conectorilor metalici
T_a	efortul unitar de aderență
P_{cap}	capacitatea la forfecare a gujoanelor
P_{1cap}	capacitatea la forfecare a gujoanelor prin forfecarea tijei acestora
P_{2cap}	capacitatea gujonului dată de zdrobirea locală a betonului ce-l înglobează
R_{co}	rezistența la curgere a oțelului din care este confecționat conectorul
R_c	rezistența la compresiune a betonului ce înglobează gujonul
d_{co}	diametrul conectorului
h_g, l_g	înălțimea respectiv lățimea golului
H	înălțimea unui nivel
I	distanța dintre axele bulbilor pereților analizați
ρ	indicele de contribuție a armăturii rigide
A_r	aria secțiunii transversale a armăturii rigide
R_r	rezistența oțelului din care este confecționată armătura rigidă
N_{pc}	capacitatea plastică a secțiunii compozite la compresiune
A_a	aria secțiunii transversale a armăturilor flexibile
R_a	rezistența caracteristică a oțelului armăturilor flexibile
b_t	lățimea tălpii secțiunii profilului metalic
t_t	grosimea tălpii secțiunii profilului metalic
h_i	înălțimea inimii secțiunii profilului metalic
t_i	grosimea inimii secțiunii profilului metalic
h_r	înălțimea secțiunii transversale a țevilor metalice
t	grosimea pereților secțiunii transversale a țevilor metalice
D_r	diametrul țevilor circulare
M	momentul încovoietor rezultat din calculul static
M_{cap}	momentul capabil al pereților compoziți
Q	forța tăietoare rezultată din calculul static
Q_{cap}	capacitatea secțiunii compozite la forfecare
Q_{p1}	forța tăietoare asociată fisurării betonului
Q_{p2}	forța tăietoare asociată ruperii elementului
b	lățimea peretelui analizat
h	lungimea peretelui analizat
R_t	rezistența la întindere a betonului
h_g	înălțimea golului
I_g	momentul de inerție a grinzii de cuplare după axa maximă de inerție
T_{gol}	forța de tracțiune pe direcția verticală sau orizontală rezultată în urma

	generării golului într-un perete
δ	indicele de contribuție al oțelului conform Eurocode 4
A_a	aria secțiunii transversale a oțelului structural conform Eurocode 4
f_{yd}	rezistența de calcul a oțelului din care este confecționată armătura rigidă
$N_{pl,Rd}$	capacitatea plastică a secțiunii compozite a pereților la compresiune
A_c	aria secțiunii transversale de beton armat a pereților compoziți conform Eurocode 4
f_{cd}	rezistența de calcul la compresiune a betonului
A_s	aria secțiunii transversale a barelor de armătură longitudinale
f_{sd}	rezistența de calcul a oțelului din care sunt confecționate barele de armătură
f_y	limita de curgere caracteristică a oțelului
K_0	coeficient de calibrare a rigidității la încovoiere
E_a	modulul de elasticitate al oțelului structural conform Eurocode 4
E_s	modulul de elasticitate al armăturilor longitudinale
E_{cm}	modulul de elasticitate secant al betonului determinat conform Eurocode 2
I_a	moment de inerție a secțiunii oțelului structural
I_s	moment de inerție a secțiunii transversale a armăturilor
I_c	moment de inerție a secțiunii din beton
T_{Rd}	rezistența de calcul la lunecare a secțiunilor de oțel înglobate în beton
P_{Rd}	capacitatea la forfecare a gujoanelor cu cap rotund conform Eurocode 4
P_{Rd1}	capacitatea la forfecare a gujoanelor dată de rezistența oțelului
P_{Rd2}	capacitatea la forfecare a gujoanelor dată de rezistența la compresiune locală a betonului care înglobează gujonul
h_{sc}	lungimea conectorului metalic
d	diametrul gujonului metalic
f_u	rezistența ultimă la întindere a oțelului
f_{ck}	rezistența caracteristică la compresiune a betonului
γ_v	coeficient parțial de siguranță pentru oțel considerat la evaluarea capacității la forfecare a gujoanelor metalice
μ	coeficient de frecare
F_{ten}	forță de frecare
q	factor de comportare
k_w	coeficient care ia în considerare forma geometrică a pereților la evaluarea capacității de deformare a acestora
α_u/α_1	redundanța structurii analizate
α_0	raportul dintre înălțimea și lungimea pereților
h_w	înălțimea peretelui analizat
l_w	lungimea peretelui analizat
x_u	înălțimea zonei comprimate a peretelui
Ω	suprarezistența la încovoiere a peretelui
ε	coeficient subunitar luat în calculul clasei de secțiuni a elementelor metalice

c	lungimea secțiunii în consolă a peretelui metalic analizat
t_f	grosimea tălpii secțiunii în consolă a peretelui metalic analizat
t_w	grosimea inimii secțiunii transversale a profilului metalic analizat
ω_{wd}	coeficient volumetric de armare a armăturilor de confinare din zona critică a pereților
v_d	forța axială normalizată
μ_φ	factorul ductilității de curbură
$\varepsilon_{sy,d}$	deformația specifică la curgere a oțelului
b_c	grosimea elementului
b_0	lățimea miezului de beton confinat
s	distanța dintre etrierii de confinare
d_{bL}	diametrul minim al barelor suplimentare longitudinale
d_{bw}	diametrul minim al etrierilor
f_{ydL}	limita de curgere a oțelului caracteristică a barelor longitudinale din bulbi
f_{ydw}	limita de curgere a oțelului caracteristică a etrierilor din bulbi
l_{cl}	lungimea liberă a grinzii de cuplare
h_f	grosimea plăcii din beton armat
I_{eq}	momentul de inerție echivalent
A_{eq}	aria secțiunii transversale echivalente
h_{gr}	înălțimea grinzii de cuplare
h_s	înălțimea de nivel
V_{Ed}	forța tăietoare de calcul rezultată din analiza statică
γ_{Rd}	coeficient ce ține seama de efectul de consolidare al oțelului
M_{Rdb}	momentul capabil al grinzii
ζ	raportul dintre forța tăietoare minimă și cea maximă într-o secțiune analizată a grinzilor
$V_{Ed,min}$	forța tăietoare minimă pe secțiune
$V_{Ed,max}$	forța tăietoare maximă pe secțiune
f_{ctd}	rezistența la întindere a betonului de calcul
d	înălțimea utilă pe secțiunea transversală a grinzilor
A_{si}	aria secțiunii transversale a armăturilor considerate în calcul
α	unghiul de înclinare a armăturilor înclinate
A_{sw}	aria armăturilor transversale considerate în calcul
A_{sh}	aria secțiunii transversale a armăturilor orizontale intermediare
$f_{yd,h}$	rezistența de calcul a oțelului de la nivelul armăturilor orizontale
d_{bi}	diametrul fretei

Capitolul 4

Φ	diametrul barelor de armătură
δ	indicele de contribuție a oțelului
t	grosimea pereților profilului metalic
h_w	înălțimea inimii profilului metalic
b_w	lățimea tălpii profilului metalic
A_s	aria secțiunii transversale a profilului metalic
$f_{ck,cil}$	rezistența caracteristică determinată pe cilindri a betonului
$f_{cm,cil}$	rezistența medie la compresiune determinată pe cilindri la 28 de zile
$f_{cm,cub}$	rezistența medie la compresiune determinată pe cuburi la 28 de zile
E_{cm}	modulul de elasticitate secant al betonului
f_{yk}	limita de curgere a oțelului
f_u	rezistența ultimă la tracțiune a oțelului
A_t	alungirea totală la tracțiune a oțelului corespunzătoare rezistenței ultime
E	modulul de elasticitate al oțelului
N_{Ed}	forța axială de calcul
$N_{pl,Rd}$	capacitatea plastică a secțiunii la compresiune
v_d	forța axială normalizată
Δ_y	deplasarea la curgere a elementului pe curba histeretică
Δ_u	deplasarea laterală ultimă corespunzătoare pragului de cedare
Δ	deplasarea la vârf a elementului
R	capacitatea de rotire a barei exprimată procentual
μ	factor de ductilitate
H	înălțimea elementului analizat
ε_s	deformația specifică de alungire a oțelului
EI	rigiditatea laterală a elementului analizat

Capitolul 5

K_i	rigiditatea la acțiuni orizontale
K_{first}	rigiditatea laterală inițială a elementului corespunzătoare deplasării impuse
K_y	rigiditatea laterală corespunzătoare limitei elastice a elementului
K_{max}	rigiditatea laterală corespunzătoare forței orizontale maxime înregistrate
$K_{85\%}$	rigiditatea laterală corespunzătoare cedării elementului
ε_s	deformația specifică de alungire a oțelului
P_{cr}	forța orizontală corespunzătoare inițierii primelor fisuri
P_y	forța orizontală corespunzătoare limitei elastice
P_{max}	forța orizontală maximă înregistrată pe curba histeretică
$P_{85\%}$	forța orizontală corespunzătoare pragului de cedare

Δ	driftul de nivel
$C1$	ciclurile primare de solicitare
$C2$	ciclurile secundare de solicitare
λ	degradarea de capacitate dintre ciclurile de solicitare
F_{C1}	forța orizontală corespunzătoare primului ciclu de solicitare
F_{C2}	forța orizontală corespunzătoare primului ciclului secundar de solicitare
Δ_y	deplasarea la curgere a elementului pe curba histeretică
$\Delta_{85\%}$	deplasarea laterală ultimă corespunzătoare pragului de cedare
μ	factorul de ductilitate

Capitolul 6

f_{cu}	rezistența medie la compresiune determinată pe cuburi la 28 de zile
E	modulul de elasticitate al oțelului
σ_y	limita de curgere a oțelului
H	modulul de elasticitate aferent zonei de consolidare a oțelului
ε_s	deformația specifică de alungire a oțelului
$R, k1,$ $k2$	coeficienți ce definesc forma curbei înfășurătoare de comportare a oțelului
f_t	rezistența la întindere a betonului
f_c	rezistența la compresiune a betonului determinată pe cilindri
σ	efort de întindere
ε_f	raportul dintre valoarea în deschidere a unei fisuri raportată la dimensiunea unui element finit în programul de analiză numerică
ε_c	deformații specifice la compresiune a betonului
$F_{u,EXP}$	forța orizontală maxim înregistrată experimental pe curba înfășurătoare
$F_{u,FEM}$	forța orizontală maxim înregistrată numeric pe curba înfășurătoare

1. INTRODUCERE

1.1 Motivația

Tema de cercetare aparține domeniului Ingineriei Civile și prezintă ca direcție principală, studiul comportării la acțiuni seismice a pereților structurali compoziți cu profile metalice înglobate din cadrul clădirilor multietajate. Tema de cercetare este dedicată în principal specialiștilor din domeniul construcțiilor, proiectanți, executanți sau cercetători.

Clădirile noi proiectate sau funcțional reabilite, prezintă în zilele noastre un concept arhitectural din ce în ce mai complex, cu un design modernist, la care de cele mai multe ori, structura de rezistență este departe de a prezenta regularitate în plan sau în elevație. Acest lucru generează complicații mai ales în cazul în care, clădirea prezintă un regim de înălțime semnificativ și este amplasată în zone cu intensități importante ale acțiunii vântului sau cutremurelor. Aceste acțiuni pot fi determinante în dimensionarea structurilor pentru asigurarea unei rigidități laterale semnificative atât în cazul stării limită de serviciu cât și în cazul stării limite ultime.

De-a lungul timpului o serie largă de sisteme structurale pentru clădiri au fost studiate, pentru a asigura stabilitatea generală împotriva unor astfel de acțiuni. Pereții structurali ca elemente verticale de rezistență, sunt cu precădere cei mai indicați și utilizați pentru creșterea rigidității laterale a structurilor, practic pentru contravântuirea acestora. În general, aceștia pot fi grupați în nuclee formate din mai mulți pereți structurali sau ca elemente individuale, sub formă de pereți lamelari, conectați cu alte sisteme secundare pentru preluarea forțelor orizontale, precum structurile în cadre bidirecționale. Totodată, funcție de modul în care sunt amplasați în structura de rezistență, aceștia pot să prezinte diverse goluri, a căror dimensiuni și poziție dictează configurația (pereți cuplați, cu goluri centrale sau decalate pe verticală) respectiv modul de comportare și cedare. Golurile pot fi executate și ulterior din motive funcționale sau tehnologice. Pereții structurali din beton armat sunt des întâlniți în cazul structurilor multietajate, datorită performanțelor seismice superioare pe care aceste elemente le dezvoltă, capacității de deformare ridicate în domeniul post-elastic, a rezistenței și rigidității crescute în planul acestora. De cele mai multe ori, elementele prezintă însă și o serie de dezavantaje, preponderent din punct de vedere tehnologic: deseori ținând cont de condițiile arhitecturale, procentele de armare de la extremitățile pereților pot să prezinte valori ridicate, rezultând o cantitate semnificativă de armături care îngreunează procesul tehnologic de punere în operă.

Pornind de la un proiect de cercetare privind comportarea pereților compoziți oțel-beton derulat în cadrul Facultății de Construcții a Universității Politehnica Timișoara, au fost propuse de către autor și de către îndrumătorii științifici, pentru a fi studiate atât teoretic cât și experimental o serie de soluții inovative pentru îmbunătățirea comportării ciclice a pereților din beton armat cu secțiunea plină sau cu goluri la încărcări orizontale (seism).

1.2 Scopul tezei

Pereții structurali din beton armat sunt printre cele mai studiate elemente în domeniul ingineriei civile, datorită importanței și a gradului de utilizare ridicat, fiind des utilizați în cazul clădirilor multietajate pentru sporirea rigidității laterale de ansamblu a structurilor.

Teza de doctorat urmărește continuarea studiilor teoretice și experimentale, realizate în cadrul departamentului C.C.I., ce tratează ca subiect principal, identificarea unor soluții inovative pentru pereții structurali compoziți oțel-beton, cu profile metalice înglobate la extremități, pentru creșterea performanțelor seismice, în mod comparativ cu a celor din beton armat considerați ca referință.

În cadrul departamentului, o primă serie de cinci elemente experimentale, pereți compoziți cu profile metalice înglobate la extremități sub diverse configurații secționale, a fost studiată de către dr.ing. Alexandru Fabian, rezultatele obținute în urma testelor fiind raportate în literatura de specialitate încă din anul 2007. Studiile au arătat performanțe asemănătoare sau chiar superioare ale pereților structurali cu secțiunea compusă oțel-beton față de cele înregistrate de pereții din beton armat tradițional, dacă în mod proporțional, armătura flexibilă din bulbi înglobată la extremități, cu aceeași capacitate la întindere este înlocuită cu profile metalice din oțel, laminate la cald sau realizate din table sudate.

O altă abordare, concentrată într-o altă serie de pereți compoziți, prin care s-a încercat înlocuirea completă a armăturilor longitudinale și verticale din câmpul elementelor experimentale, cu un beton armat dispers cu fibre metalice, plasând doar profile metalice înglobate la extremități, a fost aprofundată de drd.ing. Emanuela Boita începând cu anul 2015. În urma testelor experimentale efectuate, pereții au dezvoltat moduri fragile de cedare, prin dezvoltarea unor fisuri diagonale, asociate mecanismului de cedare la forță tăietoare. Practic, elementele au prezentat o comportare deficitară, care nu este favorabilă structurilor amplasate în zone seismice.

Studiile anterioare efectuate au avut ca obiect principal de studiu pereți structurali cu secțiunea plină, care au fost concepuți sub diverse configurații secționale, utilizând atât betonul armat cât și betonul armat dispers cu fibre în încercarea îmbunătățirii performanțelor structurale sau identificării unor soluții alternative de utilizare, a pereților din beton armat convențional. În același timp, în practica, elementele structurale de rezistență prezintă deseori goluri atât din rațiuni arhitecturale cât tehnologice, ce pot reduce semnificativ capacitatea portantă a secțiunii brute sau să schimbe modul de comportare a acestora. Tipurile de goluri cel mai des întâlnite în cazul elementelor verticale de suprafață sunt golurile de uși sau ferestre, care necesită a fi luate în considerare în calculul structurilor. În literatura de specialitate, astfel de studii aprofundate asupra pereților structurali compoziți cu goluri centrale sau decalate pe verticală, după cunoștințele autorului, sunt relativ restrânse și necesită a fi extinse, atât experimental cât și teoretic.

Așadar, obiectivul tezei de doctorat este studiul avansat al pereților structurali compoziți cu goluri centrale, cu profile metalice parțial înglobate la extremități și rigle de cuplare armate cu carcasa ortogonală. Soluțiile propuse studiate sunt analizate ca o alternativă a pereților tradiționali din beton armat. Deoarece pentru pereții compoziți, asigurarea conexiunii complete dintre oțelul structural și betonul armat constituie un parametru determinant în stabilirea capacității portante și a capacității de deformare, sunt propuse a fi studiate și diverse tipuri de conexiuni dintre oțelul structural și panoul de inimă din beton a pereților, precum și betonul armat dispers cu fibre în locul celui tradițional.

1.3 Aplicații practice ale temei de cercetare

Tema de cercetare prezintă o serie de informații și rezultate care pot fi utilizate atât de specialiști și cercetători din domeniul construcțiilor civile cât și de proiectanți în construcții care se confruntă cu găsirea unor soluții constructive alternative eficiente, atât pentru structurile metalice cât și pentru cele hibride. Tema vizează, în special construcțiile multietajate, la care nivelul solicitărilor asupra elementelor structurale este unul semnificativ, însă totodată poate avea o aplicabilitate practică și în cazul construcțiilor de tip curent cu regim mic de înălțime, care prezintă probleme de conformare structurală sau cerințe structurale ridicate în ceea ce privește creșterea rezistenței sau a capacității de deformare. În cadrul temei de cercetare sunt prezentate soluțiile utilizate la realizarea elementelor experimentale, geometria de ansamblu, detaliile de armare, calitatea materialelor puse în operă, precum și rezultatele înregistrate pe cale experimentală și teoretică. De asemenea, sunt menționate anumite avantaje și dezavantaje rezultate în anumite etape a studiului.

2. STADIUL ACTUAL AL CERCETĂRILOR

2.1 Pereți structurali din beton armat cu goluri centrale

Clădirile cu structura din beton armat au cunoscut o evoluție remarcabilă în timp începând cu anul 1904, când a fost construit pentru prima dată în lume, de către inginerul-arhitect englez Ernest L. Ransome, primul zgârie-nori Ingalls Building în Cincinnati, Ohio, S.U.A. [1]. În momentul respectiv, fiind în premieră o astfel de construcție utilizând betonul armat, o mulțime de speculații au avut loc din partea populației, crezându-se că odată cu decofrarea elementelor structurale, acestea își vor pierde stabilitatea sub propria greutate sau în faze ulterioare, din cauza gradului de fisurare a betonului, în timpul procesului de consolidare. În final, aceste speculații s-au dovedit a fi greșite, confirmându-se eficiența betonului armat pentru astfel de clădiri. Structura de rezistență a clădirii construite a avut în componența sa planșee din beton armat cu grinzi bidirecționale, stâlpi rectangulari, o rețea de pereți lamelari perimetrali cuplați, executate monolit. Clădirea a fost concepută pe 16 niveluri, având o formă rectangulară, cu dimensiunea în plan de 15,30x30,50 m și aproximativ 64 m în elevație [2]. Într-un mod asemănător, în New York în anul 1915 avea să fie construit un alt zgârie-nori din beton armat [3] tot cu 16 niveluri, dintre care ultimele patru de la partea superioară, retrase, dezvoltate sub forma unui turn, pe fațadele cărora avea să fie amplasat un dispozitiv circular care indica ora exactă, fapt în urma căruia i-a fost atribuită clădirii denumirea de ClockTower. Structura de rezistență a primelor 12 niveluri, a fost alcătuită în principal din cadre bidirecționale și planșee din beton armat. La partea superioară așa cum este ilustrat în Fig. 2.1 (b), structura perimetrală a turnului a fost alcătuită din grinzi din beton armat și pereți lamelari, care rezemau pe structura principală a clădirii. În primă fază, clădirea a fost proiectată în scop industrial, având o suprafață totală de aproximativ 23,225 m². În toată această perioadă, la nivelul secolului XX, în Europa, printre cele mai înalte clădiri din beton armat, au fost construite în Franța [4], Spania și Italia [5].

În anul 1926, Edificio de Telefónica de España [6] în Madrid, a fost prima clădire cu structura din beton armat considerată ca fiind cea mai înaltă din Europa. Ulterior, în anul 1954, Torre de Madrid [7] înălțime de 142 m și 36 de niveluri a deținut acest record până în anul 1967. Între anii 1956-1958, Velasca Tower (106 m și 29 de etaje) Fig. 2.1 (c) [8] a fost de asemenea, printre primele clădiri cu structura din beton armat care a depășit pragul de 100 m înălțime în Europa, fiind construită în Milano, Italia. Sistemul structural a fost alcătuit din cadre din beton armat perimetrale și pereți structurali concentrați în zona centrală a clădirii care, din considerente arhitecturale, au prezentat goluri de diferite dimensiuni necesare pentru accesarea spațiilor interioare [9]. În ansamblu, clădirea a prezentat regularitate în plan orizontal, o dezvoltare relativ monotonă cu elemente repetitive și aparente pe exteriorul clădirii în plan vertical, fiind proiectată în baza unui stil arhitectural care a fost regăsit la majoritatea clădirilor de locuit, construite în această perioadă de timp [10]. În Fig. 2.1 (d), ca exemplu general, în baza aceluiași stil arhitectural o mulțime de clădiri de locuit cu structura din beton armat de tip fagure, formată din pereți structurali cuplați sau izolați, având peste 20-25 de

niveluri, au fost concepute mai mult din rațiuni funcționale, încât costul să fie cât mai redus iar execuția să se desfășoare cât mai rapid și ușor din punct de vedere tehnologic.



a) Ingalls Building, 1903 [1], [11]



b) Clocktower Building, 1914 [3]



c) Velasca Tower, 1956 [8]



d) Highbridge House, 1972 [12]

Fig. 2.1 Evoluția clădirilor din beton armat

În secolul XX au avut loc și unele dintre cele mai devastatoare acțiuni seismice, de intensitate ridicată, care au condus la nenumărate pagube materiale și situații tragice omenești. În urma acțiunii acestora, multe dintre clădirile construite s-au prăbușit iar altele au fost semnificativ avariate, punând în evidență anumite deficiențe și moduri de cedare neobișnuite ale elementelor structurale, cauzate de o serie de factori, precum execuția sau dimensionarea necorespunzătoare a acestora. În cazul structurilor din beton armat, aceste deficiențe au fost evidențiate de cedări premature sau fragile dezvoltate de elementele structurale, caracterizate prin zdrobiri ale betonului sau fisurarea excesivă, care au afectat astfel capacitatea portantă și comportarea seismică de ansamblu. La nivelul structurilor cu pereți cuplați, în general au fost observate degradări semnificative atât la nivelul riglelor de cuplare cât și a pereților verticali. În Fig. 2.2 este ilustrat un caz, al unei clădiri cu 14 niveluri avariata în urma cutremurului din 27 martie 1964 (Alaska) la care riglele de cuplare au fost puternic avariate, pe toată înălțimea clădirii. În schimb, din cauza rigidității și a capacității mult mai semnificative în raport cu cele ale grinzilor, montanții verticali au prezentat degradări structurale doar la nivelul încăstrării. Cedarea riglelor de cuplare care aparent au prezentat raportul laturilor aproximativ egal cu unu (Fig. 2.2) a fost caracterizată de fisurarea diagonală cu caracter remanent, respectiv de zdrobiri și desprinderi ale secțiunii de beton armat neconfinat. În cazul clădirii Saint John's Hospital (Fig. 2.3) în urma unor astfel de evenimente, s-a putut observa faptul că montanții care au prezentat dimensiuni mai reduse în comparație cu cele ale grinzilor de cuplare sau au prezentat variații de lățime pe înălțimea clădirii, au dezvoltat moduri fragile de cedare, înainte ca riglele de cuplare să cedeze. Acest lucru a fost cel mai bine ilustrat la nivelul fațadelor, unde au fost înregistrate degradări structurale atât ale elementelor verticale, cât și ale celor orizontale, datorită schimbului de rigiditate între elementele componente ale structurii de rezistență.



Fig. 2.2 Degradări structurale ale clădirii Mt. McKinley ca urmare a cutremurului din 1964 (5:36 PM), Anchorage, Alaska [13]-[16]

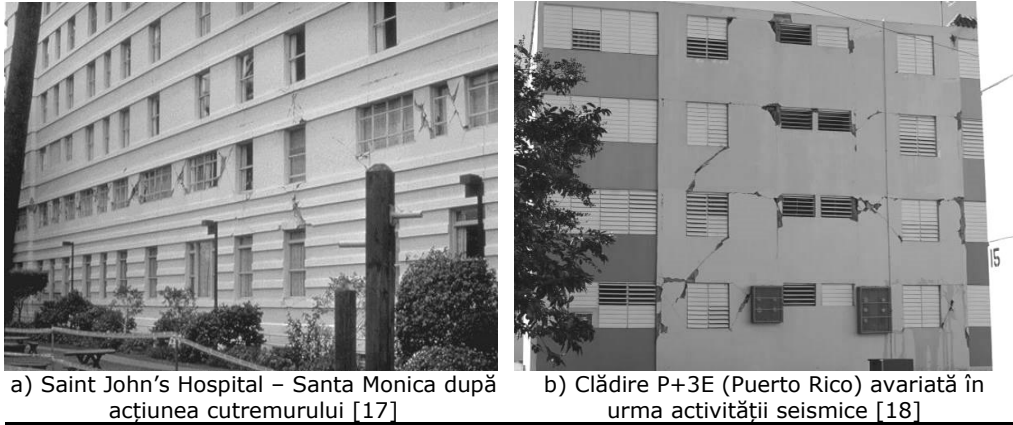


Fig. 2.3 Gradul de afectare a structurilor formate din pereți cu goluri centrale

Înregistrându-se așadar moduri de cedare fragile ale elementelor structurale, în urma acțiunii cutremurelor, o întreagă atenție s-a acordat asupra acestui fapt, astfel încât o serie de studii teoretice și experimentale au fost inițiate pentru a consolida cunoștințele practice și teoretice pentru asemenea structuri.

În 1974, A. R. Santhakumar [19] prezintă rezultatele unor studii teoretice și experimentale aprofundate, asupra comportării seismice a pereților cuplați din beton armat cu goluri centrale. Prin intermediul unui studiu parametric, considerând un model plan al unui perete cuplat cu 20 de niveluri, autorul a studiat modul în care geometria și armarea grinzilor de cuplare, respectiv a montanților, influențează gradul de cuplare a elementului, eforturile interne și rigiditatea laterală a acestuia per ansamblu, sub efectul forțelor orizontale.

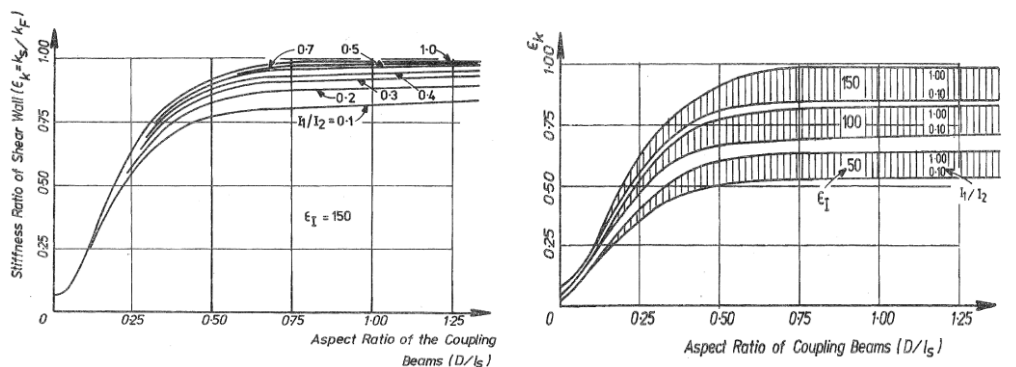


Fig. 2.4 Eficiența gradului de cuplare funcție de rigiditatea riglelor de cuplare și a montanților [19]

Modificând lungimea grinzilor de cuplare (l_s) între montanți, păstrând constantă aceeași secțiune, în baza studiului parametric s-a constatat că rigiditatea laterală a pereților cuplați este influențată semnificativ de acest aspect. S-a demonstrat că rigiditatea laterală a sistemului este influențată și de diferențele de rigiditate dintre montanți, dacă secțiunea transversală a acestora nu este identică, rigiditatea laterală reducându-se la diferențe semnificative între secțiunile transversale ale acestora (Fig. 2.4).

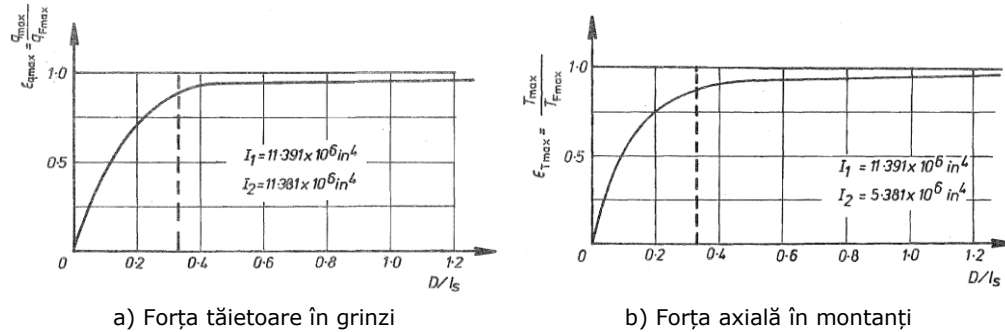


Fig. 2.5 Creșterea forței tăietoare și axiale în montați funcție de rigiditatea grinzilor de cuplare [19]

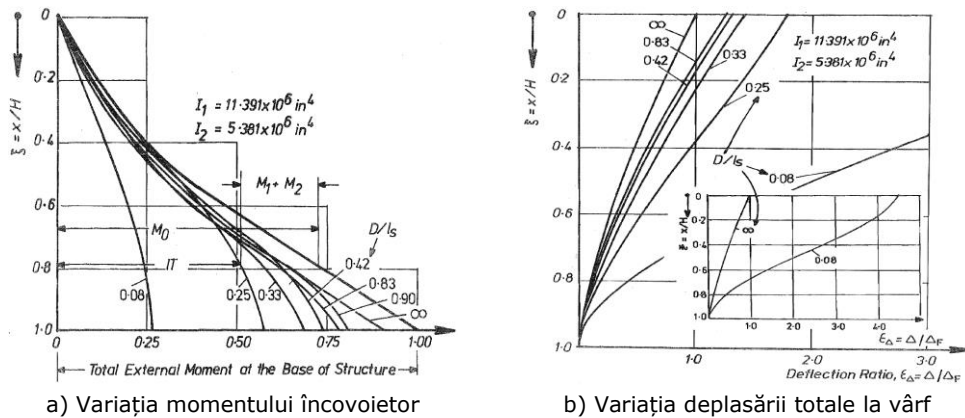


Fig. 2.6 Variația momentului total la baza elementelor și a deplasării totale la vârf funcție de rigiditatea grinzilor de cuplare [19]

În ceea ce privește starea de eforturi interne, A. R. Santhakumar [19] a înregistrat variații importante ale forțelor tăietoare (Fig. 2.5 a.) la nivelul grinzilor de cuplare, a forțelor axiale la nivelul montaților (Fig. 2.5 b.), a momentelor încovoietoare de la baza pereților (Fig. 2.6 a.) și a deplasării laterale întregului sistem (Fig. 2.6 b.) funcție de rigiditatea la încovoiere a grinzilor de cuplare, exprimate prin raportul înălțime/lungime (D/I_s). Astfel, starea de eforturi interne și rigiditatea laterală a sistemului este sensibil neliniară până în jurul valorii 0,40–0,50 a acestui raport, după care influența gradului de cuplare asupra comportării este mai redusă. În general, la nivelul structurilor, geometria grinzilor de cuplare rezultă în funcție de mărimea golurilor considerate în pereți, din rațiuni arhitecturale și funcționale, astfel încât în acest context, golurile prezintă un impact semnificativ în comportarea de ansamblu a pereților cuplați.

Iain A. MacLeod [20] stabilește prin intermediul coeficientului α evaluat conform Rel. 2.1 efectul golurilor asupra comportării de ansamblu a pereților sub efectul forțelor orizontale. Dacă valoarea evaluată a acestuia, este mai mare de 8,0 pereții prezintă o comportare unitară asemeni unei console verticale, golurile neinfluențând semnificativ rigiditatea laterală a pereților, iar pentru valori mai mici de 4,0 ale acestui parametru, comportarea pereților devine asemănătoare unui cadru.

$$a = \sqrt{\frac{12 I_b}{h_s b_s^3} \left(\frac{l^2}{I_{c1} + I_{c2}} + \frac{A_{c1} + A_{c2}}{A_{c1} A_{c2}} \right)} \quad (\text{Rel. 2.1})$$

Rel. 2.1 Efectul golurilor asupra rigidității laterale a pereților [20], unde:

I_b – Momentul de inerție după axa maximă a grinzilor de cuplare
 h_s – înălțimea unui etaj
 b_s – lățimea grinzilor de cuplare între montanți (deschiderea liberă)
 l – distanța dintre centrele de greutate ale montanților verticali
 I_{c1}, I_{c2} – momentele de inerție a montanților după planul principal
 A_{c1}, A_{c2} – aria secțiunii transversale ale montanților verticali

Considerând în studiul parametric acest coeficient, A. R. Santhakumar [19] ilustrează grafic (Fig. 2.7) influența efortului axial la baza pereților și deplasarea la vârf a acestora, funcție de efectul golurilor în comportarea de ansamblu. Astfel, rigiditatea și eficiența gradului de cuplare a pereților cuplați crește semnificativ când α prezintă valori peste 3,5-4,0.

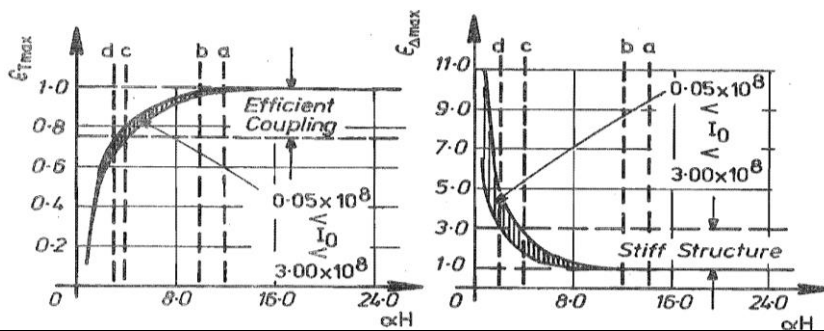


Fig. 2.7 Variația forței axiale de la baza pereților și deplasarea la vârf funcție de coeficientul α [19]

Suplimentar față de studiul parametric, A. R. Santhakumar [19] a investigat experimental comportarea seismică a doi pereți cuplați din beton armat, cu goluri centrale realizați la scară redusă 1:4, care au fost testați în regim cvasi-static până la cedare. Elementele experimentale au fost proiectate după modelul unui perete structural cu 7 niveluri, având $\approx 5,50$ m înălțime, $\approx 1,60$ m lățime și ≈ 10 cm grosime. Riglele de cuplare au prezentat raportul înălțime/lățime 0,80, iar armarea acestora s-a realizat în două moduri, cu carcasse ortogonale (Element A) și carcasse diagonale (Element B) așa cum este prezentat în Fig. 2.8. Clasa de rezistență a betonului utilizat a fost echivalentă cu C30/37, iar a armăturilor din riglele de cuplare S355 și S460. În urma cercetărilor experimentale, autorul precizează faptul că, prin proiectarea și detalierea corespunzătoare a pereților cuplați din beton armat, aceștia pot fi înzestrați cu un nivel înalt al ductilității, astfel încât structurile concepute cu astfel de pereți, pot rezista unor cutremure de intensități semnificative fără a pune în pericol stabilitatea acestora.

De asemenea, mai multe aspecte legate de modul de comportare a elementelor testate au fost înregistrate și evidențiate. Unul dintre acestea, a fost legat de degradarea sporită a capacității la forfecare a betonului în zonele critice, potențial plastice de la baza montanților verticali, odată cu creșterea deplasării la vârf a elementelor. În stadiul ultim, capacitatea portantă a montantului întins s-a

redus semnificativ, sub influența forței axiale de întindere rezultate ca efect al momentului de răsturnare dezvoltat la baza pereților, astfel încât aproape toată forța tăietoare de bază a elementului a fost preluată de montantul comprimat (75% în cazul elementului B). Datorită armării diagonale a riglelor de cuplare, elementul B a dezvoltat o comportare ciclică asemănătoare structurilor metalice, disipând o cantitate de două ori mai ridicată a energiei seismice, față de elementul experimental A. La nivelul elementelor horizontale, riglele de cuplare armate diagonal au prezentat o capacitate portantă superioară celor armate cu carcasse ortogonale, cu cel puțin 30%. De asemenea, degradarea de rigiditate înregistrată a fost de aproximativ două ori mai redusă.

Influența modului de armare diferit în comportarea seismică a grinzilor de cuplare a putut fi observată prin comparație între elemente și forma buclor histeretice înregistrate. Astfel, din cauza stării de fisurare inițiale, riglele de cuplare armate ortogonal, au prezentat o scădere de rigiditate mai semnificativă încă de la nivelul primelor cicluri de încărcare-descărcare alternate. Cedarea riglelor de cuplare armate ortogonal s-a produs fragil, prin forfecarea și lunecarea secțiunii de beton la fața montanților, așa cum este ilustrat în Fig. 2.8 a. Conform observațiilor autorului, creșterea gradului de confinare cu etrieri nu rectifică în totalitate acest neajuns al comportării slab disipative a grinzilor de cuplare armate ortogonal. În schimb, prin armarea diagonală acest efect este redus forța tăietoare fiind preluată aproape în întregime de armăturile diagonale, în principal etrierii verticali în acest caz având rol doar de a preveni flambajul barelor comprimate.

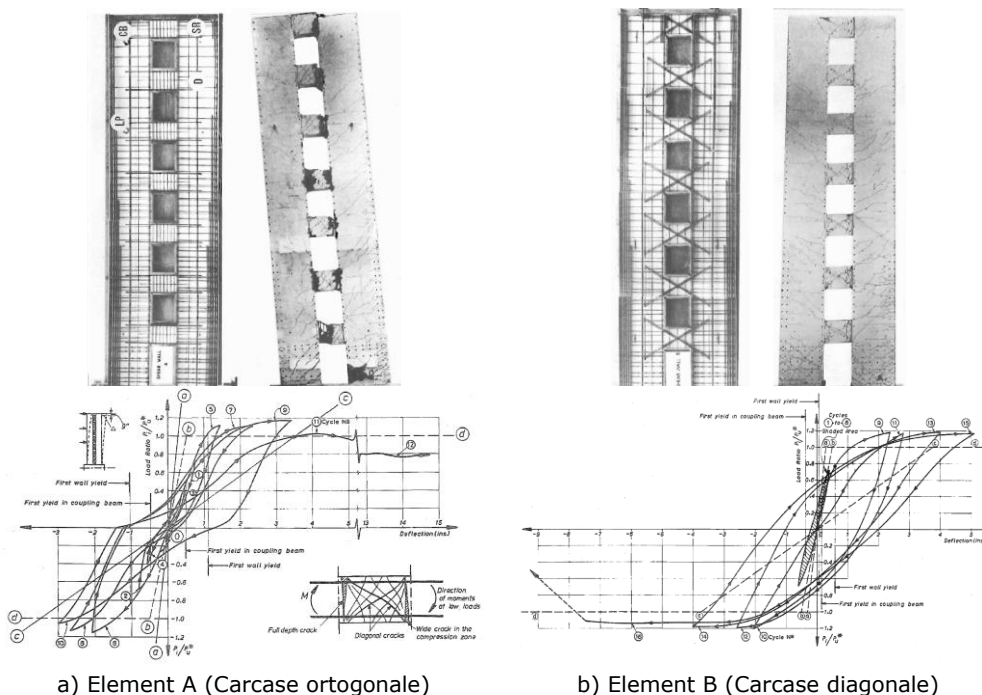


Fig. 2.8 Comportarea seismică a pereților în urma testelor experimentale [19]

K. Nam Shiu et al. [21] recomandă ca gradul de cuplare generat de acțiunea grinzilor de cuplare să fie limitat la $\approx 30\%$ pentru a maximiza eficiența utilizării componentelor individuale în disiparea energiei seismice induse de cutremur. Investigând doi pereți cuplați (CS-1 și RCS-1) proiectați la scară redusă 1:3 cu 6 niveluri, K. Nam Shiu a constatat că dimensiunea secțiunii transversale și rezistența grinzilor de cuplare influențează performanța ciclică a sistemului de pereți cuplați. Riglele de cuplare proiectate au avut raportul înălțime/lățime 0,40-0,48 și secțiunea sub formă de T conlucrând cu placa din beton armat. Montații elementului au prezentat o secțiune lamelară, măsurând ≈ 10 cm grosime și $\approx 1,90$ m lățime iar înălțimea elementului a fost de $\approx 5,50$ m. În urma încercărilor experimentale CS-1 a înregistrat forța maximă de 636 kN în timp ce RCS-1, 965 kN. Grinzile de cuplare la nivelul CS-1 au contribuit cu 16% la sporirea capacității față de situația în care pereții au fost necuplați, în timp ce la nivelul RCS-1 aproximativ $\approx 58\%$.

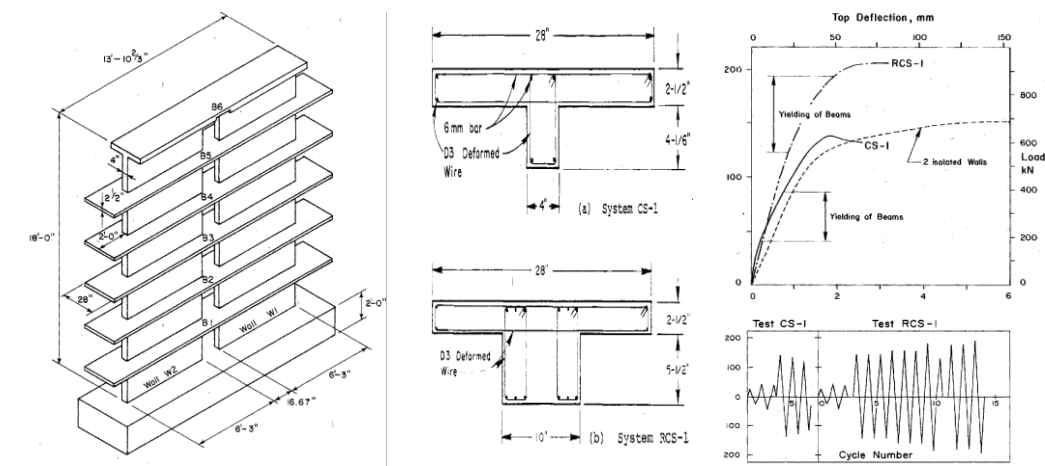


Fig. 2.9 Caracteristicile elementelor testate și rezultatele obținute în urma programului experimental de K. Nam Shiu [21]

Astfel, eficiența gradului de cuplare a pereților prin intermediul riglelor de cuplare slab armate și cu rigiditatea mai redusă, nu este foarte ridicată, față de modul de comportare în care pereții sunt necuplați (Fig. 2.9). În acest context, riglele de cuplare vor fi puternic avariate încă de la primele cicluri de încărcare. În schimb, dacă riglele de cuplare ale elementului sunt rigide și prezintă rezistențe ridicate în comparație cu montații, se obține o eficiență ridicată a gradului de cuplare, a rigidității laterale și a rezistenței sistemului, însă riglele nu vor dezvolta deformații plastice semnificative, ci vor prezenta o comportare aproximativ în domeniul elastic, fără a disipa o cantitate importantă a energiei seismice. Acest lucru face ca întreg ansamblul să prezinte o comportare unitară, asemenea unui perete izolat, având loc un schimb important al eforturilor axiale între montații, care în sens negativ, vor reduce performanța seismică și capacitatea de deformare a sistemului [22].

Ahmet E. Aktan [23] considerând un model al unui perete cuplat (4-1), realizat la scară redusă 1:3, a înregistrat faptul că în stadiul ultim peste 85% din totalul forței tăietoare de bază a fost preluat de montantul comprimat, datorită creșterii rigidității la încovoiere și tăiere a acestuia (Fig. 2.10) în urma redistribuirii eforturilor montantului întins, așa cum A. R. Santhakumar [19] a subliniat.

Monitorizând deformațiile sistemului, autorul a constatat de asemenea faptul că deplasările laterale ale montanților, sub efectul creșterii progresive a forțelor orizontale, nu au fost identice, montantul comprimat înregistrând deformații laterale mult mai semnificative, ca urmare a fisurării betonului, curgerii armăturilor și zdrobirii betonului comprimat de la nivelul riglelor de cuplare și a montantului întins. Elementul testat (4-1) a cedat fragil, în urma zdrobirii betonului la baza montantului comprimat, când deplasările relative de nivel înregistrate raportate la înălțimea elementului, măsurate între baza și vârful acestuia au fost 1,25%. În acest caz, riglele de cuplare au fost proiectate pentru a prelua peste 60% din totalul momentului de răsturnare de la baza elementului cuplat. Peretele testat experimental a fost construit pe patru niveluri, fiind redus la scară 1:3, reprezentând baza unui perete cuplat cu 15 niveluri (Fig. 2.10).

O performanță seismică ușor îmbunătățită, în termeni de ductilitate, a fost înregistrată de elementul secundar (4-2) testat în cadrul aceluiași program experimental, construit respectând aceeași conformare structurală cu a elementului testat anterior (4-1) însă cu o rezistență mai redusă la încovoiere a riglelor de cuplare. Elementul secundar (4-2) a atins capacitatea ultimă de deformare, la nivelul driftului de nivel de 1,34%, înregistrând un mod de cedare îmbunătățit față de elementul (4-1). Autorul a concluzionat faptul că înzestrarea cu o suprezistență a riglelor de cuplare la încovoiere, va conduce la generarea de eforturi axiale semnificative în montanți, efect care poate să conducă la cedarea fragilă a sistemului, odată cu creșterea forțelor tăietoare, dacă acest aspect nu este prevăzut în procesul de proiectare [24].

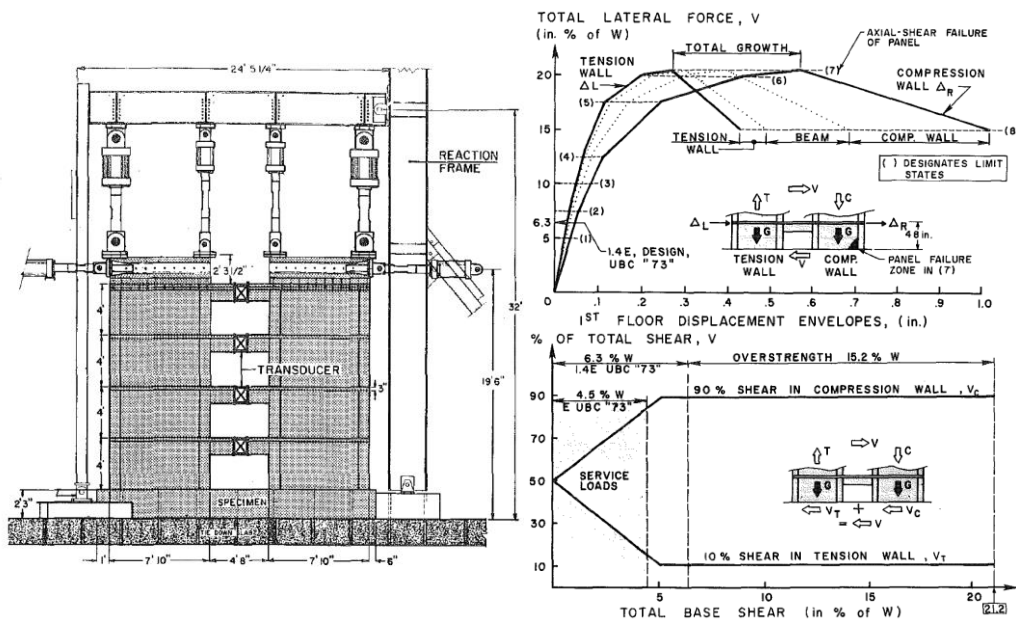


Fig. 2.10 Efectul redistribuirii forțelor tăietoare între montanți sub efectul forțelor laterale aplicate în regim ciclic [23]

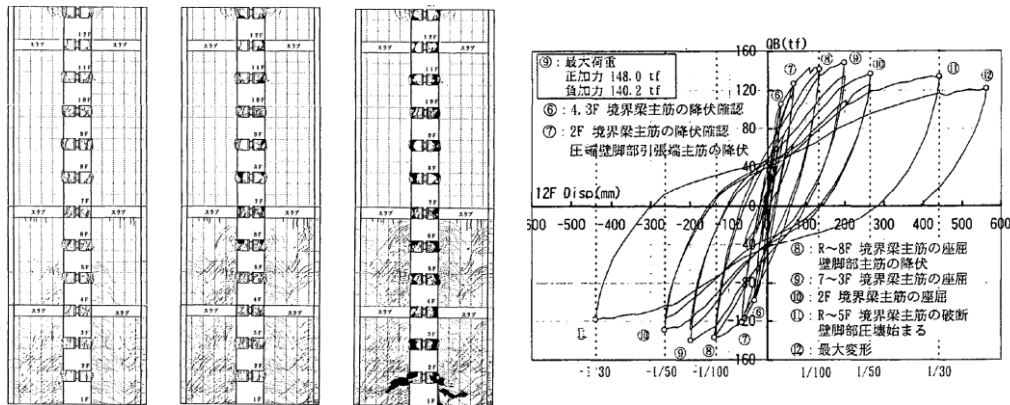


Fig. 2.11 Modul de comportare a elementului experimental cu 12 niveluri sub efectul ciclic al forțelor orizontale [25]

Kenichi Sugaya, Masaomi Teshigawara [25] prin evaluarea experimentală a comportării seismice a unui perete cuplat cu 12 niveluri confirmă unele aspecte legate de comportarea pereților cuplați, descrise de Ahmet E. Aktan. Autorii precizează faptul că distribuția eforturilor secționale la nivelul pereților cuplați, este influențată și de comportarea asimetrică a montanților verticali care prezintă secțiuni transversale compuse, respectiv de capacitatea de deformare plastică a grinzilor de cuplare. În cadrul programului experimental, peretele cuplat testat a prezentat o înălțime de 14,40 m, lățimea de 5,00 m și grosimea de 20 cm, fiind realizat la scară redusă 1:3. Riglele de cuplare au prezentat raportul $h/l=0,40$ fiind armate cu carcasa diagonală, iar montanții la extremități au prezentat tălpi evazate, care simulează conlucrarea cu un alt perete perpendicular din cadrul unui nucleu central. Grinzile de cuplare au fost dimensionate încât să preia 40% din totalul momentului de răsturnare de la baza peretelui cuplat. În urma testelor experimentale, elementul a prezentat deplasarea ultimă corespunzătoare unui drift unghiular de 3,33% și forța tăietoare capabilă de 1440 kN. La nivelul driftului de nivel de 1,50% urmărind distribuția forței tăietoare pe înălțimea elementului, autorul a constatat faptul că, la primul nivel, la baza elementului, raportul forței tăietoare preluate de montantul comprimat față de cel întins a fost de 9:1, observându-se așadar o degradare semnificativă a rigidității secțiunii montantului întins. Acest raport a fost însă evident doar la baza elementului, în schimb la celelalte niveluri superioare, unde montanții au prezentat o comportare elastică, distribuția forței tăietoare a fost aproximativ asemănătoare.

J. I. Daniel [26] în anul 1986, a studiat gradul cu care o serie de goluri centrale influențează comportarea seismică a pereților din beton armat, printr-un studiu comparativ, în urma încercării experimentale a doi pereți din beton armat cu șase niveluri, realizați la scară redusă 1:3. Primul element testat a fost considerat ca referință (CI-1) fiind proiectat cu secțiunea plină. Ulterior, față de configurația peretelui anterior, PW-1 a prezentat un procent de goluri de aproximativ $\approx 8\%$. Pereții au prezentat 5,50 m înălțime, 1,90 m lățime și o grosime constantă de ≈ 10 cm. Pe înălțimea pereților au fost prevăzute plăci din beton armat perimetrice cu grosimea de 64 mm. Fiecare gol a avut dimensiunea de 317x457 mm, simulând dimensiunea unei ferestre. Cantitatea de armături anulată de goluri a fost distribuită în mod egal în jurul golului, sub forma unor armături de bordaj. Clasa betonului utilizat a fost echivalentă cu C20/25 iar a armăturilor clasa de rezistență S460.

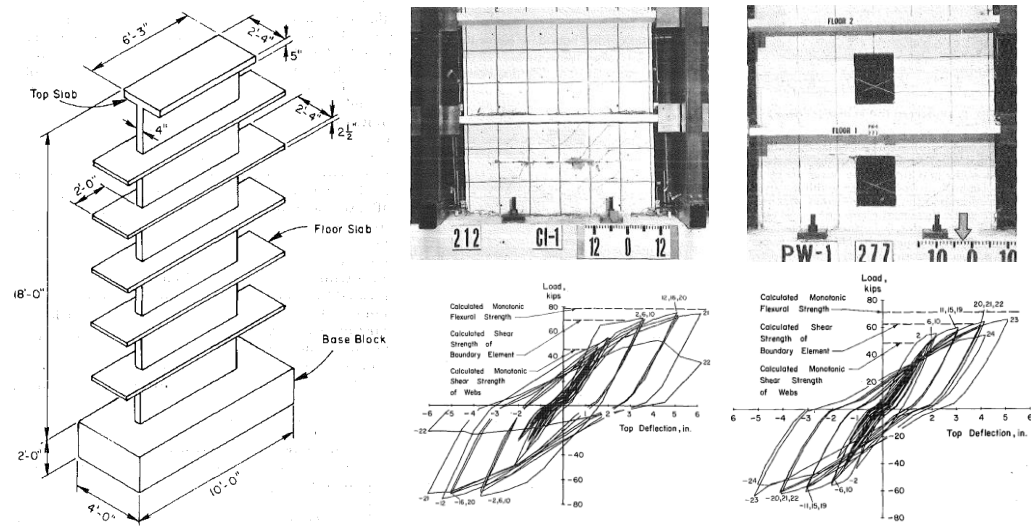


Fig. 2.12 Curbele ciclice a elementelor CI-1 și PW-1 [26]

Autorul precizează că riglele de cuplare rezultate au fost astfel dimensionate încât să dezvolte o comportare elastică, pe toată durata încercărilor. În urma testelor, pereții testați ciclic au prezentat o comportare aproximativ identică, cedarea acestora producându-se prin zdrobirea betonului în zona comprimată la baza acestora (Fig. 2.12). În urma criteriilor de dimensionare abordate, golurile considerate în zona centrală a elementului PW-1 nu au condus la reducerea capacității de deformare a peretelui cuplat, riglele de cuplare asigurând eficient gradul de cuplare a montanților rezultați, astfel încât elementul să dezvolte o comportare unitară asemănătoare cu cea a elementului inițial cu secțiunea plină.

În final, autorul recomandă ca pentru a nu modifica răspunsul ciclic al pereților în urma considerării unor goluri de dimensiuni asemănătoare, celor generate în elementul testat, armăturile dislocuite prin dispunerea golurilor să fie distribuite în mod egal în jurul acestora iar capacitatea la încovoiere și tăiere a riglelor de cuplare să fie proiectată astfel încât acestea să posede o comportare elastică pe toată durata acțiunii seismice.

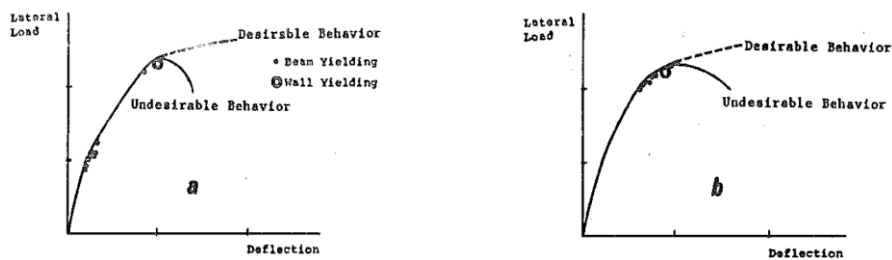
Dario Aristizabal-Ochoa [27] descrie avantajele sistemului de pereți cuplați comparativ cu a pereților izolați, la preluarea forțelor de inerție în planul pereților, generate de acțiunea seismică, cum ar fi:

- creșterea rigidității laterale și a capacității portante, datorită cuplării pereților prin intermediul grinzilor de cuplare;
- reducerea momentelor încovoietoare de la baza montanților;
- amortizare histeretică concentrată la nivelul grinzilor de cuplare în timpul unei acțiuni seismice;
- disipare suplimentară a energiei seismice la nivelul grinzilor de cuplare, față de montanții verticali izolați;
- avantajul concentrării degradărilor structurale la nivelul riglelor de cuplare;
- reducerea costurilor ulterioare necesare pentru consolidare;

De asemenea, autorul explică faptul că aceste avantaje se pot obține doar în urma respectării anumitor cerințe structurale, la dimensionarea, alcătuirea și detalierea unor astfel de pereți cuplați: prin limitarea eforturilor axiale în montați, a eforturilor de forfecare la nivelul riglelor de cuplare, respectiv a gradului de cuplare la nivelul întreg sistemului. În această ordine de idei, studiile experimentale și teoretice au indicat faptul că ductilitatea pereților cuplați este semnificativ influențată de factorii menționați anterior.

În cazul în care grinzile de cuplare au fost dimensionate pentru a prelua mai puțin de 25% din totalul momentului de răsturnare de la baza pereților, deformațiile plastice la nivelul acestora au fost interceptate la deplasări laterale relativ reduse a pereților cuplați, necontribuind semnificativ la creșterea performanței seismice, așa cum este ilustrat în Fig. 2.13 a.

În mod asemănător, dacă riglele de cuplare au prezentat capacități portante semnificative, pentru a prelua un procent de peste 60% din totalul momentului de răsturnare de la baza pereților produs de acțiunea forțelor orizontale, deformații plastice la nivelul acestora au fost interceptate aproximativ în același timp sau imediat înaintea înregistrării acestora la baza montațiilor, prin urmare capacitatea de deformare fiind redusă (Fig. 2.13 b).



a) Riglele de cuplare prezintă capacități reduse în raport cu montații b) Riglele prezintă capacități ridicate în raport cu montații

Fig. 2.13 Influența capacității riglelor în performanța seismică a pereților cuplați [27]

În completarea acestui deziderat, Makoto Kato [28] prin intermediul unui studiu parametric, propune ca riglele de cuplare să fie dimensionate pentru a prelua între 40-60% (B40:W60 – B60:W40) din totalul momentului încovoietor produs de acțiunea forțelor orizontale, la baza pereților cuplați (Fig. 2.14) pentru a îndeplini cerințele de rigiditate și rezistență pe întreg ansamblul structurii.

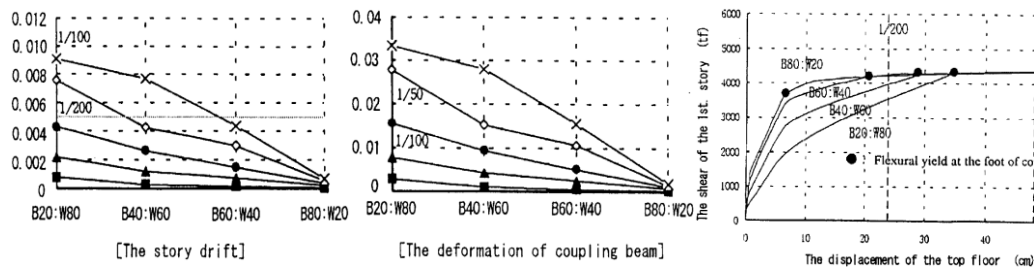


Fig. 2.14 Raportul minim a capacității portante între rigle și montați în comportarea ciclică a pereților cuplați [28]

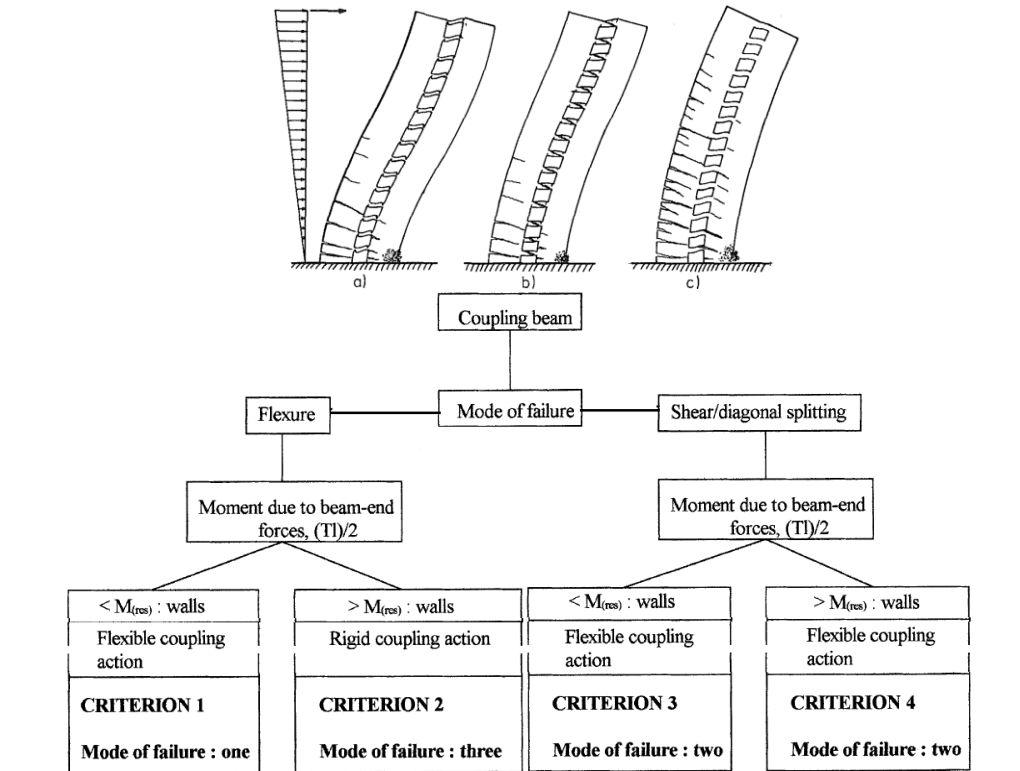


Fig. 2.15 Moduri de cedare a pereților cuplați din beton armat cu goluri centrale [29] [30]

Nutan Kumar Subedi [29] clasifică modurile posibile de cedare a pereților din beton armat cu goluri regulate, în trei categorii (Fig. 2.15):

- Modul I (a) caracteristic pereților cuplați a căror rigle de cuplare prezintă rezistențe și rigidități reduse, se produce prin cedarea ductilă la încovoiere a riglelor de cuplare și a montanților.
- Modul II (b) caracteristic pereților cuplați la care grinzile de cuplare prezintă secțiuni și capacități moderate, se produce prin cedarea la forfecare a grinzilor de cuplare, prin dezvoltarea de fisuri diagonale din întindere asociate forței tăietoare și prin zdrobirea betonului la baza montanțului comprimat. În acest mod de comportare, cedarea riglelor de cuplare se produce simultan sau aproximativ în același timp cu cedarea betonului comprimat la baza montanților.
- Modul III (c) caracteristic grinzilor de cuplare foarte rigide, cu o comportare elastică, în care sistemul se comportă ca un element unitar, cedarea producându-se prin zdrobirea betonului comprimat la baza montanților și fisurarea excesivă a montanului întins aproximativ pe toată înălțimea elementului.

Pentru ca modul trei de cedare să se producă, autorul precizează faptul că, grinzile de cuplare necesită a fi dimensionate astfel încât să cedeze la încovoiere, iar suma momentelor capabile ale acestora să fie mai mare decât capacitatea la încovoiere a montanților verticali. În caz contrar grinzile vor ceda fragil, la forfecare, iar eficiența gradului de cuplare nu va fi maximizată.

Rémy Lequesne [31] a înregistrat performanțe seismice superioare integrând grinzi de cuplare prefabricate realizate din mortar armat cu fibre metalice de înaltă rezistență (HPFRCC) la nivelul pereților cuplați din beton armat. Mai mult decât atât, a înregistrat faptul că prin utilizarea mortarului armat cu fibre în zonele de la extremitățile pereților, gradul de confinare produs de etrieri poate fi redus. Ca urmare, în cazul elementului CW-2 barele verticale concentrate la extremități, în zona comprimată nu au flambat, cedarea elementului producându-se la un drift total mai mare de 2,50%. Rigele de cuplare armate cu mortar de înaltă rezistență au cedat ductil, prezentând o capacitate de rotire mai mare de 6%, astfel încât curbele histeretice dezvoltate de pereți au fost stabile, elementele disipând o cantitate ridicată a energiei seismice (Fig. 2.16). Ca geometrie, grinzile de cuplare au prezentat o lungime de 600 mm și înălțimea secțiunii transversale de 350 mm. Grosimea panoului din beton a elementelor a fost de 125 mm, iar înălțimea pereților testați de 5,45 m, fiind proiectați pe patru niveluri la scară redusă 1:3.

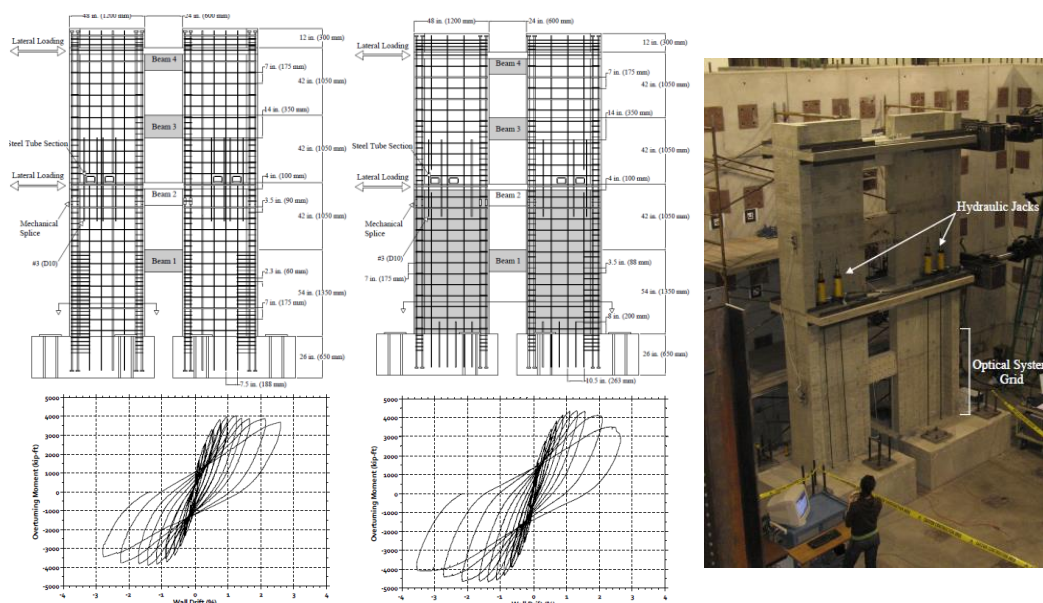


Fig. 2.16 Comportarea ciclică și modul de alcătuire a pereților CW-1 și CW-2 [31]

Matej Fischinger [32] a investigat comportarea seismică a unui perete cuplat din beton armat, izolat dintr-un nucleu central al unei clădiri multietajate cu 5 niveluri, solicitat în condiții dinamice, sub efectul unor acceleroame artificiale (Friuli 1976) induse în sistem cu ajutorul unei mese vibrante. Pereții verticali ai elementului testat au prezentat la extremități o secțiune compusă, fiind intersectați cu alți pereți care simulează condițiile de margine a clădirii considerate ca referință (Fig. 2.17). Rigele de cuplare au prezentat raportul $h/l=0,85$, iar armarea acestora s-a realizat cu bare înclinate și etrieri verticali. Pereții structurali au fost armați utilizând plase sudate. Scopul studiului a fost de a urmări comportarea seismică a elementului în condițiile în care grosimea pereților a fost de 6 cm (la scară redusă) iar zonele de la extremitățile montanților au prezentat procente de armare și un grad de confinare redus, asemenea modului de alcătuire a structurilor cu pereți deși din panouri prefabricate, construite în jurul anilor 1980' amplasate în zona centrală

a Europei sau în Chile. În urma accelerațiilor induse la baza elementului (0,52g și 1,02g) montanții verticali au cedat fragil, asociat solicitării forței tăietoare. La nivelul riglelor de cuplare au fost interceptate fisuri înclinate, însă aparent acestea nu au prezentat degradări structurale, armăturile înclinate neintrând în curgere.

Autorul, simulând numeric comportarea seismică a elementului, confirmă faptul că unul din motivele principale care au condus la cedarea fragilă a montanților a fost comportarea elastică a grinzilor de cuplare și a gradului de cuplare ridicat generat, respectiv a tipului de oțel utilizat, care a prezentat un palier redus al deformațiilor plastice ($\approx 1,80\%$) la rupere. În orice caz, chiar și în aceste condiții nefavorabile pentru elementele verticale, peretele cuplat conceput ar fi dezvoltat o comportare ciclică corespunzătoare pentru a prelua forțele de inerție unei accelerații de vârf de 0,40g. În concluzii, autorul recomandă ca la evaluarea solicitărilor de la nivelul montanților, contribuția plăcii la evaluarea capacității portante a grinzilor de cuplare să fie considerată.

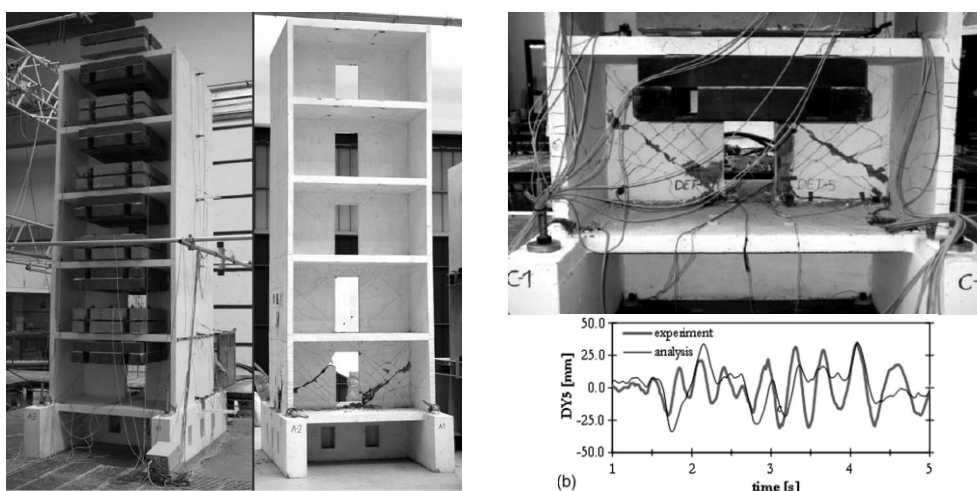


Fig. 2.17 Răspunsul structurii supuse acțiunii seismice induse de masa vibrantă [32]

Min-Yuan Cheng [33] a studiat posibilitatea înlocuirii grinzilor de cuplare în cadrul unui perete cuplat cu patru niveluri (CW-RC), utilizând un sistem inovativ de cuplare a montanților verticali, cu grinzi de cuplare din oțel, confecționate din table sudate și ancorate în pereți prin intermediul unor bare de armătură, transformând astfel sistemul de pereți cuplați într-unul hibrid (CW-S). Chiar dacă oțelul din care au fost confecționate tablele grinzilor de cuplare, a fost unul ductil, cu o rezistență la curgere ≈ 100 MPa ($\epsilon_u > 40\%$) performanța histeretică a elementului experimental CW-S (drift total $< 2\%$) a fost mai redusă față de elementul din beton armat convențional CW-RC (drift total $< 3\%$). Acest lucru s-a datorat în principal comportării slab disipative a grinzilor de cuplare din oțel, care au dezvoltat o comportare elastică sub efectul ciclic al forțelor orizontale, concentrând astfel eforturi axiale semnificative în montanții verticali, care au cedat înaintea grinzilor orizontale, prin zdrobirea betonului din zona comprimată. Autorul menționează faptul că dimensionarea montanților necesită a fi realizată plecând de la capacitatea grinzilor de cuplare, luând în considerare suparezistențele efective (la nivel de material și secțiune) cu care sunt înzestrate acestea, pentru a evita cedarea fragilă a sistemului. Pereții testați au avut o înălțime de 6,00 m, grosimea de 20 cm iar

lățimea montanților de 1,30 m. Grinzile de cuplare din beton armat au prezentat lățimea de 450 mm iar înălțimea secțiunii transversale de 300 mm.

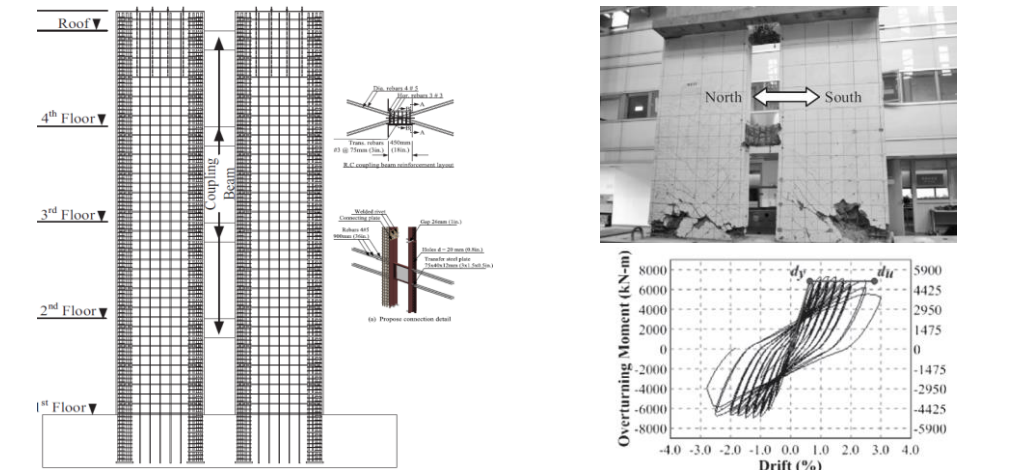


Fig. 2.18 Comportarea histeretică a elementului CW-RC [33]

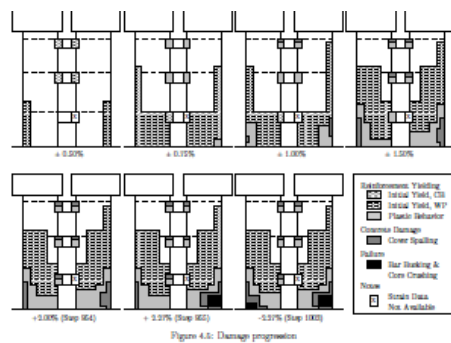


Fig. 2.19 Secvența apariției articulațiilor plastice în cadrul elementului CW1 [34]

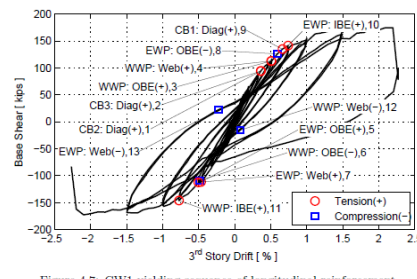


Figure 4.7: CW1 yielding sequence of longitudinal reinforcement

Dawn E. Lehman, Jacob A. Turgeon [34], [35] în urma unor analize neliniare avansate urmărind distribuția de eforturi interne, recomandă ca întreaga forță tăietoare de bază să fie predată montantului comprimat la dimensionarea pereților cuplați, în cazul gradului ridicat de cuplare, iar eforturile de compresiune, luând în considerare redistribuirea de eforturi, să fie limitate sub punctul de balans pe curba de interacțiune N-M. De asemenea, în urma analizelor numerice, autorul recomandă ca la evaluarea capacităților portante a grinzilor de cuplare, eforturile axiale să fie luate în considerare. În cazul în care pentru dimensionarea pereților cuplați se utilizează o analiză de ordinul I, autorul recomandă ca pentru evaluarea deplasărilor laterale și a eforturilor interne momentele de inerție ale montanților să fie reduse la $0,35EI$ iar ale grinzilor de cuplare la $0,05EI$. Gradul de cuplare a elementului studiat a fost $\approx 0,55$ iar grinzile de cuplare au prezentat armare diagonală. Elementul a atins pragul de cedare în jurul deplasării relative de nivel de 2,27% în urma cedării premature la compresiune a betonului montantului comprimat.

Hyun-Ki Choi [36] în urma unor studii experimentale și numerice, prezintă o serie de rezultate comparative, urmărind influența golurilor și a plăcii din beton armat, asupra capacității portante și a răspunsului histeretic a unor pereți din beton armat. S-a constatat faptul că golurile considerate (23% din suprafața totală) au redus capacitatea portantă a elementului solid cu $\approx 30\%$, schimbându-i modul de cedare. Atât placa cât și grinzile de cuplare au contribuit la preluarea eforturilor din planul pereților, conducând la o degradare de rigiditate mai redusă față de situația în care contribuția plăcii a fost neglijată.

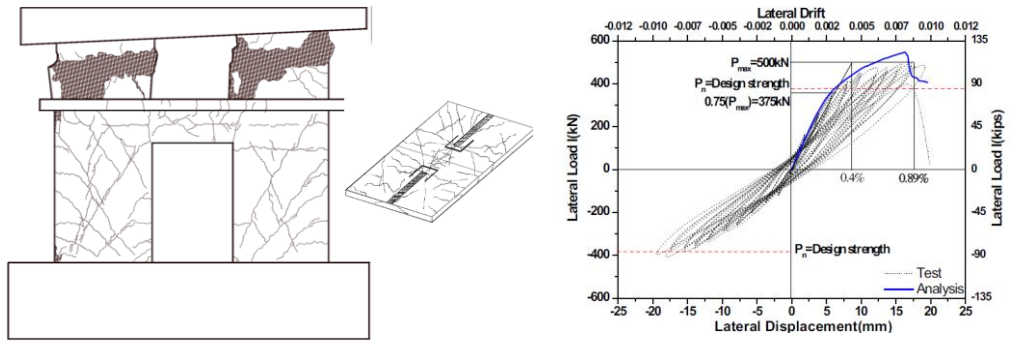


Fig. 2.20 Răspunsul histeretic a elementului WS-0.23 în urma testelor experimentale [36]

Bing Li [37] înregistrând experimental comportarea seismică a șase pereți din beton armat cu goluri centrale și cu goluri decalate pe înălțime, a realizat un studiu comparativ, între pereții cuplați ai căror montanți au prezentat secțiuni compuse la extremități (tălpi evazate, elementele SF-1 – SF-6) și elementele experimentale care au fost proiectate având secțiuni lamelare (S1 – S6). Pereții proiectați au avut 2,0 m lățime, $\approx 2,50$ m înălțime și 12 cm grosime. Golurile considerate în pereți au avut dimensiunea de 400x400 mm respectiv 600x600 mm. În concluzii autorul precizează faptul că secțiunea compusă a montanților, în urma considerării tălpilor în plan perpendicular, va conduce la creșterea rigidității și capacității portante a (51-93%) pereților cuplați însă în sens negativ, funcție de modul de dispunere a golurilor acest lucru va putea conduce la scăderea capacității de deformare, a ductilității de ansamblu. Mai mult decât atât, modul de cedare a pereților poate fi schimbat, dintr-o cedare ductilă într-o cedare fragilă cauzată de zdrobirea betonului comprimat sau lunecarea bazei elementelor sub influența forței tăietoare (Fig. 2.21).

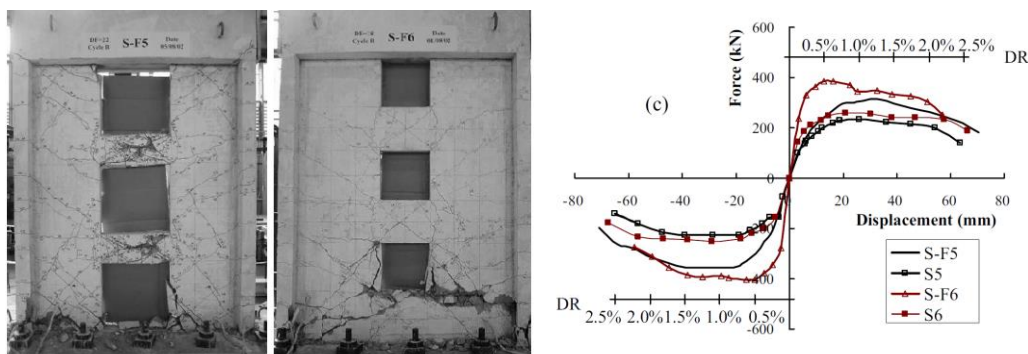


Fig. 2.21 Rezultatele comparative a elementelor cu goluri centrale S5-S6 ; SF5-SF6 [37]

Jianwei Zhang [38] a efectuat o serie de încercări experimentale, în scopul înregistrării performanței seismice a unor pereți din beton armat cuplați, cu goluri centrale realizați la scară redusă 1:4, aplicând forțele orizontale în regim dinamic (El Centro 1940) cu ajutorul unei mese vibrante. În total, o matrice de cinci pereți cuplați, armați utilizând o singură plasă de armătură în planul median și diferite scheme de armare, au fost testați ciclic până la cedare. În cazul a trei dintre elemente, golurile au prezentat 19% din totalul ariei pereților, iar în celelalte cazuri 27%. La nivelul riglelor de cuplare s-a utilizat varianta de armare diagonală și cea convențională cu bare orizontale și etrieri verticali. De asemenea, armarea diagonală s-a aplicat și la baza montanților în cazul elementelor CSWXD-2; CSWXD-3; CSWXD-5.

În baza rezultatelor experimentale, s-a observat că performanța seismică a pereților cuplați a fost semnificativ îmbunătățită, ca urmare a armării diagonale a riglelor de cuplare și a bazei montanților verticali. Principalul motiv este că, barele înclinate previn apariția fisurilor înclinate asociate forței tăietoare, sporind astfel rigiditatea laterală a elementelor și capacitatea la forfecare a secțiunii din beton armat. În acest fel, armăturile înclinate de la nivelul montanților, pe lângă rigiditatea elementului din beton armat, participă activ la contravântuirea elementului, reducând astfel deplasările relative de nivel și degradarea de rigiditate în urma solicitărilor ciclice alternante.

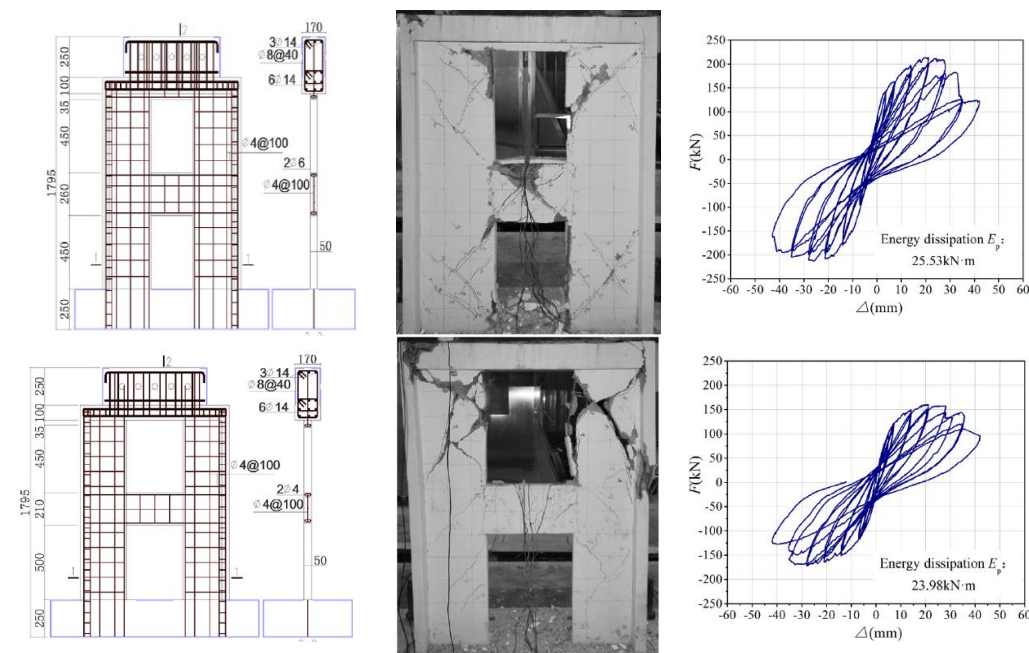


Fig. 2.22 Starea de degradare a elementelor CSWD-1 ; CSWD-4 [38]

2.2 Comportarea seismică a riglelor de cuplare

În literatura de specialitate, studii aprofundate legate de performanța seismică a riglelor de cuplare armate cu bare horizontale și etrieri verticali, sunt regăsite încă din anul 1969. Profesorul T. Paulay [39], a studiat teoretic și experimental doisprezece grinzi de cuplare construite la scară redusă cu geometrii și moduri de armare diferite, în scopul înregistrării pas cu pas a răspunsului neliniar și a mecanismelor potențiale de cedare. Cele douăsprezece elemente au fost grupate în trei mari categorii, funcție de lungimea acestora raportate la înălțimea secțiunii transversale (2,0; 1,29 și 1,02) pentru a observa în ce măsură, starea de eforturi și răspunsul neliniar este influențat de acest raport. În ceea ce privește modul de armare la forță tăietoare, trei abordări diferite au fost aplicate: subdimensionarea la forță tăietoare, dimensionarea la limită egal cu cerința și ultima, în care etrierii au fost dimensionați cu o suprarezistență, dezvoltând o comportare elastică pe parcursul aplicării forțelor exterioare. Suplimentar, T. Paulay a studiat și gradul cu care armăturile orizontale intermediare dispuse pe înălțimea secțiunii contribuie la sporirea capacității portante a grinzilor de cuplare.

În primă fază, când forțele exterioare aplicate sunt relativ mici, rigiditatea la încovoiere este ușor modificată din cauza fisurilor verticale, inițiate în colțurile riglelor și orientate spre axul longitudinal, rezultate în urma eforturilor de întindere ce iau naștere în armăturile orizontale amplasate la extremități. La rotiri mai mari impuse de forțele exterioare aplicate, datorită influenței semnificative a forței tăietoare, odată cu depășirea rezistenței diagonale la întindere a betonului și inițierea fisurilor diagonale, panta curbei de comportare prezintă o diminuare a rigidității la încovoiere de aproximativ trei-patru ori mai mare față de cea inițială efectivă. Această modificare se produce brusc, iar în pași superiori ai solicitărilor, comportarea riglelor de cuplare va rămâne constantă, până când se ating deformății plastice în etrieri sau accentuate la nivelul armăturilor orizontale ce limitează capacitatea portantă a acestor elemente, așa cum este ilustrat în Fig. 2.23 (stânga).

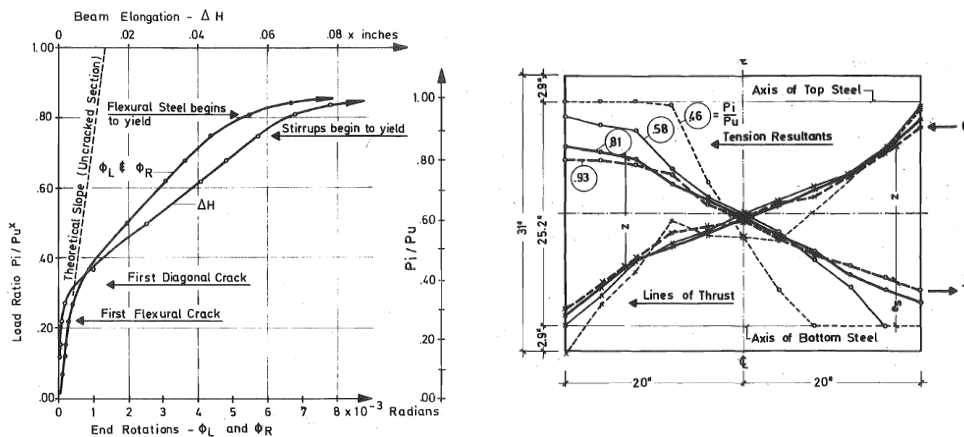


Fig. 2.23 Curba de comportare (stânga) și rezultantele eforturilor de întindere și compresiune dezvoltate la nivelul grinzilor de cuplare testate (dreapta) [39]

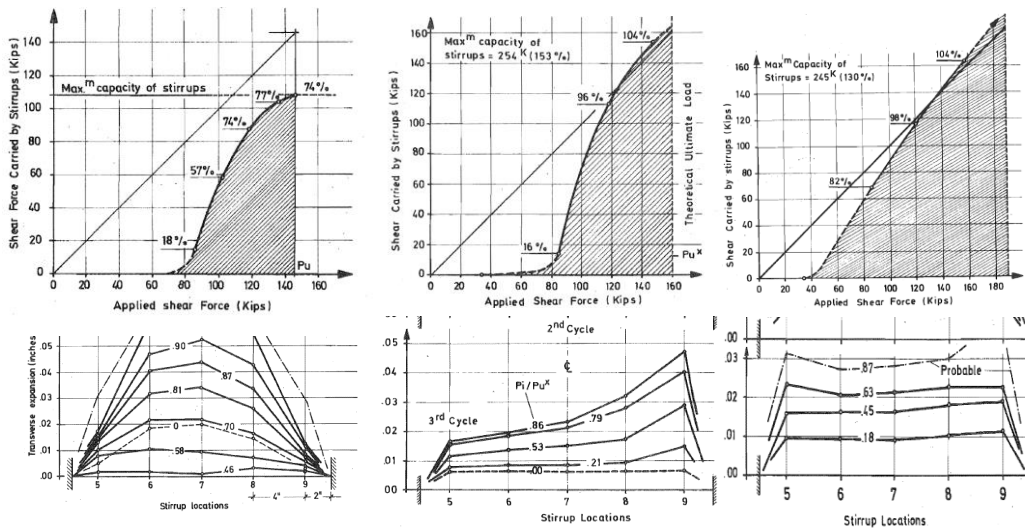


Fig. 2.24 Efectul capacității la forfecare generat de etrieri asupra modului de cedare [39]

Urmărind distribuția fisurilor și a deformațiilor în anumite puncte de pe suprafața elementelor testate, T. Paulay a constatat de asemenea, faptul că poziția rezultatelor eforturilor de întindere și compresiune pe secțiune, în lungul deschiderii, în cazul grinzilor de cuplare cu deschideri reduse, nu este perfect orizontală, asemeni grinzilor obișnuite de cadru, ci prezintă un anumit grad de înclinare, cele două intersectându-se sub forma unui X (Fig. 2.23 dreapta, rezultând astfel eficiența ridicată a armării diagonale a acestor elemente).

În cazul grinzilor de cuplare cu secțiuni moderate sau semnificative (raportul h/l apropiat de unu) autorul a înregistrat faptul că în stadiul ultim, când este atins un prag de peste 80% al capacității portante, armăturile orizontale au prezentat eforturi de întindere pe toată deschiderea dintre montanți. În aceste condiții echilibrul forțelor pe secțiune este modificat, iar în zona comprimată, efectul de consolidare a betonului comprimat de către armăturile orizontale, este redus. În cazul grinzilor, a căror lungime a fost de două ori mai mare decât înălțimea secțiunii transversale, acest efect a fost resimțit doar pe aproximativ 75% din lungime.

În consecință, în urma înzestrării cu capacități diferite la forfecare, între elementele testate s-au înregistrat moduri de cedare diferite (Fig. 2.24).

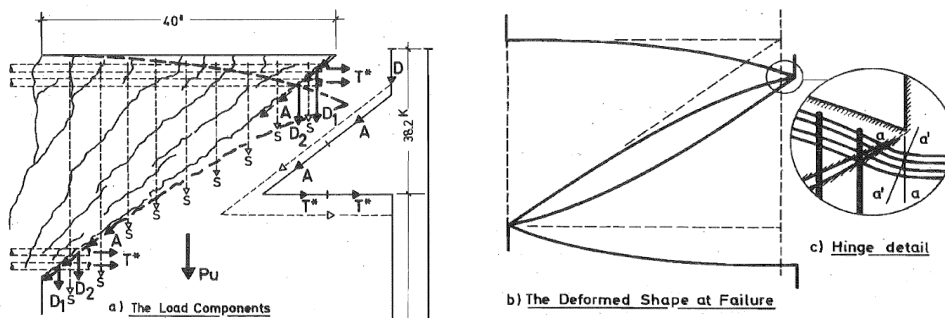


Fig. 2.25 Mecanismul de preluare a forței tăietoare în lungul fisurii diagonale - forma deformată în stadiul ultim [39]

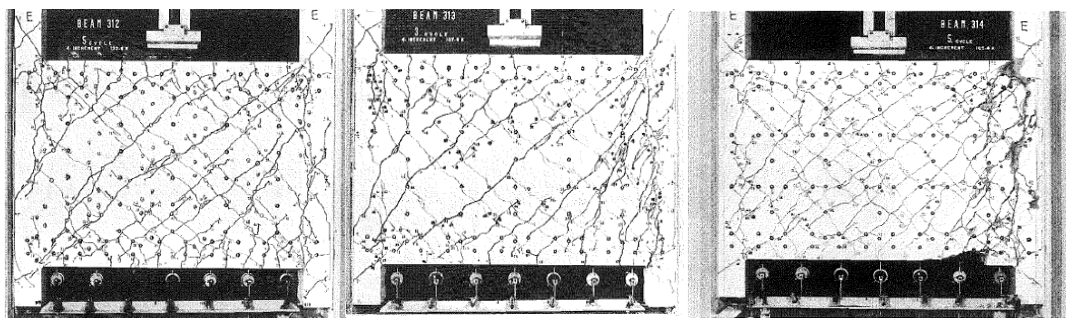


Fig. 2.26 Modurile de cedare a riglelor de cuplare funcție de capacitatea la forfecare [39]

În primul caz, când riglele de cuplare au fost subdimensionate la tăiere prin dispunerea unei cantități insuficiente de etrieri ($\approx 75\%$ din totalul forței tăietoare efective) acestea au cedat fragil, prin atingerea limitei de curgere în oțel la nivelul etrierilor și dezvoltarea fisurilor diagonale cu caracter remanent, asociate eforturilor de întindere. Cedarea la forfecare a riglelor a avut loc când toți etrierii au intrat în curgere. Suprafața grinzilor de cuplare a fost împărțită în două triunghiuri egale, care au avut tendința de a se deplasa în direcții opuse (Fig. 2.25). În acest caz, zona centrală a înregistrat cea mai mare extindere a înălțimii secțiunii transversale, luând în considerare forma deformată conform Fig. 2.24 și Fig. 2.25.

La nivelul armăturilor verticale, eforturile cele mai semnificative au fost înregistrate de etrierii din zona centrală a riglei de cuplare unde fisura diagonală a prezentat deschiderea cea mai mare, respectiv în zona unde fisura diagonală a intersectat ramurile verticale ale acestora. Până la inițierea fisurilor diagonale, întreaga stare de eforturi de la nivelul etrierilor a fost preluată de secțiunea compactă de beton, iar ulterior, odată cu depășirea rezistenței la întindere de betonului, această capacitate s-a redus treptat, odată cu creșterea eforturilor de forfecare pe secțiune (Fig. 2.24). Acest efect a fost mult mai pregnant în cazul riglelor de cuplare solicitate în regim ciclic alternant. În acest context, etrierii vor intra în lucru, doar după ce fisurile diagonale sunt inițiate.

În cazul în care armarea cu etrieri a fost la limită egal cu cerința (în zona de balans, cum declară autorul) modul de cedare a riglelor de cuplare testate a fost unul combinat, prin inițierea fisurilor diagonale și lunecarea secțiunii de beton la fața montanților, ca urmare a deschiderii semnificative înregistrate la nivelul fisurilor verticale, cauzate de deformațiile plastice accentuate a armăturilor orizontale poziționate la extremitățile secțiunii. În acest caz, etrierii din zona marginală, la starea limită ultimă vor fi cel puțin sau mult mai solicitați ca cei din zona centrală, din cauza rezistenței mai ridicate generate de etrieri și a deformării diferite a secțiunii riglelor de cuplare. Cedarea la forfecare s-a produs odată cu atingerea deformațiilor plastice la nivelul etrierilor marginali, precedată de intrarea în curgere a celor centrali, de aici rezultând astfel importanța dispunerii etrierilor de la fața montanților verticali din beton armat.

În ultimul caz, în care etrierii au fost dimensionați să preia în întregime forță tăietoare și să dezvolte o comportare elastică, modul de cedare prin dezvoltarea fisurii diagonale a fost preîntâmpinat. În acest context, zonele vulnerabile ale grinzii de cuplare s-au translatat la extremități (Fig. 2.26), modul de cedare producându-se prin lunecarea secțiunii de beton la fața montanților ca urmare a deformațiilor plastice semnificative înregistrate în armăturile orizontale și la nivelul betonului comprimat (forfecare-compresiune).

Disponând o serie de armături horizontale intermediare în planul median al grinzilor de cuplare, autorul a constatat că aceste armături participă aproximativ în mod egal la preluarea eforturilor de întindere asociate solicitării de încovoiere, reducând în final deformațiile specifice rezultate în armăturile amplasate la extremități. Prin dispunerea acestor armături, s-a înregistrat totodată și o rigiditate mai ridicată a grinzilor de cuplare la încovoiere, datorită reducerii stării de fisurare. În final, autorul recomandă ca, pentru a dezvolta o capacitate de deformare ridicată, efectele forței tăietoare să fie diminuate în procesul de proiectare, astfel încât capacitatea la tăiere să nu fie atinsă. Etrieri suplimentari sunt recomandați a fi poziționați în imediata vecinătate a încastrării grinzilor în elementele verticale, pentru a spori rezistența secțiunii de beton la preluarea efectelor de lunecare/forfecare de la interfața acestora.

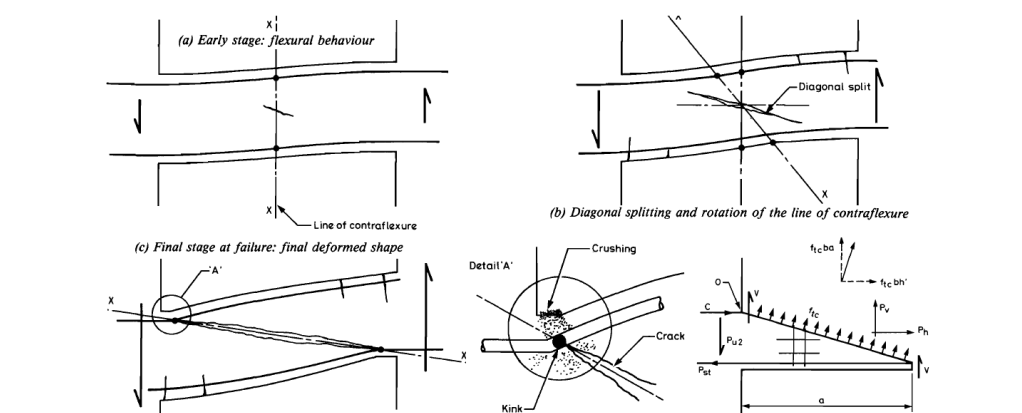


Fig. 2.27 Comportarea riglelor de cuplare sub acțiunea forței tăietoare - N. Subedi [40]

Nutan K. Subedi [40] descrie în detaliu modul de comportare și cedare a grinzilor de cuplare guvernate preponderent de acțiunea forței tăietoare. Astfel, în primele etape, când valoarea forței tăietoare este mică pe deschidere, grinda de cuplare prezintă deformată asociată solicitării de încovoiere, încât zona centrală prezintă punct de inflexiune cu moment încovoiător nul. În acest caz, primele fisuri dezvoltate vor fi verticale, concentrate în colțurile riglei de cuplare. Odată ce forțele tăietoare se măresc și eforturile în lungul diagonalei întinse depășesc rezistența la întindere a betonului, fisurile diagonale sunt inițiate, schimbând modul de deformare a grinzii de cuplare. La acest nivel, zona centrală se află în stare biaxială de tensiuni.

Așadar, odată cu creșterea eforturilor diagonale de întindere, fisura înclinată se va extinde în lungime și în deschidere, fiind inițiată în zona centrală a grinzii. În acest caz, punctul de inflexiune al diagramei de moment încovoiător din zona centrală, se va translata spre extremități, până când suprafața grinzii de cuplare va fi divizată aproximativ în două triunghiuri simetrice, care dezvoltă astfel o comportare asemănătoare unor console orizontale, conform Fig. 2.27. În stadiul ultim, sub starea de eforturi complexă, de compresiune și forfecare în zona comprimată de beton, armăturile orizontale vor forma articulații plastice concentrate, iar betonul se va zdrobi cauzând cedarea riglei de cuplare. La acest nivel, atât armăturile inferioare cât și cele superioare sunt întinse pe toată lungimea grinzii. Fisura diagonală prezintă deformații remanente semnificative, marcând vizibil separarea suprafeței riglei de cuplare, în două triunghiuri identice ca formă.

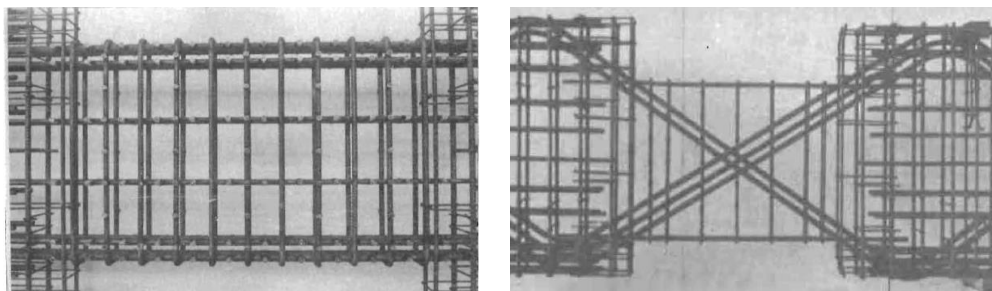


Fig. 2.28 Modul de armare a grinzilor testate: carcasse ortogonale și carcasse diagonale [41]

J. R. Binney [41] în urma concluziilor trase de către Thomas Paulay asupra comportării deficitare a grinzilor de cuplare armate cu carcasse ortogonale, a studiat posibilitatea creșterii performanțelor seismice a acestor elemente, schimbând modul de armare, utilizând carcasse diagonale. În cadrul studiului, patru elemente experimentale au fost testate până la cedare în regim ciclic alternant. Primul element testat (315) a fost considerat ca referință, fiind armat convențional cu bare longitudinale și etrieri transversali, conform Fig. 2.28 (stânga). Etrierii au fost dimensionați astfel încât să asigure o comportare elastică până la atingerea deformațiilor plastice la nivelul armăturilor orizontale. Curba de comportare dezvoltată de rigla de cuplare 315 este ilustrată în Fig. 2.29 (stânga).

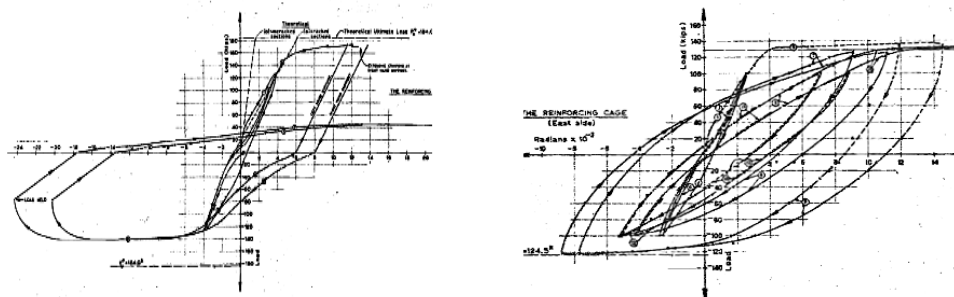


Fig. 2.29 Curba de comportare a grinzilor de cuplare testate utilizând schemele de armare propuse de către J. R. Binney [41]

Așadar, odată cu dezvoltarea fisurilor în colțurile grinzii de cuplare, rigiditatea la încovoiere a grinzii s-a redus încă din primul ciclu al încărcării aplicate (75% față de cea teoretică). În pași superiori, până în momentul înregistrării curgerii oțelului la nivelul armăturilor orizontale, comportarea ciclică a fost aproximativ identică pe ambele direcții de solicitare. Odată cu dezvoltarea deformațiilor plastice la nivelul armăturilor orizontale, datorită comportării elastice a etrierilor, zona vulnerabilă la forfecare s-a translatat la nivelul încastrării, la fața montanților, unde secțiunea din beton armat a fost puternic fisurată, rezultând lunecarea secțiunii și cedarea grinzii de cuplare ca urmare a cedării zonei comprimate de beton (Fig. 2.30 stânga). În acest caz, disiparea energiei seismice a fost limitată de acest mod de cedare. În urma armării diagonale, comportarea seismică a riglelor de cuplare a fost asemănătoare riglei de cuplare armate cu carcasse ortogonale, până la atingerea deformațiilor plastice la nivelul armăturilor diagonale. Rigiditatea la încovoiere din cauza fisurilor inițiate în primul ciclu de

încărcare, s-a redus la fel ca și în cazul armării utilizând carcasse ortogonale ($\approx 70\%$ față de cea teoretică). După intrarea în curgere a armăturilor înclinate, așa cum se poate observa în Fig. 2.29 (dreapta) riglele, au prezentat până în stadiul ultim stabilitate histeretică și o capacitate de disipare mult mai mare a energiei seismice, datorită deformațiilor plastice accentuate ale armăturilor diagonale. Eforturile de întindere la nivelul etrierilor verticali au fost semnificative doar după atingerea deformațiilor plastice la nivelul carcaselor diagonale, când fisurile diagonale s-au mărit în deschidere. Prin armarea diagonală, grinzile de cuplare au dezvoltat o ductilitate de aproximativ patru ori mai ridicată față de situația utilizării armării ortogonale. Cedarea grinzilor de cuplare cu carcasse diagonale s-a produs ca urmare a zdrobirii betonului și flambajului barelor diagonale în zona comprimată.

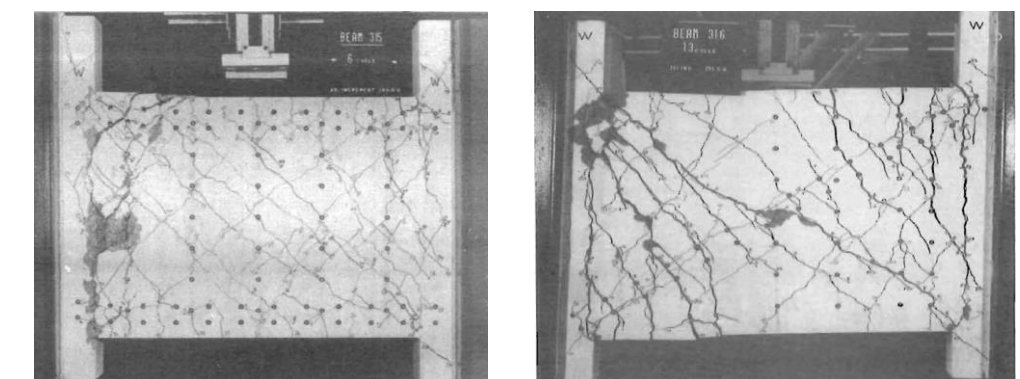


Fig. 2.30 Modul de cedare a riglelor armate cu carcasse ortogonale (stânga) și cu carcasse diagonale [41]

Autorul precizează că, pentru a micșora efectul de pierdere a stabilității prin flambaj a barelor comprimate, în cazul armării diagonale, armăturile proiectate trebuie să prezinte un traseu cât mai rectiliniu, fără a fi necesară îndoirea acestora la extremități la nivelul încastrării, deoarece acest aspect poate conduce la concentratori de eforturi. Armăturile diagonale necesită a fi confinate pe toată lungimea și mai ales la extremități, de etrieri sau frete care să conducă la micșorarea lungimii libere de flambaj lateral a barelor, iar în interiorul secțiunii de beton acestea să fie amplasate cât mai distant pentru a spori momentele de inerție pe ambele direcții. De asemenea, confinarea cu etrieri și cu armături orizontale intermediare sunt necesare, pentru a reduce efectul fisurării și a consolida secțiunea transversală confinată de beton.

C. B. Barney, K.N. Shiu et. al. [42] în scopul identificării unor soluții optime pentru armarea riglelor de cuplare în ceea ce privește răspunsul seismic, au inițiat un program experimental în care șase elemente din beton armat (C1-C6) armate diferit și executate la scară redusă 1:3 au fost testate ciclic până la cedare. Elementele testate au prezentat raportul lungime pe înălțime 2,50. În cazul elementelor C1-C3, secțiunea miezului confinat de etrieri a fost de 67x157 mm în timp ce în cazul riglelor libere C4-C6 a fost de 89x157 mm. Rezultatele au evidențiat faptul că majoritatea riglelor testate au dezvoltat un nivel al ductilității considerabil. În Fig. 2.31 și Fig. 2.32 sunt prezentate schemele de armare și curbele ciclice dezvoltate de riglele de cuplare. Armăturile înclinate au fost dimensionate să preia întreaga forță tăietoare fără a dezvolta deformații plastice, fiind înclinate la 45° în cazul elementelor C1, C3 și C4.

În urma utilizării schemelor de armare diagonale a grinzilor de cuplare, capacitatea ultimă de deformare a crescut cu 40%. Mai mult decât atât, modul de cedare prin lunecarea secțiunii de beton la fața montanților a fost împiedecat. Grinda de cuplare C6 a cărei armături diagonale au traversat întreaga deschidere a grinzii, a înregistrat o cantitate dublă de disipare a energiei seismice comparativ cu celelalte grinzi testate. O ușoară îmbunătățire s-a obținut din punct de vedere al ductilității în urma sporirii dimensiunilor secțiunii de beton confinat a grinzilor testate.

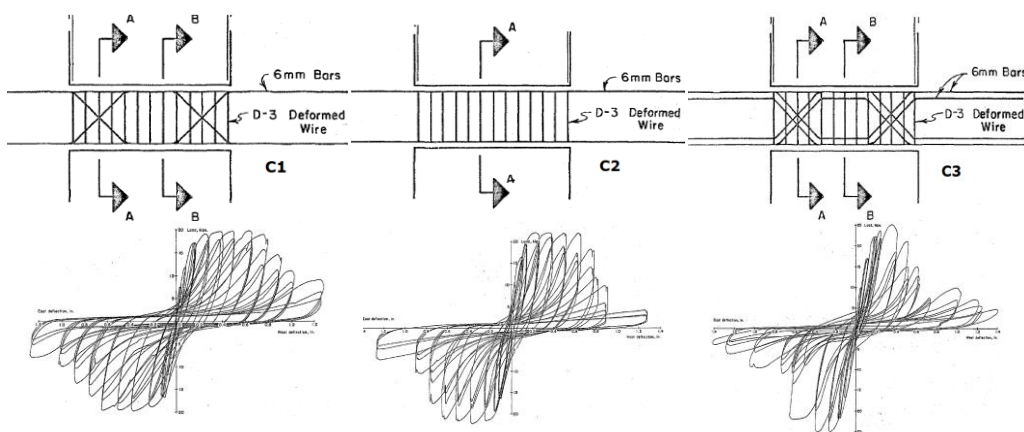


Fig. 2.31 Schema de armare și răspunsul seismic al riglelor de cuplare C1 - C3 [42]

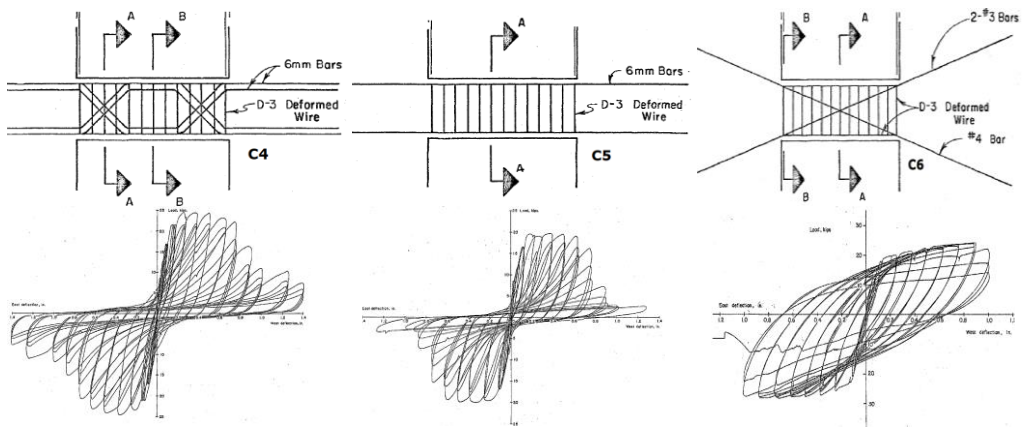


Fig. 2.32 Schema de armare și răspunsul seismic al riglelor de cuplare C4 - C6 [42]

L. Galano, A. Vignoli [43] investigând performanțele seismice a cincisprezece grinzi de cuplare din beton armat (raportul l/h 1,33) cu diverse scheme de armare, în scopul comparării rezultatelor și identificării unor soluții noi de armare a acestor elemente, au constatat că prin dispunerea rombică a armăturilor înclinate pe deschiderea grinzilor de cuplare se pot obține performanțe asemănătoare sau chiar superioare (20%) cu a riglelor de cuplare armate utilizând carcasse diagonale. În plus, modul de execuție este îmbunătățit iar timpul de punere în operă poate fi mai redus.

Secțiunea transversală a grinzilor de cuplare testate a fost de 150x400 mm. Un coeficient de armare longitudinal de 0,524 a fost utilizat în cazul armării longitudinale, în timp ce cantitatea de etrieri transversali pe lungime a fost ajustată funcție de capacitatea barelor diagonale. În cazul grinzilor de cuplare armate ortogonal, după intrarea în curgere a armăturilor orizontale, influența forței tăietoare asupra comportării ciclice a fost vizibilă, încât energia disipată a fost de două ori mai redusă față de celelalte elemente (Fig. 2.33).

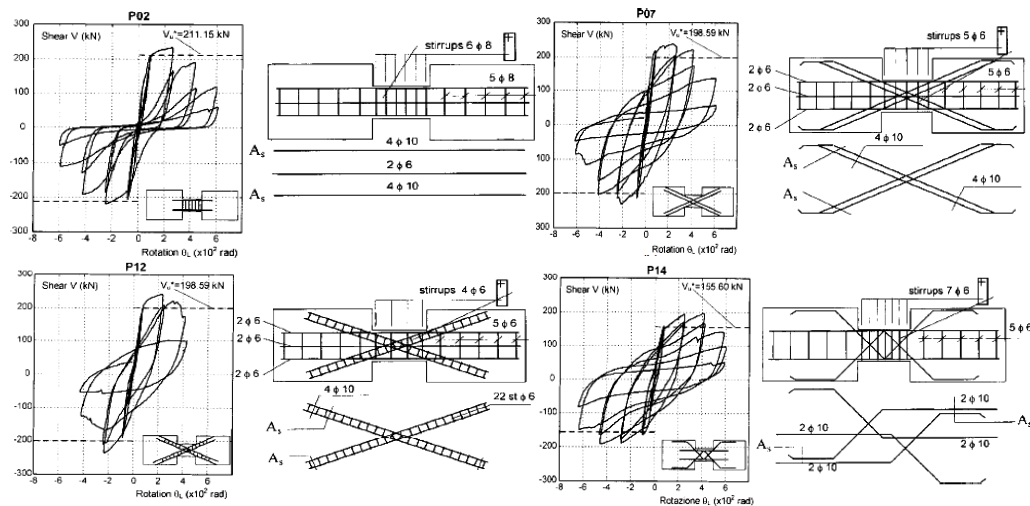


Fig. 2.33 Armarea elementelor și curbele de capacitate ciclice rezultate [43]

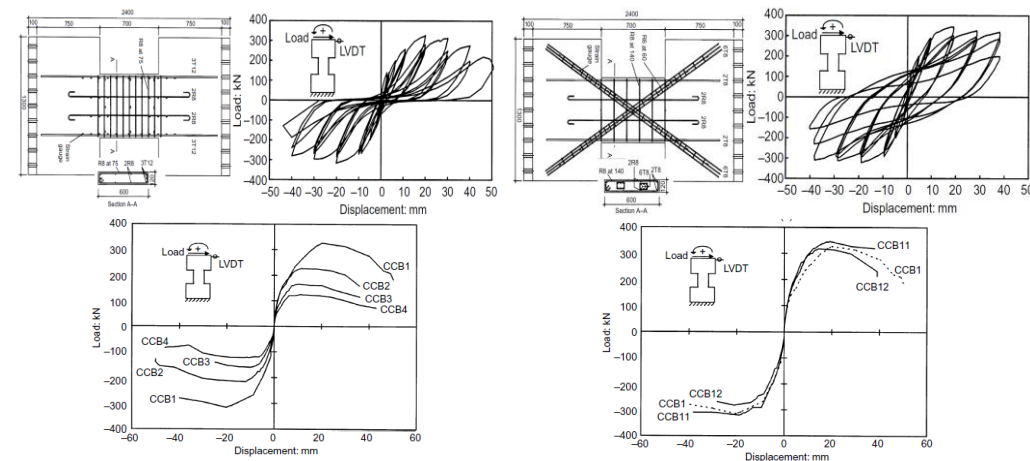


Fig. 2.34 A. Kwan – curbele înfășurătoare a grinzilor de cuplare CCB1 - CCB12 [44]

A.K.H. Kwan, Z.-Z. Zhao, [44], [45] în urma unor investigații experimentale, a constatat că odată cu creșterea în lungime a riglelor de cuplare, păstrând constant aceeași secțiune transversală și același procent de armare longitudinal și vertical, nivelul ductilității crește. În schimb, capacitatea portantă și rigiditatea inițială sunt mai reduse. Mai mult decât atât, modurile de cedare a grinzilor testate au fost

diferite, CCB1 care a prezentat raportul l/h 1,17 a dezvoltat o cedare fragilă, cauzată de curgerea etrierilor verticali, în timp ce CCB4 cu raportul l/h 2,00 a cedat ductil, prin curgerea armăturilor longitudinale și zdrobirea betonului comprimat.

Grinda CCB1 a dezvoltat un factor de ductilitate egal cu 4, în timp ce CCB4 aproximativ 6. Totodată, suplimentând cantitatea de etrieri, în cazul grinzii CCB12 (prezentând aceeași geometrie și armare longitudinală ca CCB1) cedarea s-a produs într-un mod mai fragil, în zona de încastrare, ca urmare a lunecării secțiunii de beton la fața montanților și a comportării elastice a etrierilor, aspect descris și de T. Paulay. În urma armării diagonale, rigla de cuplare CCB11 a dezvoltat o capacitate portantă asemănătoare cu CCB12, însă stabilitate histeretică și capacitate de disipare a energiei seismice mult mai ridicată (Fig. 2.34). În final, autorii recomandă ca elementele pe lângă o ductilitate ridicată, să fie înzestrate și cu o capacitate ridicată de deformare plastică, pentru a obține un răspuns seismic superior.

T. P. Tassios, M. Moretti, A. Bezas [46] au testat ciclic o serie de zece grinzi de cuplare, utilizând cinci scheme de armare (Fig. 2.35) în scopul identificării și comparării răspunsului seismic. Elementele CB-A au prezentat raportul l/h 1,00 în timp ce CB-B 1,66, definite ca grinzi scurte sau cu deschideri medii. În urma testelor, grinzile de cuplare armate cu carcasa diagonale (CB-2) au dezvoltat un răspuns seismic superior față de celelalte elemente testate. În urma considerării barelor horizontale intermediare pe înălțimea secțiunii, grinzile CB-4 și CB-5 au prezentat o cedare mai fragilă față de grinzile CB-1, acest lucru datorându-se în principal creșterii capacității la încovoiere a grinzilor, care au concentrat forțe tăietoare mai mari în secțiunile de reazem sau în zona centrală unde forța tăietoare capabilă generată de etrieri a rămas aceeași. În schimb, modul de cedare asociat lunecării la fața montanților a fost împiedecat. Comparativ cu performanțele dezvoltate de elementele CB-1, armăturile înclinate propuse în cazul grinzilor CB-3 au condus la o creștere a capacității portante în stadiul ultim cu 30%, schimbând și modul de cedare, într-unul mai ductil cu o capacitate mai mare de disipare a energiei histeretice. Elementele experimentale la care raportul l/h a fost 1,66 au dezvoltat o capacitate mai ridicată de deformare și o degradare mai redusă a rigidității la încovoiere, față de elementele la care acest raport a fost 1,00. În concluzii, autorii recomandă ca armăturile înclinate și armăturile horizontale (CB-3 și CB-5) dispuse pentru a împiedeca modul de cedare asociat lunecării cauzat de forța tăietoare, să fie dimensionate cu o suprazistență de 150% față de valoarea forței tăietoare efective.

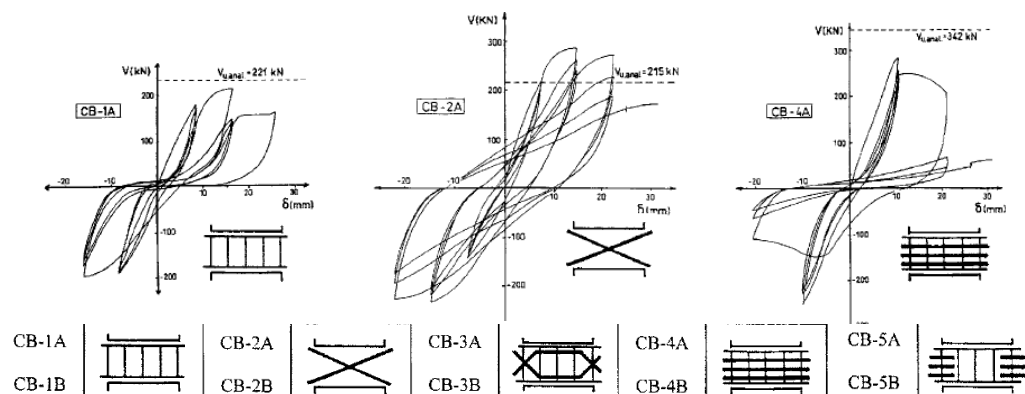


Fig. 2.35 Schemele de armare studiate și răspunsul ciclic a grinzilor CB-1A, CB-2A, CB-4A[46]

S. F. Brena, O. Ihtiyar [47] au înregistrat experimental, monitorizând starea de deformații și eforturi, o scădere a rigidității la tăiere a secțiunii din beton armat (GA) a riglelor de cuplare armate cu carcasse ortogonale cu mai mult de 90% față de cea inițială, odată cu creșterea deformațiilor, în jurul valorii factorului de ductilitate cuprins între 1,00 și 1,33. În cadrul programului experimental, patru elemente cu raportul l/h de 1,33 (CB-1, CB-2) și 2,67 (CB-3, CB-4) au fost testate ciclic până la cedare. Secțiunea de 250x380 mm a grinzilor s-a menținut constantă, în schimb modul de armare și lungimea liberă între montanți au fost parametrii care au influențat comportarea ciclică a acestora.

Riglele CB-1 și CB-3 datorită suprarezistenței generate de etrieri, au prezentat o comportare relativ ductilă, însă după curgerea armăturilor longitudinale, comportarea ciclică a fost influențată de mărimea forțelor tăietoare de la extremități. Comparând performanțele înregistrate de aceste două elemente, s-a constatat că armăturile orizontale intermediare considerate în cazul riglei CB-3 au redus efectul lunecărilor de la extremități. Rigla de cuplare CB-4 a prezentat o capacitate de deformare plastică mult mai mare în raport cu celelalte elemente testate. În urma curgerii excesive a armăturilor, deformațiile pe verticală înregistrate la interfața riglă montant au fost mult mai semnificative ($\approx 5,00$ mm), însă datorită efectului redus a forței tăietoare, cedarea acestuia a fost ductilă. În schimb, rigla de cuplare CB-2 care a fost subdimensionată din perspectiva armării cu etrieri, a cedat ca urmare a curgerii acestora imediat după înregistrarea deformațiilor plastice în armăturile orizontale, dezvoltând o comportare deficitară.

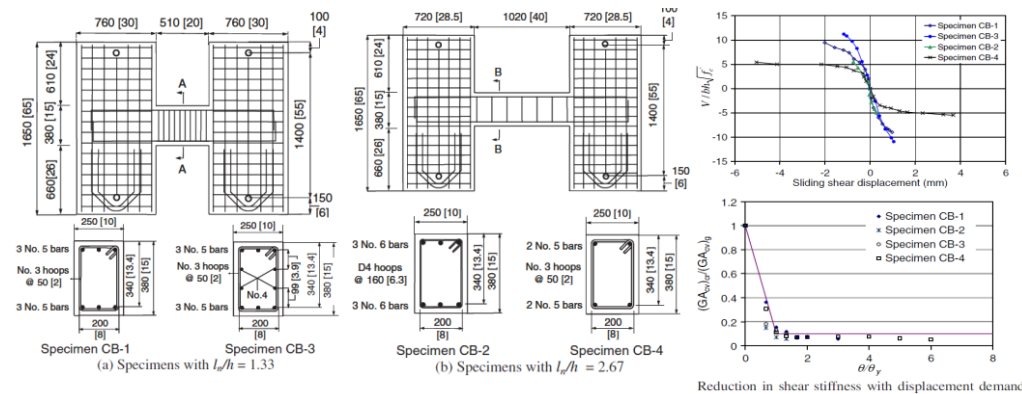


Fig. 2.36 Rezultatele obținute în testele experimentale de S. F. Brena [47]

E. Lim, S. J. Hwang, T. W. Wang, Y. H. Chang [48] E. Lim, S. J. Hwang, T. W. Wang, Y. H. Chang [48] evaluând seismic o serie de grinzi de cuplare cu raportul l/h 1,00 respectiv 2,00, au confirmat de asemenea performanțele seismice superioare obținute în urma armării diagonale a riglelor de cuplare față de cele armate convențional. Scopul principal al studiului a fost de a înregistra experimental și de a compara teoretic capacitățile portante ale elementelor testate cu procedurile de evaluare și proiectare precizate în normativul american ACI 318-14, care în cazul armării diagonale, propune relații de dimensionare a armăturilor diagonale neglijând capacitatea betonului comprimat la preluarea forței tăietoare, respectiv reevaluarea momentelor capabile secționale dezvoltate la extremități, la întreg nivelul sistemului de pereți cuplați.

În acest context, în baza relațiilor de dimensionare a armăturilor, în cazul elementelor CB10-1 și CB20-1 s-a înregistrat o suprezistență a momentului încovoietor de 1,67 respectiv 1,61 față de cel necesar. Această suprezistență dacă nu este evaluată corespunzător, va conduce la creșterea eforturilor axiale în pereți și a rigidității laterale, concentrând la bază forțe tăietoare mult mai mari care pot să conducă la o cedare fragilă a întregului sistem. Autorii propun ca întreaga capacitate la forță tăietoare să fie evaluată, pe baza momentului plastic rezistent al secțiunii rezultat în urma considerării tuturor armăturilor atât diagonale cât și orizontale necesare din procesul de proiectare seismic.

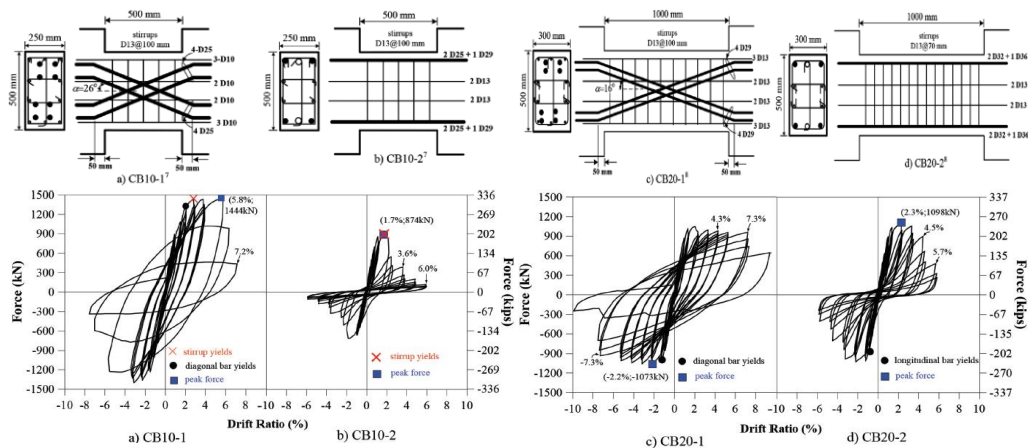


Fig. 2.37 Curbele de comportare rezultate în urma programului experimental [48]

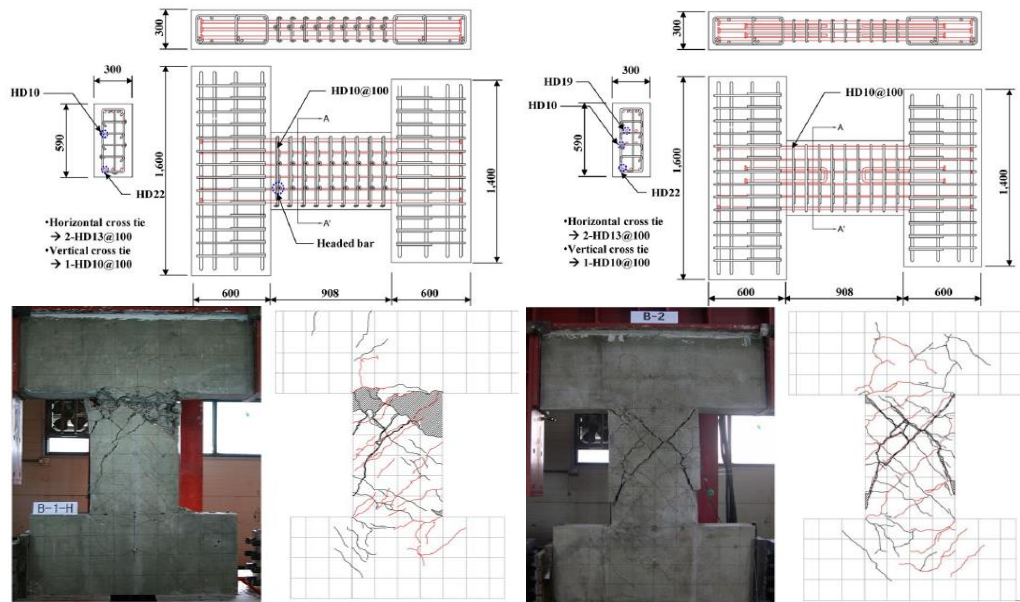


Fig. 2.38 Modul de armare și cedare a grinzilor de cuplare testate de Soo-Yeon Seo [49]

Soo-Yeon Seo [49] a propus o serie de armături orizontale, evazate sub forma unor bucle, concentrate în zonele de încastrare a grinzilor de cuplare, pentru a consolida rezistența împotriva modului de cedare asociat lunecării secțiunii de beton la fața montanților. Ancorarea totală sau parțială a barelor orizontale intermediare, respectiv creșterea capacității la forfecare utilizând o serie de etrieri verticali cu ancoraje speciale au fost alte variabile introduse la nivelul studiului. Grinzile de cuplare studiate au avut 908 mm lungime, 590 mm înălțime și 300 mm grosime.

Față de situația inițială, modul de cedare a grinzilor în urma introducerii armăturilor orizontale la extremități s-a modificat, concentrându-se în zona centrală unde etrierii nu au prezentat capacitatea portantă necesară pentru a prelua forțele tăietoare rezultate (Fig. 2.38) ca urmare a creșterii momentelor capabile la extremități. În acest sens, ductilitatea grinzilor a fost redusă cu 50%. În faza inițială, cedarea grinzilor s-a produs relativ ductil, încât grinzile testate au prezentat degradări semnificative la nivelul încastrărilor, unde au dezvoltat articulații plastice concentrate. Înregistrând starea de solicitare în lungul brațelor verticale ale etrierilor, etrierii verticali cu ciocuri dezvoltate la extremități au prezentat o stare de eforturi mai intensă, față de cei cu ancoraje speciale la extremități, încât efectul de confinare generat a fost mai ridicat. În consecință, rezistența secțiunii la fața montanților poate fi sporită utilizând armături orizontale suplimentare, însă efectul acestora necesită a fi luat în considerare la evaluarea forței tăietoare efective pentru dimensionarea etrierilor verticali.

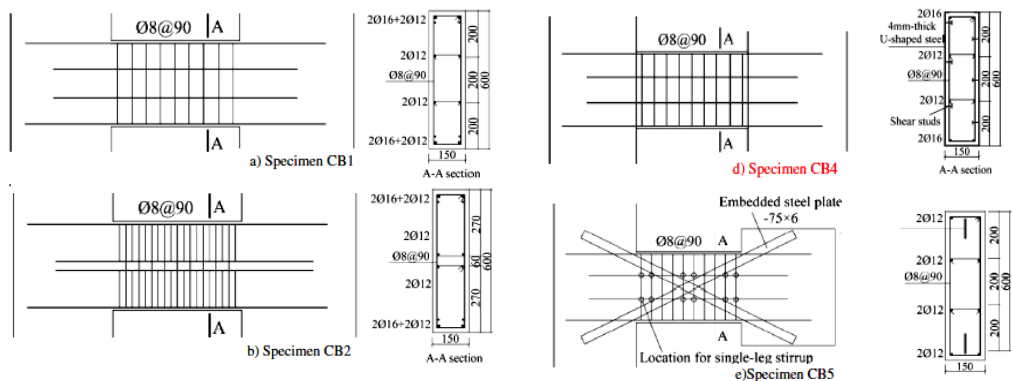


Fig. 2.39 Schemele de armare a grinzilor propuse în cadrul studiului efectuat de Li [50]

Xian Li [50] a constatat că odată cu creșterea gradului de confinare, fie prin introducerea de etrieri intermediari fie utilizând platbenzi metalice dispuse pe fețele principale a riglelor (4 mm grosime) capacitatea de deformare a grinzilor de cuplare poate fi îmbunătățită semnificativ. Grinzile de cuplare CB2 și CB4 au înregistrat o creștere cu 31% respectiv 27% a deplasării ultime, ca urmare a gradului de fisurare mai redus și a consolidării zonei betonului comprimat. De asemenea, Xian Li a înregistrat performanțe asemănătoare în cazul în care armăturile diagonale la nivelul grinzii CB5 au fost înlocuite cu platbenzi metalice cu secțiunea de 75x6 mm. Față de CB1 care a fost armată utilizând carcasse ortogonale, riglele CB5 și CB6 au fost armate diagonal și au dezvoltat o capacitate de deformare de 1,50 ori respectiv 1,85 ori mai ridicată. Grinzile testate au prezentat secțiunea transversală de 150x600 mm și deschiderea liberă de 900 mm fiind construite la scară 1:2.

2.3 Pereți compoziți oțel-beton

Pereții structurali din beton armat, datorită performanțelor structurale ridicate cu care sunt înzestrați, sunt deseori întâlniți în cadrul clădirilor înalte amplasate în zone seismice, cu scopul de a limita deformațiile laterale ale structurii de rezistență și a reduce degradările concentrate la nivelul elementelor nestructurale în timpul acțiunii unui seism [51]. În ultimele decenii, structurile proiectate preponderent cu astfel de elemente structurale au dezvoltat un nivel satisfăcător al performanței seismice sub efectul cutremurelor severe de mare intensitate [52]. În general, caracteristicile de deformare a pereților structurali din beton armat sunt influențate de mai mulți factori: de geometria de ansamblu, forma secțiunii transversale, procentele de armare secționale, precum și de modul de aplicare a forțelor orizontale și verticale [53]. Deseori, cantități importante de armături sunt necesare pentru a reduce starea de fisurare excesivă sau pentru a asigura rezistența și ductilitatea pereților din cauza dimensiunilor limitate impuse la nivel arhitectural [53]. Acest lucru îngreunează procesul de execuție sau poate face impracticabil modul de armare a acestora, utilizând doar bare circulare. În acest context de-a lungul timpului, o serie de investigații experimentale și studii teoretice au fost realizate, pentru a combate deficiențele mai sus menționate a pereților din beton armat. Pereții structurali din beton armat, cu secțiunea compusă oțel-beton, s-au adeverit a fi o soluție alternativă celor din beton armat convențional. Ca și concept, sistemele compuse oțel-beton prezintă o serie de avantaje precum:

- Obținerea unor performanțe structurale ridicate
- Reducerea dimensiunilor elementelor structurale
- Reducerea timpului de execuție, prin simpla înlocuire a barelor de armătură utilizând profilele metalice
- Posibilitatea execuției mai rapide, folosind elemente metalice prefabricate
- Reducerea timpului și gradului, de punere în operă a cofrajelor
- Reducerea costurilor globale a construcției
- Integrarea mai ușoară a soluțiilor structurale la cerințele arhitecturale

Funcție de modul de solicitare dominant și de criteriile arhitecturale impuse, la nivelul pereților compoziți profilele metalice pot fi total sau parțial înglobate în beton. În cele mai multe cazuri, acestea sunt amplasate la extremități pentru a reduce cantitatea de armături longitudinale concentrată în bulbi la nivelul pereților din beton armat și pentru a spori în principal capacitatea la solicitarea de încovoiere. Soluții precum creșterea rezistenței la compresiune a betonului, înglobarea multiplă a profilelor metalice în beton în lungul secțiunii pereților sau asigurarea în plan median, pe o față sau pe ambele fețe a pereților compoziți a platbenzilor metalice de diferite grosimi, sunt utilizate pentru creșterea rezistențelor la forfecare sau compresiune a pereților compoziți [54], [55]. În acest context, profilele metalice pot să prezinte secțiuni diferite, deschise sau închise, laminate la cald sau confecționate din table sudate. La rândul lor, secțiunile închise (țevi circulare sau rectangulare) pot prezenta o secțiune compusă, existând posibilitatea ca acestea să fie umplute cu beton de clase superioare ca rezistență. Secțiunile deschise pot să asigure o conexiune relativ mai facilă în schimb a cadrelor metalice secundare structurilor compozite oțel-beton, de pereții compoziți. În Fig. 2.40 sunt ilustrate o serie de detalii regăsite în general la nivelul pereților compoziți oțel-beton. Concentrând rezistențele oțelului structural cu cele a betonului, performanțe superioare în termeni de ductilitate, rezistență și rigiditate au fost obținute [56].

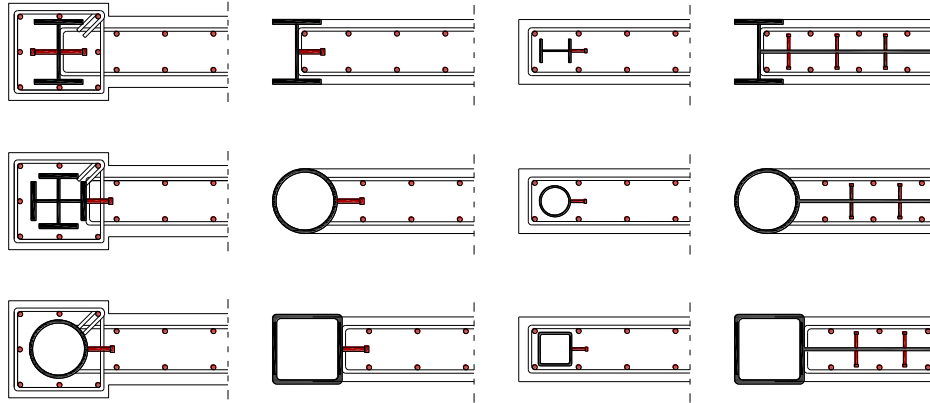


Fig. 2.40 Tipuri de secțiuni întâlnite la nivelul pereților compoziți: profile total sau parțial înglobate în beton

Bryce Tupper [57], [58] în urma unui studiu experimental a înregistrat performanțe seismice asemănătoare ale pereților compoziți cu ale celor din beton armat, testând trei pereți lamelari cu caracteristici secționale asemănătoare (Fig. 2.41). Țevi metalice rectangulare parțial înglobate în beton poziționate la extremitățile secțiunii transversale, de care au fost sudate armăturile orizontale (W1), respectiv profile laminate de tip U care au avut asigurată conlucrarea cu betonul prin intermediul unor conectori metalici ($\text{Ø}12.7/207$ mm) sudați pe lungimea acestora (W2) au fost variabilele introduse la nivelul studiului, pentru o serie de analize comparative cu elementul din beton armat convențional (W3) considerat ca referință.

În cazul ambilor pereți compoziți oțel-beton, în timpul testelor, au fost înregistrate deformații plastice la nivelul profilelor metalice, dovedindu-se astfel eficiența conexiunii oțel-beton în ambele soluții practicate. Comportarea elementelor a fost una ductilă, cedarea elementelor compozite s-a produs ca urmare a instabilității locale a profilelor metalice și a zdrobirii betonului în zona comprimată. Utilizarea în soluție prefabricată a armăturilor concentrate la extremități, sub forma profilelor metalice s-a dovedit a fi eficientă, reducându-se astfel timpul de execuție al acestor elemente și posibilitatea de a crea conexiuni cu elemente metalice secundare în cazul unei structuri mixte oțel-beton.

Fei-Yu Liao [59], [60] în urma unui studiu comparativ a constatat că, pereții compoziți cu profile metalice laminate la cald (dublu T) înglobate în bulbi la extremități și grinzi metalice orizontale ce înrămează complet panoul central din beton armat, au dezvoltat o comportare asemănătoare, însă o ductilitate superioară față de situația când aria transversală a profilului structural de la extremități a fost concentrată în bulbi sub formă de armături longitudinale uniform distribuite. În plus, autorul a constatat că, odată cu creșterea eforturilor axiale, capacitatea portantă a elementelor testate și rigiditatea laterală a crescut, însă capacitatea de deformare a acestora s-a redus. Acest efect a fost resimțit și în urma modificării lățimii pereților, păstrând constantă aceeași înălțime.

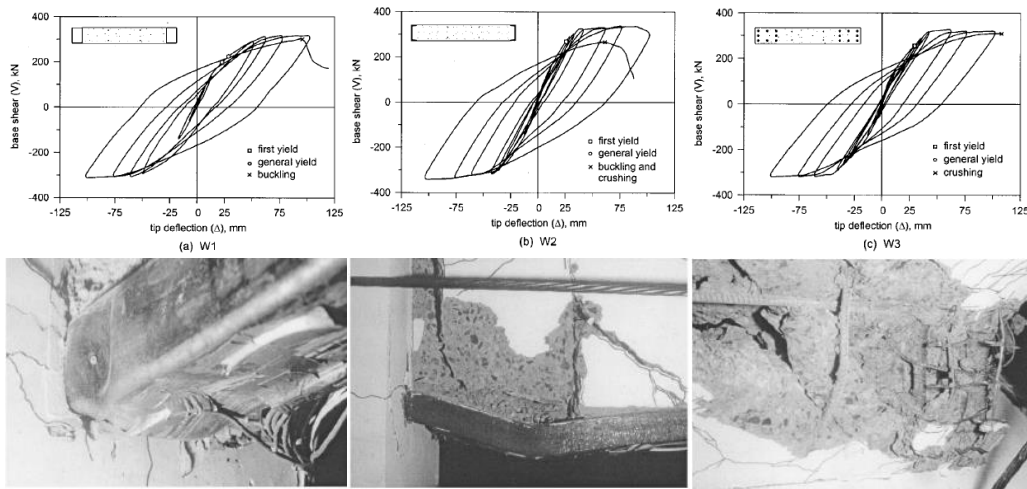


Fig. 2.41 Curbele histeretice dezvoltate de elementele testate W1, W2, W3 [57], [58]

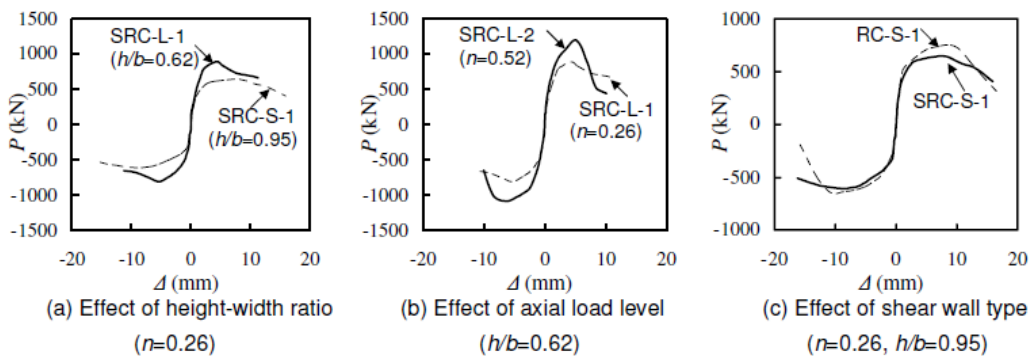


Fig. 2.42 Curbele înfășurătoare a elementelor testate de către Fei-Yu Liao [59], [60]

În cazul în care bulbii rectangulari de la extremități au fost constituiți din țevi circulare aparente umplute cu beton, conlucrarea acestora cu panoul din beton armat, a fost asigurată cu succes pe toată durata testelor, utilizând conectori metalici confecționați din armături fasonate sub formă de U de 8 mm diametru, sudate pe înălțimea acestora la fiecare 120 mm [61].

Într-un alt studiu experimental în care șapte pereți izolați din beton armat au fost testați cvasi-static până la cedare, X. Ji, J. Qian, Z. Jiang [62], [63] a raportat performanțe superioare din punct de vedere structural ale pereților din beton armat, în urma înglobării la extremități a unor țevi metalice circulare umplute cu beton. Pereții studiați au fost construiți la scară redusă 1:3, având o grosime de 160 mm. În studiu, elementele SW1-SW6 au prezentat bulbi lamelari la extremități, în timp ce SW7 a conținut bulbi rectangulari cu secțiunea de 250 mm. Țevile circulare înglobate în beton au prezentat diametrul de $\varnothing 114 \times 3,36$ mm (SW2-SW5) și $\varnothing 88,5 \times 3,36$ mm (SW6-SW7) fiind realizate din oțel cu limita de curgere $f_y = 368,70$ MPa. În plus, față de secțiunea diferită a elementelor testate, efortul axial normalizat la nivelul elementelor a fost cuprins între 0,55 și 0,73. Clasa betonului utilizat a fost C40/50 în panoul central din beton armat, respectiv C50/60 înglobat în interiorul țevilor metalice.

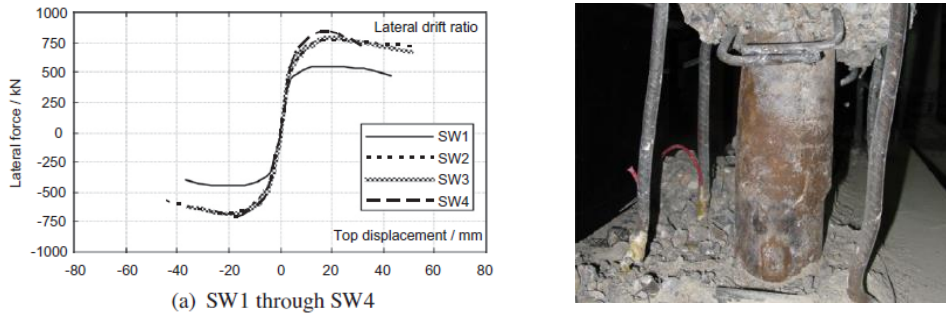


Fig. 2.43 Curbele de capacitate dezvoltate de elementele SW1-SW4 [62], [63]

Toate elementele au cedat ductil ca urmare a curgerii armăturilor întinse și zdrobirii betonului comprimat (împreună cu flambajul local al țevilor metalice). În urma înglobării suplimentare a țevilor circulare, capacitatea portantă a elementelor compozite a crescut cu 44% iar energia seismică totală disipată cu 63% față de elementul din beton armat SW1. Comparativ cu secțiunile lamelare, capacitatea de deformare a elementului SW7 a fost cu 42% mai semnificativă, în stadiul ultim ($\theta_u=0,020$) față de celelalte elemente testate ($\theta_u=0,014$). Capacitatea de disipare a energiei histeretice și ductilitatea elementelor, au fost direct proporțională cu creșterea secțiunii țevilor metalice înglobate în beton.

O altă serie de pereți lamelari cu secțiunea compusă oțel-beton, înglobând parțial sau total profile laminate la cald (mono simetrice sau dublu simetrice) la extremități sau în zona centrală a panoului din beton armat au fost testați ciclic până la cedare de către Fabian A., Dan D., Stoian V. [64], [65]. Scopul studiului a fost de a propune și a investiga diferite configurații structurale ale pereților compoziți, ca soluții alternative ale pereților structurali din beton armat.



Fig. 2.44 Moduri de cedare înregistrate în cazul elementelor testate CSRCW1-CSRCW6 [64]

Pereții concepuți au prezentat grosimea de 100 mm respectiv lățimea secțiunii de 1000 mm. Țevi rectangulare 70x5 mm respectiv profile I70x70x7 mm au fost înglobate parțial sau total în beton sub diferite configurații secționale, iar conlucrarea cu betonul a fost asigurată de conectori metalici Ø13 mm de tip Nelson dispuși la fiecare 100 mm. Ultimul element (CSRCW-6) testat a fost considerat ca referință, fiind alcătuit utilizând principiile betonului armat. Procentele de armare longitudinale concentrate la extremități au fost aproximativ egale în cazul pereților compoziți (CSRCW1 – CSRCW5) cu cele ale peretelui din beton armat convențional (CSRCW6). Prin urmare, pereții cu secțiunea compusă au dezvoltat o comportare ductilă, prin atingerea deformațiilor plastice sau chiar ruperea la nivelul profilelor metalice întinse, respectiv zdrobirea betonului și flambajul local al profilelor comprimate (Fig. 2.44) atingând performanțe superioare față de elementul din beton armat CSRCW6. Conexiunea oțel-beton realizată utilizând conectori metalici de tip Nelson, a asigurat cu succes transmiterea eforturilor tangențiale la interfața betonului armat către oțelul structural. Pentru ca cedarea să fie ductilă în cazul acestor elemente, autorii recomandă ca armăturile orizontale să fie dimensionate la forța tăietoare asociată momentului plastic rezistent luând în considerare efectul de consolidare al oțelului, respectiv utilizarea unui beton cu rezistențe ridicate și confinarea cu etrieri suplimentari a zonelor de la extremitățile pereților pentru a consolida zona comprimată de beton.

Y. Zhou, X. Lu, Y. Dong [66], [67] au studiat performanța seismică a pereților compoziți oțel-beton, cu secțiuni transversale compuse din două, trei sau patru profile metalice înglobate complet în panoul de beton armat (Fig. 2.45), cu scopul de a observa influența poziției, numărului și aria secțiunii acestora în comportarea histeretică. Mai mult decât atât, din totalul de 16 elemente (CSW-1 – CSW-16) unii dintre pereții testați au prezentat raportul h/l diferit: 3,75; 2,00; 1,50; 0,80 fiind solicitați sub diferite niveluri ale forței axiale normalizate: 0,09; 0,18; 0,24. Grosimea pereților a fost menținută constantă de 100 mm, respectiv armarea transversală (Ø6/100 mm) și longitudinală (Ø8/100 mm). Din investigațiile studiului experimental s-a putut observa că odată cu reducerea raportului h/l de la 3,75 spre 0,80, modurile de cedare ale elementelor testate s-au schimbat, dintr-o cedare ductilă într-una fragilă influențată preponderent de acțiunea forței tăietoare. Totodată, ductilitatea, deformațiile plastice remanente și capacitatea de disipare a energiei s-au redus odată cu micșorarea acestui raport (Fig. 2.46).

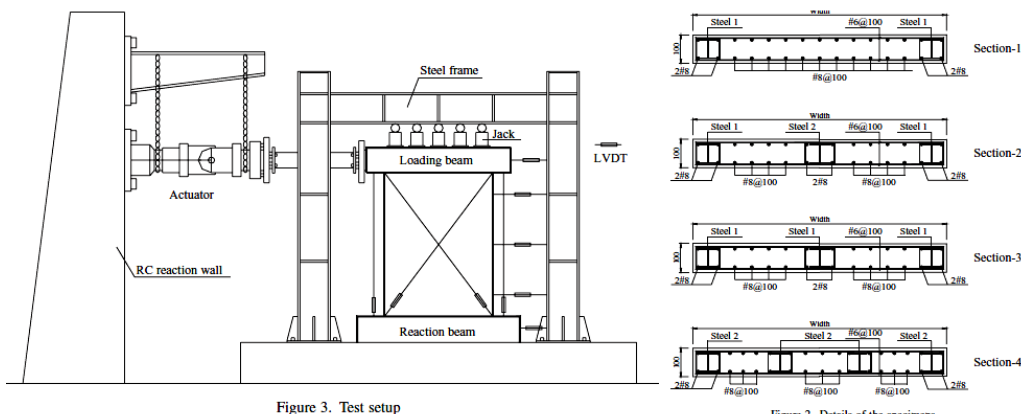


Fig. 2.45 Configurația secțiunii compuse a elementelor testate [66], [67]

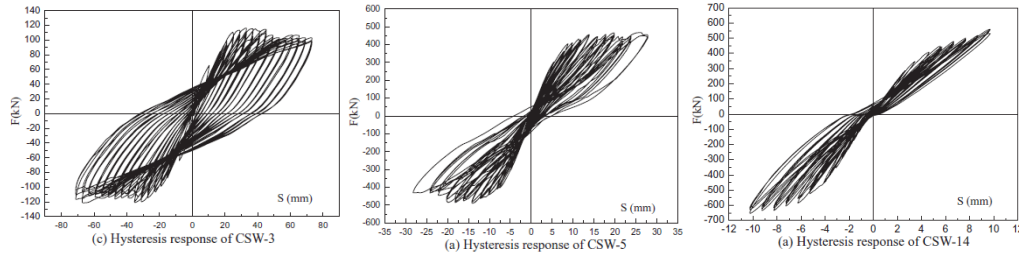


Fig. 2.46 Influența reducerii raportului h/l (3,50; 1,50; 0,80) în comportarea histeretică a pereților

În urma considerării profilelor metalice concentrate în zona centrală a secțiunii, starea de fisurare înregistrată a fost mai redusă, ca urmare a rezistenței la întindere generate de secțiunea oțelului structural, împiedicând astfel deschiderea fisurilor diagonale. Pe deasupra, chiar și sub influența unor forțe axiale mai mari, zona comprimată de beton a suferit o stare mai redusă de degradare, astfel încât ductilitatea elementelor a fost mai ridicată (de la 3,80 la 4,80). Odată cu creșterea numărului de profile metalice intermediare pe secțiune, capacitatea de disipare a energiei seismice a fost îmbunătățită. În schimb, o ductilitate superioară cu 17,5% a fost obținută de elementele cu un singur profil concentrat în zona centrală față de pereții compoziți cu două profile metalice intermediare (4,70 față de 4,00). Această creștere a ductilității și capacității de disipare a energiei histeretice, a fost influențată direct de forța capabilă la întindere a profilelor metalice considerate.

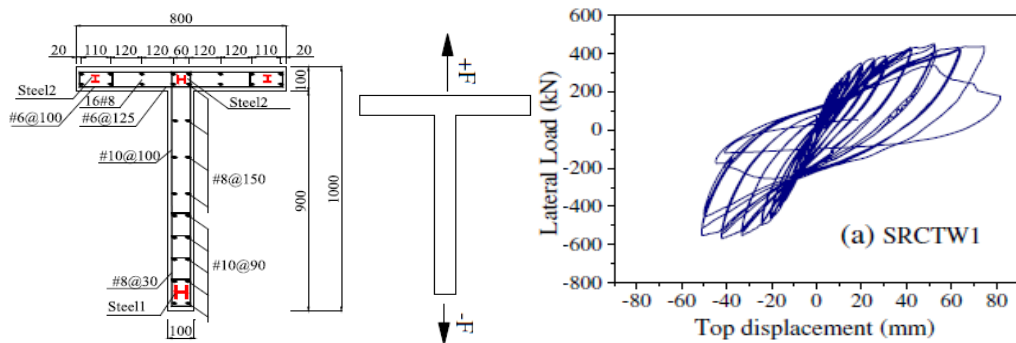


Fig. 2.47 Curba de comportare asimetrică a elementului SRCTW1 [68]

Xilin Lu [68] a înregistrat faptul că în cazul pereților compoziți cu secțiuni nesimetrice (pereți lamelari) comportarea ciclică înregistrată a fost diferită pe direcțiile alternative de solicitare, față de cea dezvoltată de pereții cu secțiuni simetrice, forma secțiunii transversale având o influență substanțială în ceea ce privește ductilitatea, rezistența și rigiditatea pereților. Un nivel mai redus al ductilității (3,17 față de 4,10) însă o capacitate portantă mai ridicată (568,17 kN față de 451,45 kN) a fost atinsă atunci când talpa secțiunii transversale a pereților testați a fost întinsă. În același timp, odată cu creșterea eforturilor axiale, capacitatea de deformare a elementelor testate și ductilitatea au scăzut (4,10 la 2,71) fapt confirmat și de Y. Zhou [67]. În acest context, eforturile axiale pe secțiune necesită a fi limitate. Conform Fig. 2.47 în capătul liber al secțiunii compuse, un profil laminat 150x6 mm a fost înglobat complet în beton, în timp ce în

capătul opus, în lungul lamelei trei profile I30x4 mm au fost utilizate. Zona intersectată de pereți, conform concluziilor trasate de autori, nu necesită o confinare suplimentară pentru a asigura transferul forțelor tangențiale de-a lungul nodului. Cele trei elemente testate (SRTCW1-3) cu raportul H/h_w 2,20 au cedat ductil, prin curgerea armăturilor întinse și zdrobirea betonului respectiv flambajul profilului metalic în zona comprimată a capătului liber. O atenție specială necesită concentrată asupra gradului de confinare a acestor zone, pentru a preîntâmpina o cedare prematură. De asemenea, luarea în considerare a interacțiunii pereților este necesară la determinarea capacităților portante.

Wenwu Lan [69] schimbând planul de solicitare, luând în considerare mai multe unghiuri de solicitare față de axele principale ale secțiunii, a înregistrat capacități portante și moduri de cedare diferite ale elementelor experimentale testate. În urma unor analize FEM avansate și ale unui studiu parametric, autorul a înregistrat diferențe de până la 22% de capacitate funcție de unghiul de aplicare a forțelor (la 45° înregistrându-se capacitățile portante cele mai semnificative, în timp ce la 180° cele minime). Desigur, aceste capacități au fost influențate de raportul forțelor axiale pe secțiune, de raportul între înălțimea și lățimea elementelor respectiv de capacitatea profilelor metalice înglobate în beton (funcție de aria secțiunii transversale) contribuția acestora fiind semnificativă așa cum declară autorii, preponderent la preluarea eforturilor solicitării de încovoiere și mai puțin la tăiere.

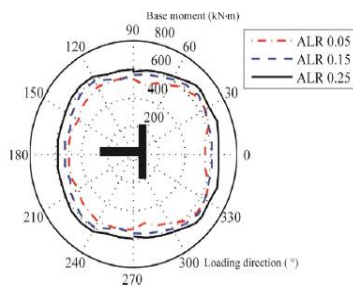


Fig. 10. Influence of the axial load ratio and the loading direction.

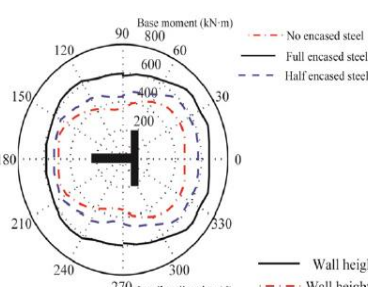


Fig. 11. Influence of the embedded steel.

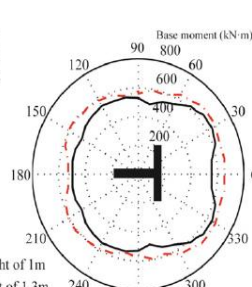


Fig. 12. Influence of the wall height.

Fig. 2.48 Influența forței axiale normalizate, ariei profilelor respectiv a înălțimii pereților la evaluarea capacității portante sub diferite unghiuri ale solicitărilor rezultate [69]

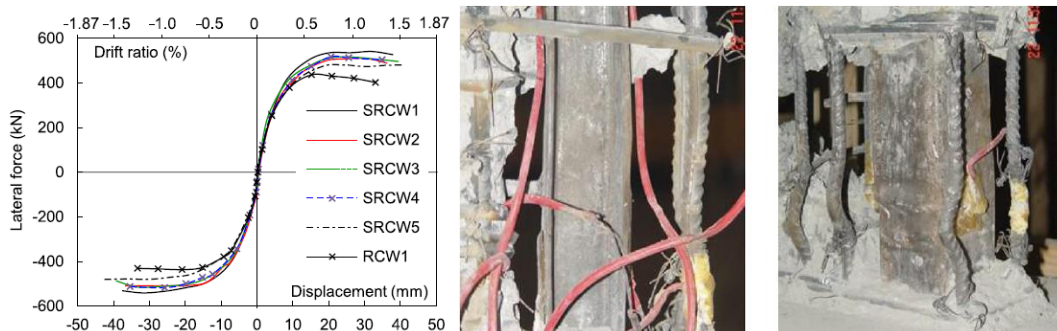


Fig. 2.49 Curbele înfășurătoare și detalii ale modurilor de cedare înregistrate de elementele SRCW1-5, RCW1 [70]

În comparație cu studiul teoretic și experimental realizat de A. Fabian, Dan D., V. Stoian [64], [65] în care pereții compoziți au prezentat profile înglobate total sau parțial în beton, la extremități sau în zona centrală, cu secțiunea rectangulară sau dublu T, Xiadong Ji, Ya Sun, J. Qian [70] a propus un studiu asemănător, înglobând total în beton la nivelul pereților compoziți, țevi metalice circulare respectiv profile laminate tip U. În plus, efortul axial normalizat concentrat la nivelul elementelor a fost $\approx 0,58$ față de $\approx 0,02$ [64], [65]. Conexiunea oțel-beton a fost asigurată de aceiași conectori de tip Nelson, însă cu diametrul de $\varnothing 8/100$ mm. Grosimea celor șase elemente studiate a fost de 140 mm în timp ce lățimea de 1100 mm. Ultimul element studiat RCW1 a fost armat convențional cu bare orizontale și verticale, fiind considerat ca referință pentru studii comparative. Pereții au dezvoltat o comportare ductilă, însă din cauza forțelor axiale semnificative, în jurul deplasării relative de nivel de 0,25% la nivelul profilelor metalice în zona comprimată limita de curgere în oțel a fost atinsă. Ulterior, la deplasări superioare de 0,50% deformațiile plastice au fost înregistrate și în zona întinsă. În final, cedarea s-a produs prin zdrobirea betonului comprimat și a flambajului armăturilor comprimate (Fig. 2.49) la deplasarea relativă de nivel de 1,40%. Tipul profilelor metalice, au avut o influență nesemnificativă în ceea ce privește capacitatea portantă înregistrată la nivelul elementelor compozite. În schimb, elementul SRCW1 care a prezentat un procent secțional mai mare al profilelor marginale, a prezentat o forță capabilă la curgere mai ridicată în comparație cu celelalte elemente testate. În același mod, SRCW5 a înregistrat o capacitate de deformare mai ridicată, ca efect a gradului de confinare crescut, generat de secțiunea țevilor circulare umplute cu beton. Capacitatea portantă a elementelor compozite a fost cu 15,80% mai semnificativă față de RCW1. În schimb nivelul ductilității a fost asemănător.

Q. Zhang, L. Bai [71] a înregistrat experimental o creștere cu 81% a energiei totale disipate și o creștere cu 27% mai ridicată a deplasării laterale ultime, la nivelul pereților compoziți (STHW-2, STHW-3) față de cele înregistrate de elementul (HW-1) din beton armat convențional, în urma înglobării unor țevi circulare cu secțiunea transversală $\varnothing 89 \times 3,5$ mm în bulbi lamelari de la extremități. În cazul pereților compoziți, procentul de armare longitudinal a fost completat de $6\varnothing 6,5$ mm pentru a echivala aria totală a $6\varnothing 18$ mm concentrată în bulbi la nivelul elementului din beton armat HW-1. Zona centrală a pereților a fost armată cu $2\varnothing 8/80$ mm orizontal, respectiv $12\varnothing 6,5/100$ mm vertical. Elementele experimentale au prezentat o lățime de 1200 mm respectiv grosimea de 150 mm. Betonul utilizat a atins rezistențe de 68,5 – 75,4 MPa la compresiune, efortul axial normalizat pe secțiune fiind în jurul valorii $\approx 0,16$.

Datorită gradului triaxial de confinare produs de secțiunea metalică a țevilor umplute cu beton, degradarea betonului comprimat a fost mai redusă iar stabilitatea și forța capabilă a zonei comprimate a fost consolidată, evitându-se astfel cedarea casantă a betonului, crescând performanța seismică și stabilitatea histeretică a pereților compoziți. Prin urmare, comportarea elementului a fost ductilă. La finalul încercărilor, secționând orizontal țevile circulare, betonul confinat din interiorul acestora a prezentat degradări reduse. În schimb, etrierii orizontali au atins deformații plastice semnificative (Fig. 2.50). În acest sens, secțiunea pereților și costul global al construcției poate fi redus semnificativ, mai ales în cazul structurilor înalte unde forțele axiale prezintă un impact semnificativ în comportarea seismică a elementelor structurale.

L. Bai [72] înglobând țevi metalice circulare ($\varnothing 89 \times 3,5$ mm) în zona centrală a pereților compoziți, a obținut o capacitate superioară de deformare în stadiul ultim cu $\approx 50\%$ mai ridicată față de pereții din beton armat convențional.

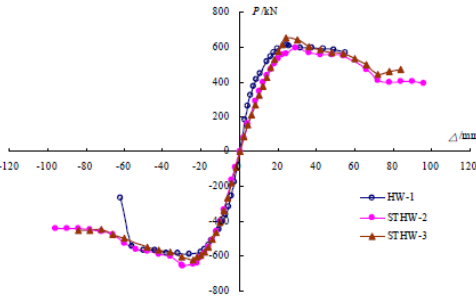
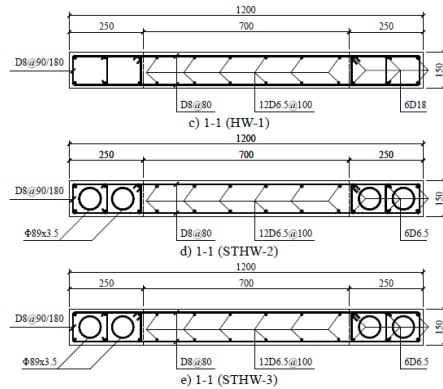


Fig. 9. Skeleton curves of specimens



Fig. 2.50 Secțiunea transversală, curbele înfășurătoare respectiv nivelul degradărilor atins la nivelul țevilor metalice [71]

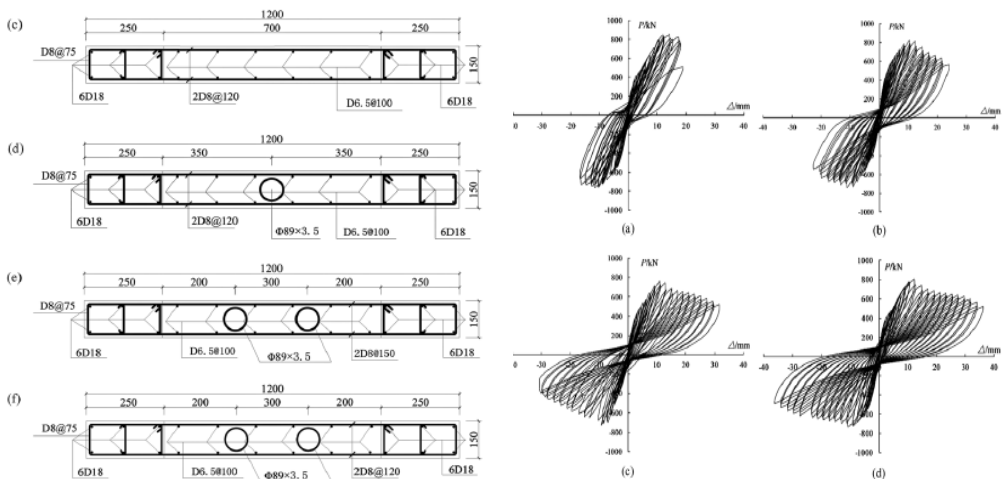


Fig. 2.51 Curbele histeretice a pereților LW1, STRC [72]

Mai mult decât atât, modul de cedare a elementelor compozite, a căror răspuns a fost guvernat de acțiunea forței tăietoare (ca urmare a geometriei proiectate) a fost unul ductil. Elementul LW-1 din beton armat (ca referință) cedând fragil în urma zdrobirii betonului comprimat. În contrast, pereții STRC-2 și STRC-4 au prezentat o stabilitate histeretică sporită, ca urmare a concentrării forței

tăietoare la nivelul țevilor metalice, în timp ce armăturile amplasate în bulbii de la extremități au dezvoltat un nivel semnificativ al deformațiilor plastice.

Jing Zhou [73] a înregistrat performanțe ciclice superioare în cazul pereților compoziți cu țevi circulare înglobate în beton chiar și în cazul în care, rezultanta eforturilor gravitaționale a fost de întindere (684-1368 kN). Rezultatele înregistrate au evidențiat faptul că odată cu creșterea numărului de profile înglobate în beton și a diametrului armăturilor verticale, capacitatea de deformare a elementelor a crescut sub efectul solicitării preponderent de întindere-forfecare (Fig. 2.52). Chiar și sub efectul forțelor axiale negative, conexiunea oțel-beton propusă în studiu, a fost asigurată cu succes pe toată durata testelor. Pe lungimea țevilor metalice, inele metalice confecționate din armături circulare $\varnothing 6$ mm au fost sudate transversal pentru a realiza o conlucrare mai eficientă cu betonul.

Deplasarea ultimă în cazul SW9-3-8-1 a fost de 2,95 mai mare față de SW3-3-8-1, în situația în care forța axială aplicată a fost de două ori mai mare (1368 kN față de 684 kN). Acest efect a fost resimțit și în cazul elementelor cu raportul h/l diferit (0,5; 0,75; 1,0). Odată cu creșterea înălțimii, eforturile de încovoiere din zona întinsă au crescut iar curgerea armăturilor a fost atinsă mult mai devreme, încât fisurile orizontale au condus la degradarea rigidității laterale a pereților.

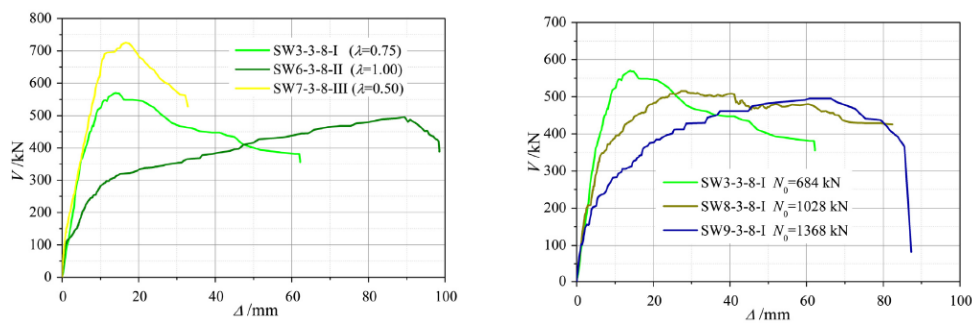


Fig. 2.52 Influența diversilor parametri în curbele de capacitate dezvoltate de elemente [73]

Jing Zhou, Xiadong Fang [74] într-un alt studiu asemănător, testând experimental o serie de zece pereți compoziți, sub efectul unor solicitări compuse (compresiune excentrică dreaptă) în care nivelul forței axiale normalizate a fost cuprins între 0,46 - 0,70, a înregistrat factori de ductilitate cu valori între 4,30 - 6,90 înglobând două sau mai multe secțiuni circulare ($\varnothing 89 \times 4$ mm; $\varnothing 102 \times 4$ mm) la nivelul secțiunii transversale a pereților compoziți (Fig. 2.53). Odată cu creșterea numărului de țevi înglobate în beton, capacitatea de disipare a energiei seismice s-a îmbunătățit. În plus elementele care au prezentat un număr și un diametru mai mare al țevilor înglobate în beton, au dezvoltat curbe ciclice mai stabile respectiv un nivel mai ridicat al ductilității. Practic, cu cât gradul de confinare a betonului a fost mai ridicat, cu atât capacitatea de deformare a elementelor a fost mai mare. Acest lucru a fost influențat și de clasa betonului utilizat ($f_{ck}=60-80$ MPa). În schimb procente diferite (1,73% - 2,56%) ale etrierilor marginali din jurul țevilor, au avut o influență mai redusă asupra gradului de confinare a zonei comprimate, datorită efectului triaxial concentrat local al țevilor metalice umplute cu beton.

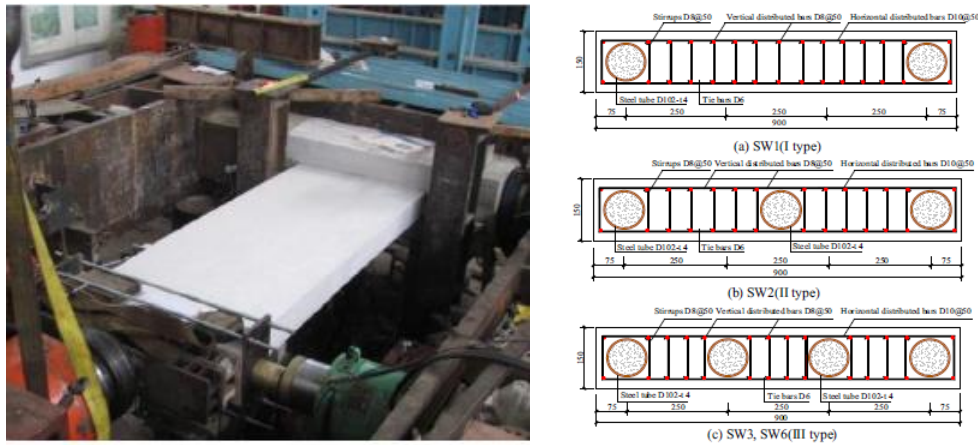


Fig. 2.53 Standul experimental și secțiunile compuse ale pereților testați de J. Zhou [74]

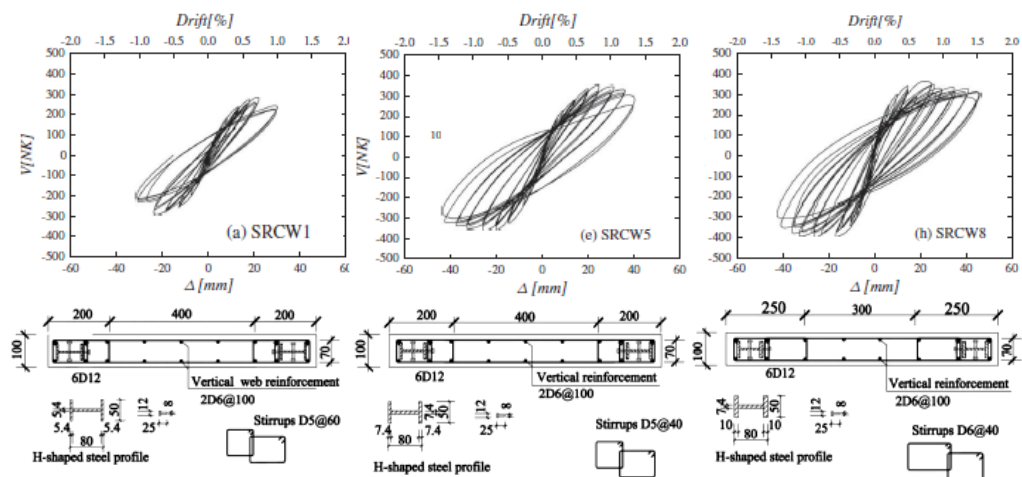


Fig. 2.54 Influența creșterii procentuale a armăturilor concentrate la extremități în comportarea histeretică a pereților compoziți [75]

Kai-Ze Ma [75] a utilizat trei grosimi (5,40; 7,40; 10 mm) ale platbenzilor metalice ce construiesc secțiunea unor profile I, respectiv patru diametre ($\emptyset 5$; $\emptyset 6$; $\emptyset 10$; $\emptyset 12$ mm) diferite ale etrierilor concentrați la extremități, pentru a observa influența volumetrică a acestora asupra performanței seismice a unor pereți compoziți cu secțiunea de 100x800 mm (Fig. 2.54). Opt pereți cu secțiunea compusă oțel-beton (SRCW1-SRCW8) au fost testați ciclic până la cedare sub influența unor forțe axiale normalizate de 0,20 respectiv 0,25 în scopul înregistrării răspunsului seismic și comparării rezultatelor. Conexiunea oțel-beton a fost asigurată de conectori metalici de tip Nelson $\emptyset 8$ mm, sudați de profilele metalice I.

Înregistrând comportarea neliniară a elementelor, autorul a constatat că odată cu creșterea procentului secțional al profilelor laminare înglobate în beton la extremități, ductilitatea elementelor și capacitatea de disipare a energiei seismice au crescut (3,5 – 4,7). Ductilitatea elementului SRCW7 a fost cu 27 % mai mare decât SRCW2 în urma creșterii procentuale de 1,6% (4,0% față de 2,4%). De asemenea

energia cumulativă disipată de SRCW7 a fost de aproximativ 2,5 ori mai ridicată față de SRCW2. În mod identic, odată cu creșterea gradului de confinare, pereții compoziți au prezentat o capacitate laterală de deformare mai ridicată și o degradare a rigidității mai redusă. În final, autorul recomandă ca pentru a dezvolta un factor de ductilitate ridicat, conexiunea oțel-beton să fie proiectată astfel încât conectorii să asigure capacitatea ultimă de deformare a profilelor metalice fără a întâmpina o cedare prematură, procentul de armare secțional al armăturilor rigide să nu fie mai mic de 2,5%, gradul de confinare generat de etrieri să fie mai mare de 0,15 iar lățimea zonelor confinate (bulbii lamelari) să fie calculate încât să reprezinte minimum $0,20l_w$ (lungimea secțiunii transversale a elementului). De asemenea, forța axială normalizată să fie limitată superior la 0,25.

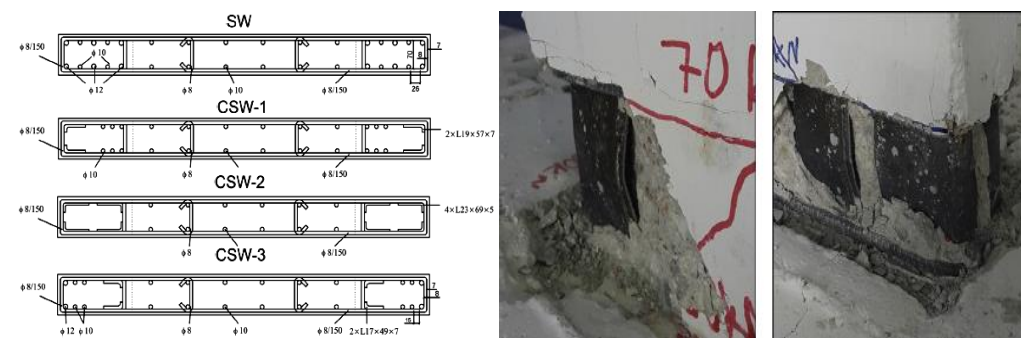


Fig. 2.55 Configurația pereților studiați și modul de cedare a zonelor de la extremități [76]

M. Hasim Kisa [76] în scopul identificării unor soluții noi asupra modului de detaliere a zonelor de la extremitățile pereților compoziți, a studiat performanța seismică a acestora, înglobând la extremități corniere metalice cu aripi inegale, în trei configurații distincte. Tipurile de corniere metalice utilizate au fost L19x57x7 mm, L23x69x5 mm și L17x49x7 mm (CSW-1, CSW-2, CSW-3). Modul de dispunere a armăturilor cu profil rigid în secțiunea transversală a pereților este ilustrat în Fig. 2.55. Performanța seismică a pereților compoziți a fost comparată în final cu a elementului denumit SW care a fost armat utilizând doar bare cu profil circular. Pentru a asigura conlucrarea cu betonul, etrierii marginali și barele orizontale au fost sudate de profilele de cornier pe conturul exterior al acestora. Rezultatele înregistrate au arătat o creștere cu 11% a răspunsului seismic, în cazul pereților compoziți față de peretele structural SW. Rigiditatea inițială a pereților compoziți a fost cu 11% mai ridicată iar degradarea rigidității a fost mai redusă. S-a constatat de asemenea că modul de amplasare a profilelor de cornier a influențat performanța seismică a elementelor, CSW-1 interceptând flambajul acestora la deplasări mai reduse față de CSW-2 respectiv CSW-3. Prin amplasarea profilelor de cornier spre zona centrală a secțiunii, capacitatea de disipare a energiei a fost cu 24% respectiv 32% mai ridicată, flambajul de corniere metalice fiind întârziat. În acest context, utilizarea profilelor de cornier s-a dovedit a fi eficientă.

Xilin Lu [77] a studiat impactul cu care fibrele metalice înglobate dispers în beton sub diferite proporții (1,0 – 2,0%) influențează capacitatea de deformare a pereților compoziți (SFRHSC). Pentru studii comparative, un beton caracteristic unei clase de rezistență la compresiune C80/95 a fost utilizat (HSC). La nivelul studiului, betonul armat dispers a fost prezent în prima jumătate a înălțimii pereților, în zona de solicitări maxime. Fibrele metalice utilizate au prezentat o lungime de 25 mm și

diametrul de 0.4 mm, cu rezistența minimă de 1100 MPa la întindere. La extremități, un profil I100x68 realizat din table sudate a constituit elementul metalic din secțiunea compusă oțel-beton a capetelor lamelare. Pereții au avut o grosime de 150 mm și lățimea de 1200 mm fiind realizați la scară redusă 1:2.

În urma testelor, pereții au prezentat o comportare ductilă, cedarea producându-se prin curgerea armăturilor întinse și zdrobirea betonului comprimat urmată de flambajul armăturilor comprimate. În urma înglobării fibrelor metalice în beton zona de la baza pereților a fost intersectată de o stare de fisurare mult mai uniformă. Secțiunea comprimată a betonului a prezentat o degradare mai redusă și o capacitate mai ridicată de deformare, astfel încât, capacitatea de rotire a secțiunii și ductilitatea au crescut. Cu creșterea procentuală a conținutului de fibre în beton, rigiditatea și capacitatea portantă a pereților, a prezentat o stabilitate mai ridicată, încât curbele ciclice dezvoltate au fost mai compacte, disipându-se astfel o cantitate mai mare a energiei histeretice. Odată cu starea de fisurare mai uniformă, eforturile înregistrate la nivelul armăturilor au fost mai reduse, ca urmare a rezistenței superioare generate de prezența fibrelor în beton.

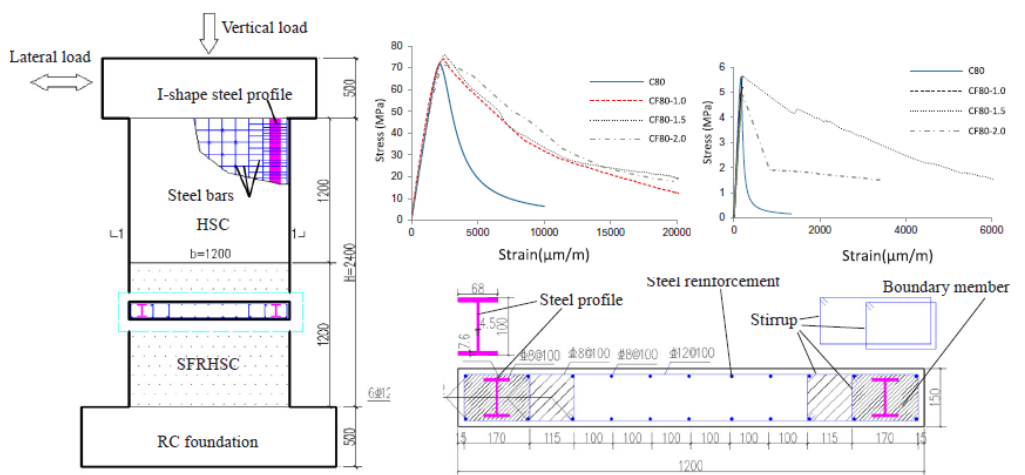


Fig. 2.56 Geometria pereților studiați și secțiunea transversală [77]

În schimb, în situația în care rezistența armăturilor longitudinale și verticale din câmpul pereților compoziți a fost înlocuită de rezistența unui beton cu caracteristici asemănătoare, armat dispers (fibre metalice cu ciocuri evazate la extremități, cu diametrul de 0.8 mm și lungimea de 60 mm, utilizând o cantitate de $\approx 50 \text{ kg}/\text{m}^3$) elementele testate au cedat fragil [78] prin apariția fisurilor înclinate, asociate diagonalei întinse produse de acțiunea forței tăietoare, conform concluziilor formulate de autor.

În literatura de specialitate, legat de comportarea seismică a pereților compoziți, alte studii asemănătoare au fost raportate de: Cao W. [79], R. Fengming [80], Qiao Q. Y. [81], Wu [82], Zhang [83].

2.4 Pereți compoziți oțel-beton cu goluri centrale

Dacă la nivelul pereților din beton armat cu goluri centrale respectiv pereților compoziți regăsim, în literatura de specialitate o serie largă de studii teoretice și experimentale, care conturează comportarea seismică a acestor elemente, studii aprofundate care reflectă performanța seismică a pereților structurali cu secțiunea compusă oțel-beton cu goluri centrale, după cunoștințele autorului, sunt, restrânse ca număr. Cele mai ample studii identificate, care tratează un astfel de subiect, sunt precizate și detaliate în cele ce urmează.

Wanlin Cao [84] a raportat o serie de rezultate, investigând numeric și experimental o serie de pereți compoziți cu goluri centrale (SCSW1-1, SCSW2-1, SCSW3-1) construiți la scară redusă 1:5, cu diferite configurații secționale ale montanților verticali, în scopul identificării performanțelor seismice (Fig. 2.57). În faza a doua a studiului, o metodă de consolidare a elementelor testate a fost propusă, aplicând pe suprafața pereților platbenzi metalice (SCSW1-II, SCSW2-II, SCSW3-III). Cei trei pereți au fost proiectați pe patru niveluri, având înălțimea de 3900 mm, lățimea de 1875 mm respectiv grosimea de 100 mm. Riglele de cuplare au prezentat raportul înălțime/lățime egal cu unu. Golul de la primul nivel a fost de două ori mai mare față de dimensiunea golurilor de la nivelurile superioare. Pereții SCSW1-I și SCSW2-1 la extremități au prezentat țevi metalice parțial înglobate în beton cu secțiunea rectangulară de 160x160x4 mm în timp ce în timp ce SCSW3-I a conținut țevi circulare Ø180x4,5 mm. Golurile centrale ale pereților au fost bordate de un profil I-120x60x8x10 mm. Față de elementul SCSW1-1, în planul median al montanților pereților SCSW2-I și SCSW3-I au fost înglobate platbenzi metalice cu grosimea de 2 mm (la ultimele două niveluri) și 3 mm (la primele două niveluri) sudate de profilele metalice verticale înglobate la extremități.

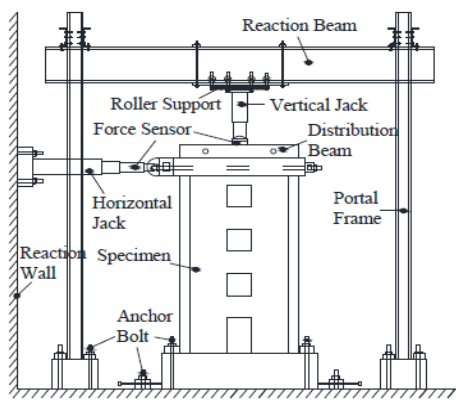


Fig. 3. Sketch of loading devices

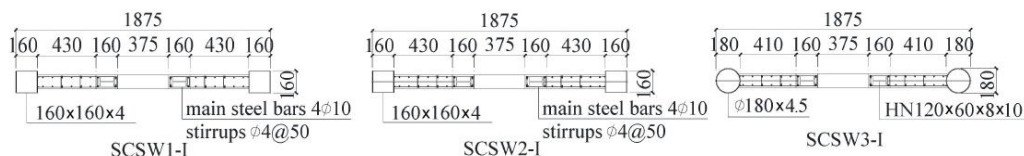


Fig. 2.57 Configurația pereților compoziți cu goluri centrale (Wanlin Cao) [84]

De asemenea, riglele de cuplare au prezentat secțiunea compozită oțel-beton, având înglobate în beton, platbenzi metalice de 2 mm respectiv 3 mm care au fost sudate de profilele marginale I-120. Clasa betonului utilizat a fost C45/55, a oțelului de la nivelul platbenzilor S235 respectiv a profilelor marginale S345.

Primele fisuri au fost concentrate în colțurile riglelor de cuplare și la baza pereților în zona întinsă, asociate solicitării de încovoiere. Ulterior fisuri diagonale au fost interceptate atât la nivelul grinzilor de cuplare cât și pe suprafața montanților verticali. Comportarea seismică elementelor a fost ductilă, datorită secțiunii compuse a riglelor de cuplare (Fig. 2.58). În stadiul ultim ($\theta=1/50$) la nivelul elementelor SCSW2-I și SCSW3-I, flambajul local al profilelor marginale a fost înregistrat în zona comprimată a secțiunii transversale ale montanților iar în zona întinsă au fost înregistrate deformații plastice remanente ale profilelor întinse și ale armăturilor verticale.

Din punct de vedere al capacității, SCSW2-1 a dezvoltat o forță laterală cu 115,3 % mai ridicată față de SCSW1-1, indicând faptul că, secțiunea consolidată a montanților verticali în urma înglobării platbenzilor metalice verticale, a contribuit semnificativ la creșterea capacității portante a pereților. În acest sens și energia totală disipată a fost de 1,99 mai ridicată în cazul SCSW2-1. Capacitatea de deformare a elementelor în schimb a fost asemănătoare datorită configurației identice a grinzilor de cuplare care au concentrat în mare măsură deformațiile plastice cele mai semnificative a pereților compoziți ($\Delta u=63,0$ mm). Prin consolidarea ulterioară a pereților utilizând platbenzi metalice sudate de profilele marginale, autorul a înregistrat o creștere cu 32,2 % a capacității portante și a capacității ultime de deformare. Grosimea platbenzilor utilizate a avut un rol important în rigiditatea inițială și comportarea seismică dezvoltată de elemente.

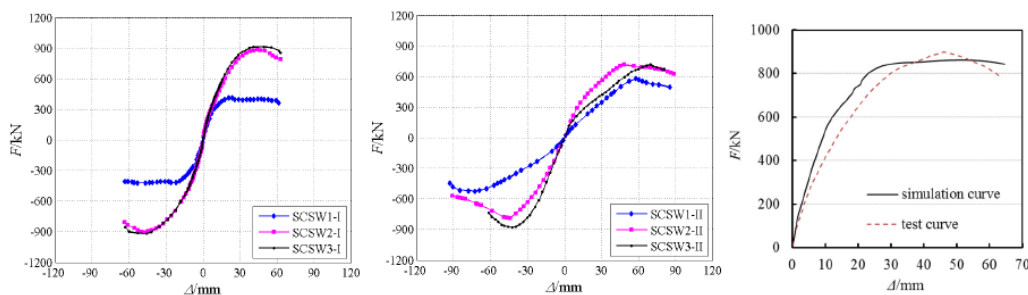


Fig. 2.58 Curbele înfășurătoare înregistrate în urma studiului experimental și numeric realizat de W. Cao [84]

Într-un alt studiu experimental, Guo-Qiang Li [85] a înregistrat un răspuns seismic superior al pereților compoziți cu goluri centrale în urma înlocuirii riglelor de cuplare din beton armat cu o serie de grinzi metalice rigidizate. Pereții studiați (CW-CLB, CW-SLB) au prezentat zece niveluri măsurând înălțimea totală de 8250 mm, fiind construiți la scară 1:3. Montanții verticali au prezentat lățimea de 1200 mm având la extremități profile metalice H100x100x6x8 mm înglobate în beton (Fig. 2.59). O serie de conectori metalici 4Ø8/160 mm au fost sudați pe lungimea acestora pentru asigurarea conlucrării cu betonul armat. Rigele de cuplare din beton armat au fost armate cu carcase ortogonale (4Ø12 longitudinal și etrieri Ø10/50 mm) având secțiunea de 160x220 mm, respectiv raportul l/h de 2,27. Rigiditatea inițială a grinzilor de cuplare în ambele cazuri a fost aproximativ identic proiectată.

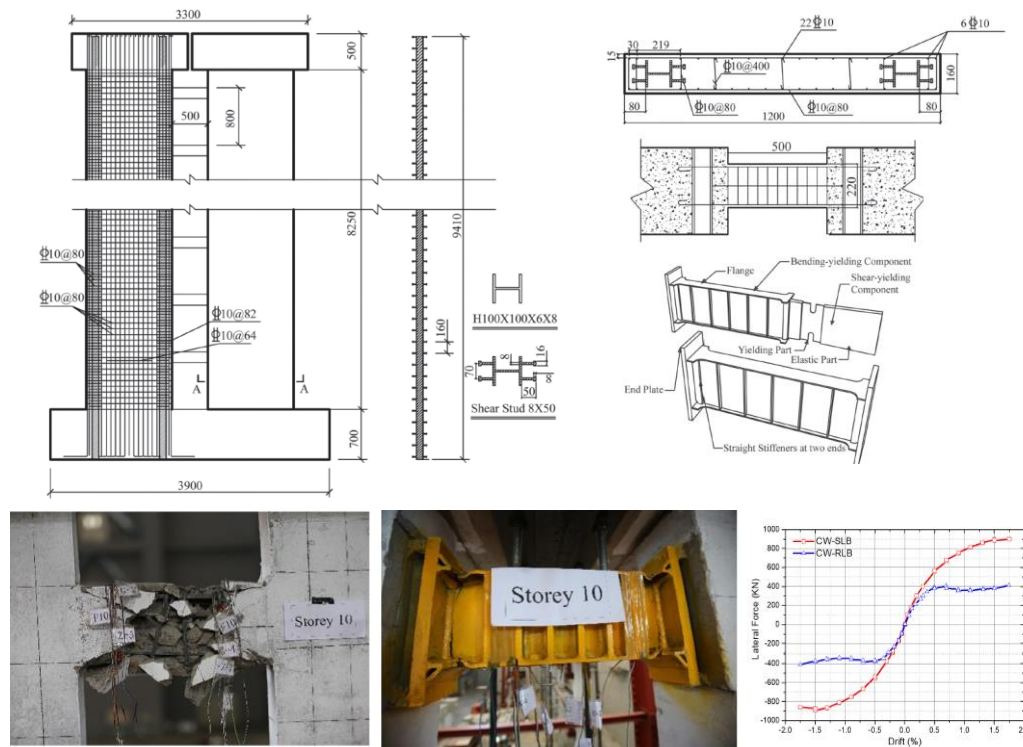


Fig. 2.59 Geometria și rezultatele înregistrate asupra elementelor CW-SLB și CW-CLB [85]

Ca și detalii constructive de alcătuire, grinzile de cuplare metalice au fost sudate direct de profilele marginale interioare de la nivelul montanților. În mod identic, armăturile mijlocii la nivelul grinzii de cuplare din beton armat au fost sudate de talpa acestora. Profilele metalice au fost realizate din oțel Q345, riglele de cuplare metalice din Q235 iar armăturile din oțel HRB 400.

Datorită stabilității hysteretice superioare a curbelor de comportare ciclică a riglelor de cuplare metalice, energia totală disipată la nivelul CW-SLB a fost de 5,63 ori mai mare față de CW-CLB. Forța capabilă a CW-SLB a fost de 900,2 kN în timp ce CW-CLB în stadiul ultim a avut 409,8 kN, raportul fiind de aproximativ 2,20 ori. Principala cauză care a condus la această diferență de comportare, a fost reprezentată de capacitatea redusă de deformare a grinzilor de cuplare elementului CW-CLB. După 22 de cicluri alternate ale forțelor orizontale, riglele de cuplare și-au pierdut capacitatea, în timp riglele de cuplare a elementului CW-SLB la acest nivel al deplasărilor au prezentat o rezervă de capacitate de peste 40%. Cedare riglelor din beton a fost cauzată de fisurile diagonale cu caracter remanent rezultate ca urmare a curgerii etrierilor verticali, când armăturile longitudinale au atins deformațiile ultime. După acest nivel integritatea secțiunii din beton armat a fost compromisă. Datorită conectorilor metalici, profilele metalice au dezvoltat deformații plastice accentuate, iar flambajul local al acestora în zona comprimată nu a fost înregistrat.

2.5 Clădiri cu structura alcătuită din pereți compoziți oțel-beton

În secțiunea curentă sunt prezentate clădiri reprezentative ale căror structuri de rezistență, prezintă în componența lor pereți structurali cu secțiunea compusă oțel-beton (CSRCW). De menționat faptul că figurile prezentate nu aparțin autorului, fiind ilustrate în diverse reviste, articole și publicații, pe internet, în baze de date precum [86]–[88]. Clădirile menționate prezintă înălțimi de peste 200 m și sunt încadrate în categoria zgârie-norilor. „Shimao Qianhai Project Tower 1” este catalogată ca fiind a 9-a clădire ca înălțime din Shenzhen, China având aproximativ 330 m și 70 de niveluri supraterane (Fig. 2.60). Clădirea se dezvoltă arhitectural pe verticală sub forma unui turn, având fațadele proiectate cu o ușoară tendință de răsucire pe înălțime. Clădirea a fost construită timp de aproximativ 5 ani și are în principal funcțiunea de birouri. Structura verticală de rezistență a clădirii se compune dintr-un nucleu central format din pereți structurali cu secțiunea mixtă oțel-beton și cadre metalice perimetrice care prin alcătuirea lor conferă clădirii aspectul arhitectural torsionat pe verticală.



Fig. 2.60 Shimao Qianhai Project Tower 1 [86] [87]

Nucleul central din beton armat prezintă o formă rectangulară în plan cu muchiile teșite. În zona acestora, opt stâlpi circulari de dimensiuni semnificative sunt înglobați în beton pentru a spori rigiditatea și rezistența de ansamblu a nucleului. Golurile de acces propuse în nucleul din beton armat sunt bordate de profile metalice realizate din table sudate, iar legăturile dintre montanții verticali sunt realizate prin intermediul riglelor de cuplare compozite oțel-beton. Conlucrarea cu betonul armat s-a realizat prin intermediul conectorilor metalici sudați de profilele metalice pe toată înălțimea acestora. De asemenea, în Qianhai, Shenzen, China, un complex format din șase clădiri principale denumit „One Excellence District” [89] cu o suprafață totală de peste 750,000 m² cu funcțiuni de birouri și apartamente a fost proiectat și executat în mod asemănător. Clădirile din cadrul complexului sunt de tip turn și prezintă un design modernist. Structura de rezistență a celor mai înalte clădiri din cadrul complexului, denumite „One Excellence Tower 1” (284 m înălțime și 62 niveluri) și „One Excellence Tower 3” (201 m înălțime și 43 niveluri) a fost realizată din elemente cu secțiunea compusă oțel-beton, practic dintr-un nucleu central din beton armat care prezintă în componența sa profile metalice formate din table sudate, stâlpi compoziți și planșee cu secțiunea mixtă oțel-beton.

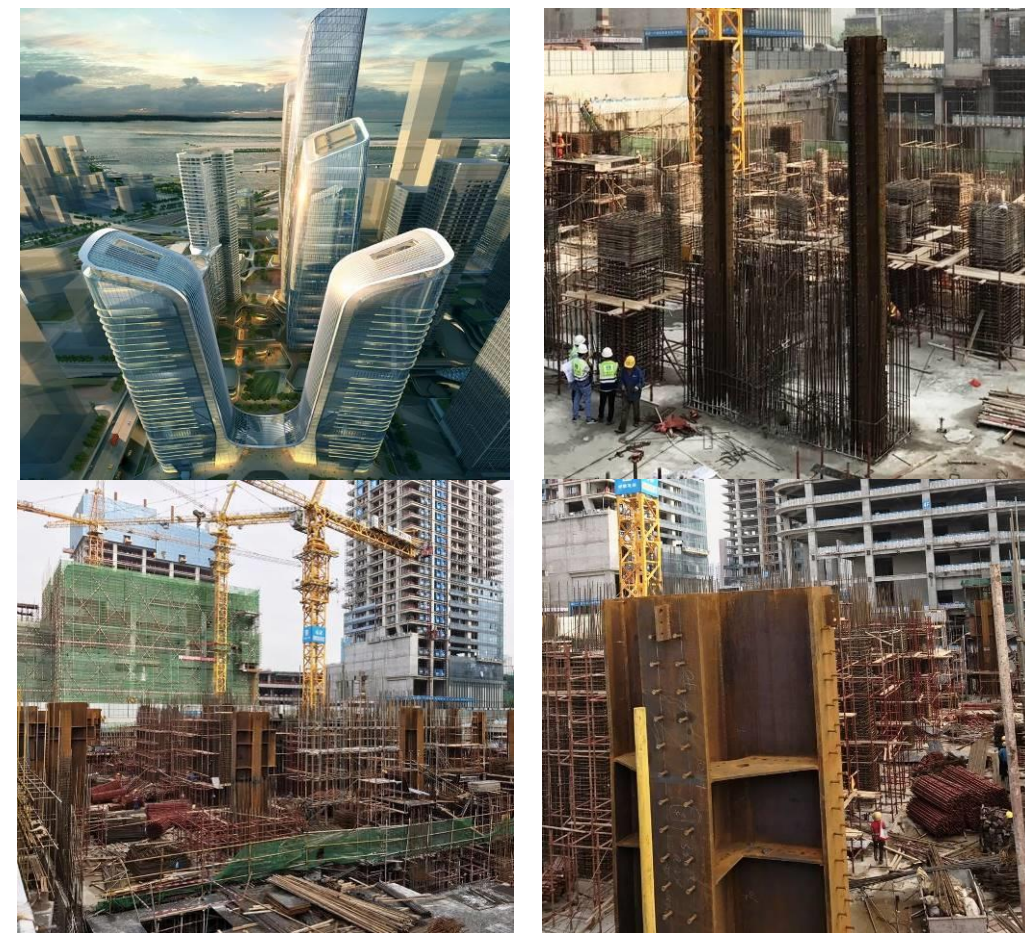


Fig. 2.61 One Excellence District [86] [87] [89]

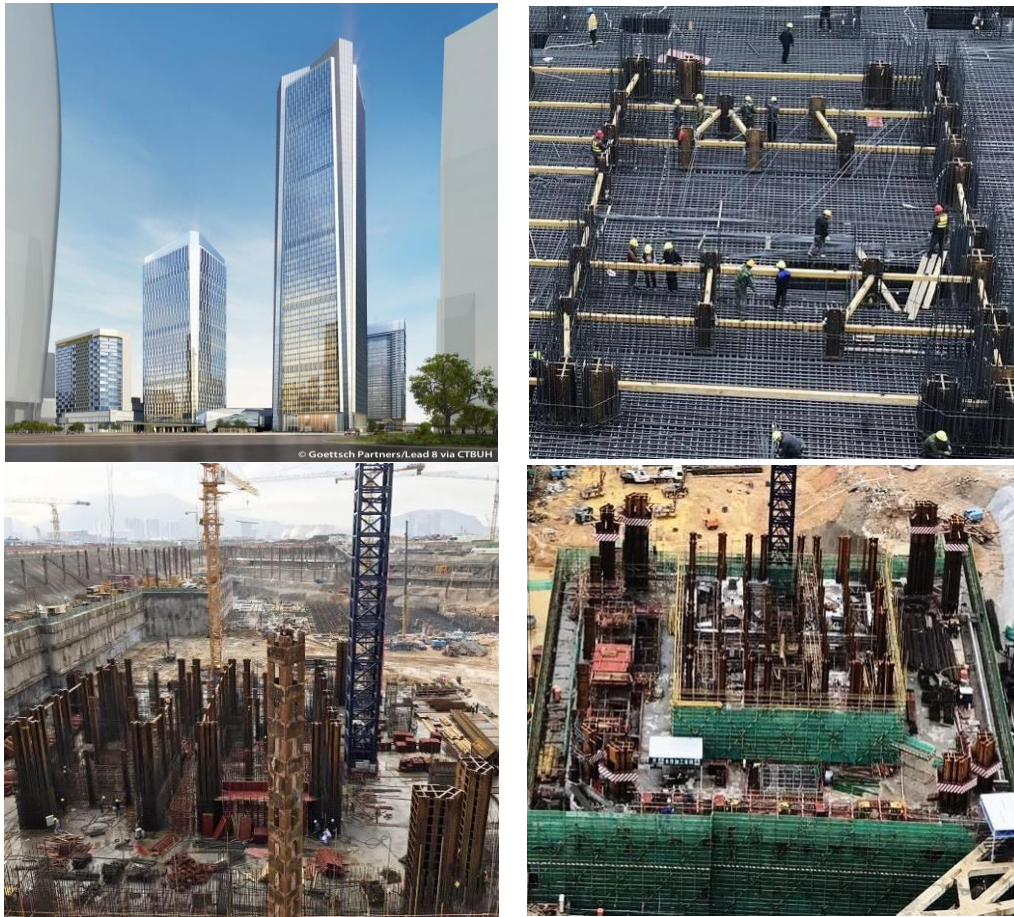


Fig. 2.62 Horoy Qianhai Guanze Office Towers [86] [87]

Horoy Qianhai Guanze Office Tower 1 (Fig. 2.62) este un alt proiect cu o arhitectură impresionantă, în curs de construire care face parte dintr-un complex de trei clădiri în Qianhai, Shenzhen, și care prezintă ca sistem principal pentru preluarea forțelor orizontale un nucleu central format din pereți structurali cu secțiunea compusă oțel-beton și mega-stâlpi perimetrali care echilibrează deformația laterală a acestuia prin intermediul a cinci grinzi cu zăbrele perimetrare amplasate pe înălțimea clădirii (outrigger). Infrastructura clădirii se compune dintr-un radier de tip dală groasă și piloți circulari forajați cu un diametru de peste 2,00 m. Pereții perimetrali ai nucleului prezintă o grosime mai mare, înglobând profile metalice de tip cruce de malta, în timp ce pereții din zona centrală a nucleului, prezintă o grosime mai redusă și profile metalice dublu T înglobate în interiorul acestora. Stâlpii perimetrali sunt stâlpi compoziți, cu lățimi de aproximativ 2,50 m, formați din table sudate cu secțiunea compusă și înglobați în beton, conlucrarea acestora fiind asigurată de gujoane metalice sudate atât pe tălpi cât și pe inima confecției metalice. Clădirea prezintă o formă de tip turn, cu muchiile teșite, având 293 m înălțime, 62 de niveluri supraterane și o suprafață desfășurată de 1,262,900 m². Împreună cu Office Tower 2 (37 niveluri) prezintă funcțiunea de clădiri de birouri.

În Hangzhou, China sunt momentan în curs de finalizare peste zece zgârie-nori [87], care prezintă înălțimi mai mari de 250 m. Longda Towers (Fig. 2.63) amplasat în această regiune și în curs de construire, este un proiect care se compune din două turnuri Longda Tower I și II cu bază comună care înregistrează ca termen de finalizare anul 2021. Longda Tower I este o clădire de birouri, de 268 m înălțime și 61 de niveluri supraterane considerată a 9-a ca dimensiune din Hangzhou. Longda Tower II este tot o clădire de birouri, însă prezintă un regim de înălțime mai redus de 198 m și 43 de niveluri. Ambele clădiri prezintă același sistem pentru preluarea forțelor orizontale, la fel ca în cazul clădirilor descrise anterior, nuclee centrale din beton armat și cadre perimetrice compozite. Nucleul central al corpului principal (Longda Tower I) prezintă mai multe șiruri de goluri poziționate simetric și monoton pe verticala acestuia, divizând astfel pereții perimetrali în montanți verticali și rigle de cuplare orizontale. În componența acestuia, în colțuri, patru stâlpi metalici principali sunt înglobați în beton pentru a spori rigiditatea la torsiune a nucleului. În cazul corpului secundar, profile metalice de dimensiuni mai reduse sunt înglobate perimetral pe lungimea acestuia. Cadrele perimetrice sunt formate din stâlpi metalici înglobați în beton și grinzi metalice laminare.

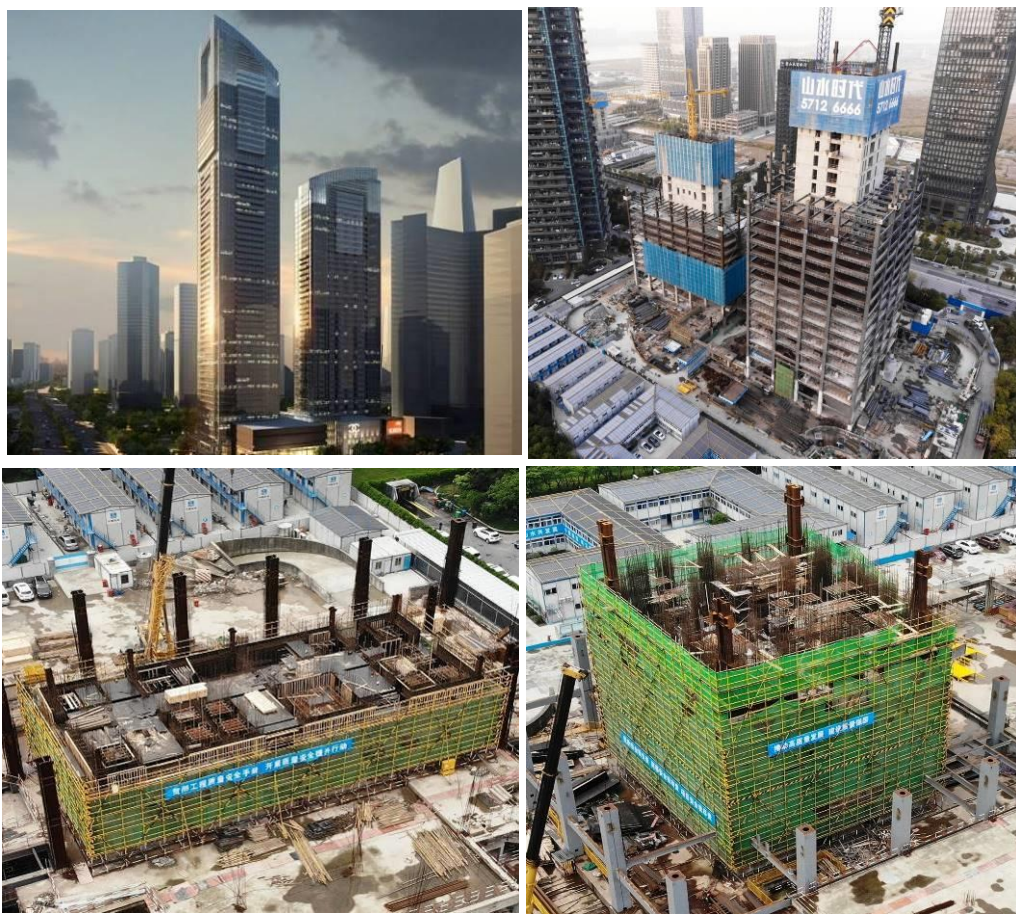


Fig. 2.63 Hangzhou Longda Towers [86] [88]



Fig. 2.64 Harbin R&F Riverside New City – Ritz Carlton Hotel [86] [87]

Harbin R&F Riverside New City – Ritz Carlton Hotel prezintă 270 m înălțime, fiind a doua clădire cea mai înaltă din regiunea Harbin, China, având 56 de niveluri supraterane și funcțiunea de hotel. Fiind o clădire de tip turn, dezvoltată pe verticală, structura de rezistență se compune dintr-un nucleu central din beton armat și cadre perimetrice care susțin greutatea planșelor orizontale. Pereții structurali din beton armat ai nucleului central prezintă cadre metalice înglobate care bordează golurile rectangulare concentrate în pereți. Rîglele de cuplare de deasupra golurilor, prezintă secțiuni mixte oțel-beton și armări diagonale în cazul golurilor de dimensiuni reduse. Stâlpii perimetrali sunt realizați din țevi circulare având diametrul de aproximativ 2,00 m. Planșeele orizontale sunt mixte, realizate din grinzi metalice laminare și plăci din beton armat executate pe cofraj pierdut din tablă cu cute înalte. Așadar, prin utilizarea acestui sistem structural, clădirile prezintă diverse avantaje precum înălțimi semnificative, suprafețe desfășurate mari spațiu interior liber creat în jurul nucleului central, forme contemporane etc.

2.6 Concluzii ale studiului bibliografic

De-a lungul timpului, structurile proiectate cu pereți structurali din beton armat au prezentat un nivel ridicat al siguranței și eficienței împotriva acțiunii cutremurelor de mare intensitate [90]. În urma studiilor teoretice și experimentale, efectuate asupra pereților structurali s-a înregistrat faptul că răspunsul acestora sub efectul ciclic aplicat al forțelor orizontale, care simulează acțiunea unui cutremur, este puternic influențat de modul de alcătuire secțional și de performanța materialelor utilizate [53]. În cazul pereților din beton armat cu goluri centrale, răspunsul seismic este influențat și de gradul de cuplare generat de configurația grinzilor de cuplare [27], [91]–[94] sau dimensiunea golurilor propuse [95]–[98]. O serie de avantaje precum creșterea rigidității laterale, amortizare histeretică, și reducerea solicitărilor la baza montanților se pot obține în urma cuplării pereților structurali [99]. Moduri ductile de cedare și disipare suplimentară a energiei seismice au fost înregistrate în urma armării diagonale a riglelor de cuplare sau implementării unor scheme diferite de armare care au sporit capacitatea la forfecare a acestora [41], [44], [46], [100], [101]. Platbenzi sau profile metalice, carcase sau bare de armătură independente au fost utilizate în acest scop. În plus, pentru a reduce dimensiunile pereților structurali și timpul de execuție, pentru a obține performanțe structurale ridicate și pentru integrarea mai ușoară a soluțiilor tehnice structurale la cerințele arhitecturale, pereții structurali cu secțiunea compusă oțel-beton s-au adevărit a fi o soluție alternativă în schimbul celor din beton armat convențional. Înglobând profile metalice la extremități, total sau parțial, în schimbul armăturilor regăsite în bulbii pereților din beton armat, performanțe seismice asemănătoare sau chiar mai ridicate au fost obținute [57], [66], [81], [102]–[104].

În literatura de specialitate, la nivelul pereților structurali oțel-beton, sunt regăsite o multitudine de studii efectuate asupra elementelor cu secțiunea plină, fără goluri. În multe dintre cazurile practice, din considerente arhitecturale sau funcționale, pereții structurali prezintă goluri de uși sau ferestre, care transformă secțiunea elementului plin, într-unul cuplat cu rigle de cuplare orizontale și montanți verticali, riglele de cuplare de cele mai multe ori fiind executate din beton armat. În cazul pereților oțel-beton cu goluri centrale sau decalate pe înălțime, studiile care să ofere informații legate de comportarea seismică a acestor elemente sunt relativ restrânse [105], [106]. În acest context, sunt necesare o serie de studii aprofundate prin inițierea unor programe de cercetare experimentală, care să extindă aria de informații legate de acestea și să răspundă la unele necunoscute.

Obiectivul principal al tezei îl reprezintă studiul performanțelor structurale ale pereților compoziți oțel-beton cu goluri centrale, solicitați ciclic sub efectul unor forțe orizontale și verticale, care prezintă diverse configurații structurale prin prisma conexiunii oțel-beton și a materialelor componente utilizate. Studiul se concentrează asupra înregistrării informațiilor precum: comportarea seismică a elementelor analizate, performanțele individuale ale elementelor testate și asigurarea unor metode numerice de calcul, prin care se poate modela comportarea neliniară a acestora și efectua o serie de analize comparative între diferite tipuri de pereți compoziți cu sau fără goluri. În același timp, cercetările abordate prezintă un caracter limitativ și necesită a fi extinse în viitor.

3. DIMENSIONAREA ȘI PROIECTAREA PEREȚILOR COMPOZIȚI

Prezentul capitol urmărește să prezinte recomandările și prescripțiile existente pentru calculul și alcătuirea pereților structurali compoziți oțel-beton, descrise în normativele curente de proiectare și evaluare seismică. Luând în considerare faptul că, patru din cele cinci elemente experimentale, au fost alcătuite cu rigle de cuplare din beton armat și aspecte legate de dimensionarea și detalierea acestora vor fi descrise în cursul capitolului curent.

3.1 Prevederi și recomandări conform NP033-99

Codul de proiectare NP033-1999 [107] este un act normativ românesc în vigoare, care face parte din lista reglementărilor tehnice privind calculul construcțiilor și elementelor de construcții, care împreună cu GP 042-1999 furnizează o serie de prevederi și recomandări pentru calculul structurilor și elementelor din beton armat cu armătură rigidă (BAR) sau din profile metalice parțial înglobate.

În cadrul normativului, un perete structural compozit oțel-beton (BAR) este definit ca un element bidirecțional vertical, care este solicitat preponderent în planul principal la încovoiere cu forță axială și forță tăietoare. Pereții prezintă armătură rigidă în bulbi și centuri, iar inima acestora poate fi alcătuită din beton armat, sau în asociere cu platbenzi din oțel laminat, cu diagonale din profile din oțel laminat sau cu plase diagonale din armătură legate corespunzător pe contur cu armătura rigidă poziționată la extremități.

Codul clasifică elementele din punct de vedere al modului de participare la acțiuni seismice în cadrul unei structuri, ca elemente destinate să asigure absorbția și disiparea energiei seismice sau elemente care nu fac parte din aceste tipuri de structuri, la care eforturile din acțiunea seismică sunt reduse. La elementele disipative, se pot diferenția zone plastice potențiale și zone care sub efectul acțiunii seismice dezvoltă o comportare elastică.

Față de structurile din beton armat, în condițiile unei proiectări corespunzătoare, codul de proiectare precizează o serie de avantaje în cazul structurilor din beton armat care prezintă armătură rigidă BAR:

- ductilitate superioară și capacitate de disipare mai ridicată a energiei seismice induse de cutremur
- rezistență superioară la forță tăietoare
- comportare ciclică mai stabilă sub efectul ciclic al forțelor orizontale
- capacitate de rezistență superioară ca urmare a utilizării unor procente semnificative față de betonul armat
- rigiditate laterală mai mare, rezultând deplasări relative de nivel mai mici
- capacitate de amortizare vâscoasă superioară

Sistemele din beton armat cu armătură rigidă fiind recomandate în situații când sub aspectul solicitărilor, se dorește sporirea rigidității, ductilității și rezistenței secțiunilor din beton armat convențional.

În cazul elementelor alcătuite din BAR, în prezentul cod, pentru betonul armat se utilizează beton de clasă cuprinsă între Bc25 (C20/25) și Bc60 (C50/60), în cazul armăturilor oțel de clasă OB37 (S235), PC52 (S355) și PC60 (S420) iar în cazul produselor finite din oțel, oțel OL37, OL44 sau OL52. Secțiunile din oțel ale elementelor din BAR care fac structuri antiseismice necesită a fi încadrate în clasa I-a de secțiuni.

Structurile antiseismice alcătuite din BAR trebuie să satisfacă o serie de cerințe prin care se impune o conformare corectă la acțiunea seismică prin asigurarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice implicând: dirijarea articulațiilor în zonele disipative dimensionate corespunzător, asigurarea unor cerințe de ductilitate moderată și cât mai uniform distribuite respectiv eliminarea ruperilor cu caracter fragil sau a fenomenelor de instabilitate care să nu permită atingerea capacităților de rezistență proiectate. Pentru determinarea eforturilor secționale, codul propune utilizarea următorilor moduli de rigiditate echivalentă a elementelor BAR:

$$(EI)_e = 0.8 A_b E_b + E_r A_r \quad (\text{Rel. 3.1})$$

unde:

A_b, E_b - aria secțiunii, respectiv modulul de elasticitate a betonului

A_r, E_r - aria secțiunii, respectiv modulul de elasticitate a oțelului structural

Ca și metode de calcul a elementelor din beton armat cu armătură rigidă, codul de proiectare prezintă în capitolul 4, mai multe metode de dimensionare a capacității portante la solicitarea de încovoiere, compresiune sau întindere la starea limită ultimă. Printre metode sunt enumerate: metoda generală, metoda de calcul simplificat sau metoda superpoziției. Primele două se bazează pe asigurarea echilibrului pe secțiunea nedeformată a elementului între mărimea eforturilor unitare în beton, armături și oțelul structural, având la bază următoarele ipoteze simplificatoare: ipoteza neglijării lunecărilor dintre beton și armăturile din oțel sau a profilelor metalice, ipoteza lipsei voalării locale a elementelor armăturii rigide, ipoteza utilizării diagramelor caracteristice efort-deformație pentru beton și oțel. În cazul metodei de calcul simplificat, momentele capabile rezultate se afectează cu un coeficient de reducere egal cu 0,90 iar eforturile unitare din beton în zona comprimată sau a armăturilor în zona întinsă se consideră uniform distribuite pe înălțimea zonei activă a acestora.

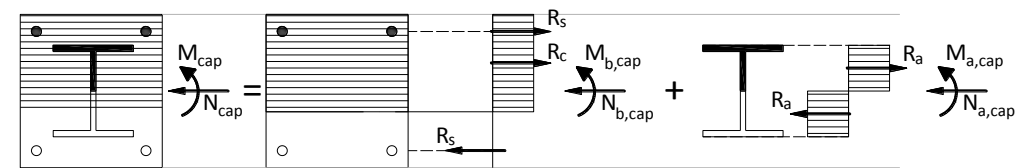


Fig. 3.1 Metoda superpoziției pentru determinarea capacității portante la încovoiere cu efort axial aplicabilă pereților structurali compoziți [107]

Metoda superpoziției este o metodă aproximativă aplicabilă la toate tipurile de elemente structurale solicitate la încovoiere cu forță axială. Metoda constă în suprapunerea efectelor prin însumarea capacității de rezistență a secțiunilor din beton armat, armăturilor și a armăturii rigide componente a secțiunii BAR.

Calculul la forță tăietoare se bazează pe aceeași metodă, capacitatea portantă la tăiere obținându-se prin însumarea capacității la forfecare a secțiunii din beton armat $Q_{b, cap}$ și a armăturii rigide $Q_{r, cap}$ care alcătuiesc elementul. Forța tăietoare a componentei din beton armat a elementului compozit este valoarea minimă a capacității corespunzătoare ruperii pe secțiune înclinată $Q_{b1, cap}$ sau capacitatea dată de ruperea prin lunecarea longitudinală de la nivelul tăpii armăturii rigide și forfecare secțiunii din beton armat $Q_{b2, cap}$.

Atingerea capacității de rezistență proiectate pentru un element compozit solicitat la compresiune excentrică cu forță tăietoare depinde de asigurarea conlucrării eficiente dintre componenta oțelului structural și cea a betonului armat. În acest fel, transferul de eforturi între armătura rigidă și betonul armat necesită a fi verificat. Aceste verificări necesită a fi efectuate în cazul armăturilor rigide, ancorate în infrastructuri din beton armat (ca exemplu, armătura rigidă amplasată la extremitățile pereților structurali compoziți) care trebuie să transmită forța capabilă a oțelului structural betonului armat înconjurător. Calculul la starea limită de rezistență la lunecare presupune conform codului, valabilitatea ipotezei secțiunilor plane, astfel încât eventualele lunecări la interfața oțel-beton să fie neglijabile. Conlucrarea dintre armătura rigidă și beton poate fi asigurată fie prin aderență, frecare sau prin intermediul unor conectori metalici.

Forța capabilă la lunecare de la interfața oțel-beton dintre cele două componente se determină cu relația:

$$L_{cap} = T_a S_l + \Sigma P_{cap} \quad (\text{Rel. 3.2})$$

unde:

L_{cap} - forța capabilă a conexiunii compozite oțel beton

T_a - efortul unitar de aderență

S_l - suprafața de conlucrare a conectorilor

ΣP_{cap} - capacitatea totală a conectorilor la forfecare

În cazul dornurilor cu cap sudate-gujoane rezistența de calcul la lunecare longitudinală este data de relația:

$$P_{cap} = \min(P_{1cap} ; P_{2cap}) \quad (\text{Rel. 3.3})$$

$$P_{1cap} = 0.8 R_{co} (\pi d_{co}^2 / 4) \quad (\text{Rel. 3.4})$$

$$P_{2cap} = 0.32 a d_{co}^2 \sqrt{R_c} E_c \quad (\text{Rel. 3.5})$$

unde:

$P_{1, cap}$ - rezistența la forfecare a gujonului dată de secțiunea din oțel

$P_{2, cap}$ - forța capabilă asociată zdrobirii betonului care înglobează gujonul

R_{co} - rezistența la curgere a oțelului din care este confecționat conectorul

R_c - rezistența la compresiune a betonului care înglobează conectorul

d_{co} - diametrul conectorului

a - coeficient de corectare a rezistenței gujonului

E_c - modulul de elasticitate al betonului

În cazul pereților compoziți care prezintă goluri pe secțiunea inimii, funcție de dimensiunea acestora, normativul clasifică pereții ca: pereți cu goluri mici dacă rezultatul raportului de sub radical dintre aria golului raportată la aria peretelui pe un nivel este mai mică de 0,40. În caz contrar, se consideră pereții cu goluri mari.

$$\sqrt{\frac{h_g \cdot l_g}{H \cdot I}} \leq 0,40 \quad (\text{Rel. 3.6})$$

unde:

h_g, l_g – înălțimea și lățimea golului

H, I – înălțimea de nivel și distanța între axele bulbilor pereților

Conform normativului, indicele de contribuție al armăturii rigide (ρ) trebuie să fie cuprins între $0,20 \leq \rho \leq 0,80$ calculat cu relația:

$$\rho = \frac{A_r R_r}{N_{pc}} \quad (\text{Rel. 3.7})$$

unde:

A_r, R_r – aria respectiv rezistența oțelului armăturii rigide

N_{pc} – capacitatea plastică a secțiunii compozite la efort axial

$$N_{pc} = A_b R_c + A_a R_a + A_r R_r \quad (\text{Rel. 3.8})$$

unde:

A_b, R_c – aria respectiv rezistența secțiunii din beton armat

A_a, R_a – aria respectiv rezistența oțelului armăturii flexibile

A_r, R_r – aria respectiv rezistența oțelului armăturii rigide

Conform normativului, pereții compoziți trebuie să satisfacă următoarele condiții constructive:

- armătura longitudinală din oțel beton trebuie să prezinte diametrul minim de 12 mm
- distanța dintre două bare de armătură consecutivă să fie mai mare decât 1,25 ori dimensiunea maximă a agregatelor, de 1,25 ori diametrul maxim al armăturilor longitudinale sau 25 mm;
- procentul minim de armare longitudinal de 0,30% iar cel maxim 4%
- diametrul etrierilor de minim 8 mm
- distanța între etrieri să nu depășească 8d sau 10 cm în zonele plastice și de 1,50 ori această distanță în rest.
- procentul minim pentru etrieri este de 0,10%
- tălpile profilelor trebuie a fi rigidizate la o distanță de 0,5-1,0 m interax

În cazul profilelor deschise sau închise, zveltețea pereților armăturii rigide trebuie să îndeplinească condițiile de mai jos, pentru a împiedica producerea flambajului local:

Tab. 3.1 Valori admise pentru zveltețea pereților secțiunii transversale a armăturii rigide

Oțel	Profile deschise	Țevi rectangulare	Țevi circulare
OL37	$b_t/t_t < 23$; $h_i/t_i < 96$	$h_r/t < 72$	$D_r/t < 150$
OL52	$b_t/t_t < 19$; $h_i/t_i < 88$	$h_r/t < 66$	$D_r/t < 129$

unde:

b_t, t_t – lățimea respectiv grosimea tălpii profilului metalic

h_r, t_r – lățimea respectiv grosimea pereților secțiunii țevilor rectangulare

D_r, t_r – diametrul respectiv grosimea țevilor circulare

Pereții structurali compoziți pot fi calculați la compresiune excentrică oblică sau dreaptă, ca în cazul pereților structurali din beton armat convențional, armătura rigidă înglobată în beton fiind considerată ca armătură longitudinală în calcul.

Verificarea la încovoiere și la forță tăietoare a pereților compoziți, trebuie să satisfacă relațiile:

$$M \leq M_{cap} \quad (\text{Rel. 3.9})$$

$$Q \leq Q_{cap} = \max(Q_{p1}; Q_{p2}) \quad (\text{Rel. 3.10})$$

unde:

M, Q – momentul încovoiitor respectiv forța tăietoare de calcul

M_{cap} – momentul capabil al secțiunii compozite, conform curbei de interacțiune N-M

Q_{cap} – capacitatea secțiunii compozite la forfecare

Q_{p1} – forța tăietoare asociată fisurării betonului

Q_{p2} – forța tăietoare asociată ruperii elementului

La stabilirea dimensiunilor pereților structurali compoziți cu armătură rigidă este necesar a fi respectată condiția:

$$Q \leq 2bhR_t \quad (\text{Rel. 3.11})$$

unde:

b, h – lățimea respectiv lungimea peretelui considerat

R_t – rezistența la întindere a betonului

Golurile dintr-un perete structural trebuie bordat cu o arie minimă de armătură care să asigure preluarea forțelor de întindere din vecinătate golului, cu relațiile:

$$T_{gol}^v = Qh_g / (2(I - I_g)) \quad (\text{Rel. 3.12})$$

$$T_{gol}^o = Q \frac{H}{I} I_g / (2(H - h_g)) \quad (\text{Rel. 3.13})$$

unde:

Q – forța tăietoare de calcul

h_g – înălțimea golului

I_g – lățimea golului

H – înălțimea de nivel

I – distanța între axele bulbilor

3.2 Prevederi și recomandări pentru pereții compoziți conform SR EN 1994-1-1/2004 (Eurocode 4)

Normativul SR EN 1994-1-1/2004 (Eurocode 4) [108]: Proiectarea structurilor compozite de oțel și beton, Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri, se aplică la nivel european de către statele membre ale UE, ca document de referință, pentru proiectarea elementelor și structurilor compozite ale clădirilor, prezentând o serie de principii, specificații și recomandări privind rezistența, durabilitatea și siguranța în exploatare a acestora. Normativul descrie un element compozit ca fiind un element structural care prezintă elemente de beton și oțel pentru construcții, legate prin conectori de forfecare, astfel încât alunecarea longitudinală dintre beton și oțel să fie limitată privind separarea uneia dintre componente de cealaltă. Conectorii de forfecare asigură legătura dintre beton și oțel, încât permit ca cele două componente să fie proiectate ca părți ale aceluiași element structural.

Normativul nu prezintă specificații tehnice pentru proiectarea pereților structurali compoziți în cadrul unui capitol particular de-a lungul cuprinsului, ci include acest aspect sub formă generală, în cadrul secțiunii 6.7 valabile pentru stâlpi și elemente compozite comprimate, cu oțel de marcă S235 până la S420 și beton de densitate normală și de clasă de rezistență C20/25 până la C50/60.

Aceste elemente trebuie să prezinte un indice de contribuție al oțelului δ cuprins între $0,20 \leq \delta \leq 0,90$. Indicele de contribuție al oțelului se definește ca:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{Rel. 3.14})$$

unde:

A_a – aria secțiunii transversale a oțelului structural

f_{yd} – rezistența de calcul a oțelului structural

$N_{pl,Rd}$ – forța capabilă la compresiune a secțiunii compozite

Forța capabilă la compresiune $N_{pl,Rd}$ se calculează cu relația:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (\text{Rel. 3.15})$$

unde:

A_a, A_c, A_s – aria secțiunii transversale a oțelului structural, a secțiunii de beton respectiv a armăturilor longitudinale

f_{yd}, f_{cd}, f_{sd} – rezistența de calcul a oțelului structural, a secțiunii de beton respectiv a armăturilor de rezistență longitudinale

Rel. 3.15 se aplică secțiunilor din oțel care prezintă înglobare totală sau parțială în beton. În cazul secțiunilor chesonate, care sunt umplute cu beton, coeficientul 0,85 poate fi considerat 1,0. În cazul stâlpilor sau a elementelor compozite comprimate, în orice secțiune se verifică: rezistența elementului, rezistența la flambaj local, transferul încărcărilor și rezistența la alunecare între componentele de oțel și beton. În acest caz, secțiunile din oțel trebuie să prezintă o acoperire minimă cu beton pentru a asigura transferul forțelor de aderență, protecția la coroziune a oțelului și pentru a preveni despicarea betonului. Acoperirea cu beton a unei secțiuni din oțel înglobate total în beton nu trebuie să fie mai mică de 40 mm și $1/6b$, în care b reprezintă lățimea tălpii.

Dacă aceste criterii sunt respectate, efectul flambajului local al tălpilor secțiunilor din oțel, se poate neglija dacă sunt respectate valorile indicate în tabelul următor:

Tab. 3.2 Valori maxime pentru verificarea condiției de voalare locală

Țevi circulare de oțel umplute cu beton	Țevi rectangulare de oțel umplute cu beton	Secțiuni I cu înglobare parțială în beton
$\max(d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$	$\max(h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\max(b_f / t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

unde:

d – diametrul țevilor circulare din oțel și grosimea pereților acestora

h – lungimea pereților secțiunii transversale a țevilor rectangulare

t – grosimea pereților secțiunii transversale a țevilor

b_f, t_f – lățimea respectiv grosimea tăpii secțiunilor I

Rigiditatea secțiunii din beton, din cauza fisurării, pentru determinarea eforturilor secționale și a deplasărilor, se corectează cu expresia următoare:

$$(EI)_{eff} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (\text{Rel. 3.16})$$

unde:

K_0 – factor de calibrare care are valoarea egală cu 0,90

$K_{e,II}$ – factor de corecție care are valoarea 0,50

E_a, E_s, E_{cm} – modulul de elasticitate al oțelului structural, al armăturilor și a betonului

I_a, I_s, I_c – momentele de inerție a secțiunii oțelului structural, armăturilor și a betonului

Din perspectiva detaliilor constructive, armătura longitudinală care contribuie activ în momentul capabil la încovoiere al secțiunii nu trebuie să fie mai mică procentual de 0,30% din aria secțiunii de beton armat. Armătura de rezistență longitudinală și transversală trebuie proiectată conform cerințelor normativului Eurocode 2. În sens longitudinal, se prevede o armătură minimă cu diametrul de 8 mm la o distanță de 250 mm, iar transversal de 6 mm la o distanță de 200 mm.

Conexiunea dintre oțelul structural și betonul armat necesită a fi dimensionată în baza distribuției de eforturi unitare longitudinale ce au loc la interfața dintre cele două materiale. Conectorii de forfecare se dispun de regulă, dacă eforturile longitudinale de lunecare depășesc rezistența prin aderență oțel-beton. În condițiile în care se consideră că suprafața dintre oțel și beton nu este vopsită, acoperită cu ulei, rugină sau cruste se pot considera următoarele rezistențe la lunecare (în condițiile respectării acoperirilor cu beton minime):

Tab. 3.3 Rezistența la lunecare de calcul

Tipul secțiunii transversale	τ_{Rd} (MPa)
Secțiuni de oțel cu înglobare totală	0,30
Țevi de oțel circulare umplute cu beton	0,55
Țevi de oțel rectangulare umplute cu beton	0,40
Tălpi ale secțiunilor cu înglobare parțială	0,20
Inimi ale secțiunilor cu înglobare parțială	0,00

Conectorii trebuie să prezinte o capacitate ridicată de deformare pentru a asigura redistribuirea forțelor de lunecare. Un conector se consideră ductil dacă deformația de lunecare este cel puțin 6 mm. De asemenea, conectorii trebuie să fie capabili să prevină separarea secțiunii de beton de cea a oțelului structural. Pentru a preveni acest lucru, conectorii trebuie să reziste la o forță de tracțiune de cel puțin 10% din capacitatea ultimă la lunecare. În caz contrar aceștia trebuie să fie prevăzuți cu dispozitive speciale de ancorare. Conectorii metalici cu cap rotund se consideră că, îndeplinesc acest deziderat. Rezistența unui conector metalic la lunecare (gujon cu cap) este dată de rezistența asociată modului de cedare prin forfecarea conectorului (P_{Rd1}) sau modului de cedare prin zdrobirea locală a betonului comprimat (P_{Rd2}).

$$P_{Rd1} = \frac{0,80 f_u n d^2}{\gamma_V} \quad (\text{Rel. 3.17})$$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (\text{Rel. 3.18})$$

Dacă $h_{sc}/d > 4$ atunci $\alpha = 1$

Dacă $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ atunci $a = 0,20[(h_{sc}/d) + 1]$

unde:

h_{sc}, d – lungimea respectiv diametrul conectorului metalic

f_u – rezistența ultimă a oțelului din care este confecționat conectorul

f_{ck} – rezistența caracteristică a betonului ce înconjoară conectorul

γ_V - factor parțial de siguranță

E_{cm} – modulul secant al betonului

În cazul în care conectorii sunt sudați de inima profilelor metalice (secțiuni I) total sau parțial înglobate în beton, se poate ține seama de o serie de forțe de frecare ce iau naștere datorită împiedecării expansiunii laterale a betonului de către tălpile adiacente secțiunii de oțel. Aceste forțe capabile se adaugă rezistenței la forfecare a conectorilor. Forțele suplimentare (Fig. 3.2) se consideră a fi egale cu $\mu P_{Rd}/2$, pe fiecare talpă, unde $\mu = 0,50$.

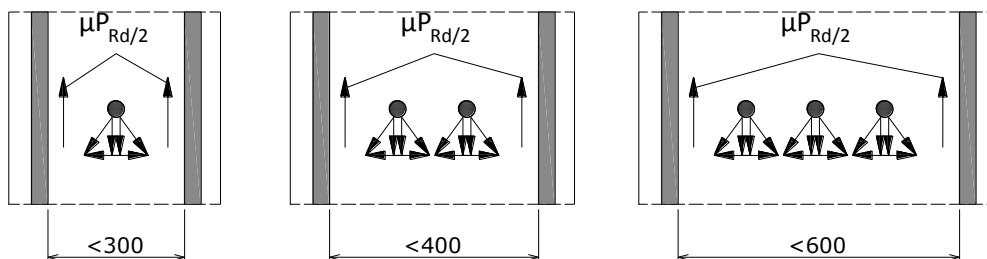


Fig. 3.2 Forțe suplimentare datorită frecării betonului cu tălpile adiacente

În cazul în care conectorii sunt supuși direct la forțe de întindere care se adaugă solicitării de forfecare, se calculează forța de întindere aferentă unui conector F_{ten} și se verifică condițiile:

- Dacă $F_{ten} \leq 0,10 P_{Rd}$ atunci forța de întindere poate fi neglijată
- Dacă $F_{ten} > 0,10 P_{Rd}$ conectarea nu face obiectul normativului

3.3 Prevederi antiseismice conform P100-1/2013

Pe lângă prescripțiile de alcătuire și de calcul la nivel secțional elementele structurale amplasate în zone seismice, trebuie să îndeplinească și un set de cerințe de alcătuire prin care să se asigure o cedare ductilă a acestora, cu un grad ridicat de deformare și disipare a energiei seismice sub efectul ciclic al forțelor orizontale. Codul românesc de proiectare seismică în vigoare, P100-1/2013 [109] reglementează aceste prevederi de proiectare specifice în cazul construcțiilor compozite în cadrul capitolului 7. Prevederile din acest capitol, sunt aplicabile la proiectarea structurilor compozite oțel-beton solicitate la acțiunea seismică. Structurile compozite sunt definite ca structuri alcătuite din elemente compozite, la care conlucrarea dintre betonul armat și oțelul structural se manifestă la nivel de secțiune. Componentele din oțel laminat pot fi neînglobate, parțial sau total înglobate în beton armat (secțiuni din beton cu armătură rigidă – BAR).

Ca și principiu de proiectare, structurile compozite rezistente la acțiunea seismică vor fi proiectate să dezvolte: un răspuns structural disipativ sau slab disipativ sub efectul acțiunii seismice. Pentru structurile disipative, sunt definite două clase de ductilitate, care corespund unei anumite capacități de disipare a energiei seismice: DCM (clasa de ductilitate medie) și DCH (clasa de ductilitate ridicată). În aceste cazuri, factorul de comportare q a structurii va avea valori mai mari decât 1,5 sau 2,0 și va depinde de tipul structurii compozite oțel-beton. În celălalt caz, structurile proiectate să dezvolte un răspuns slab disipativ, cvasi-elastic, vor fi încadrate în clasa de ductilitate joasă DCL, la care factorul de comportare q va avea valori sub 2,0.

Clasa minimă a betonului este C20/25 iar cea maximă C40/50. Elementele structurale se vor arma numai cu bare de armătură cu profil periodic, făcând excepție etrierii și agrafele pentru armarea transversală. În zonele disipative, pentru clasa de ductilitate DCH se utilizează oțel care să dezvolte o alungire minimă de 7,50% la efort maxim (oțeluri din clasa C de ductilitate) iar pentru clasa de ductilitate DCM se pot folosi oțeluri din clasa B (5,0% alungire la efort maxim).

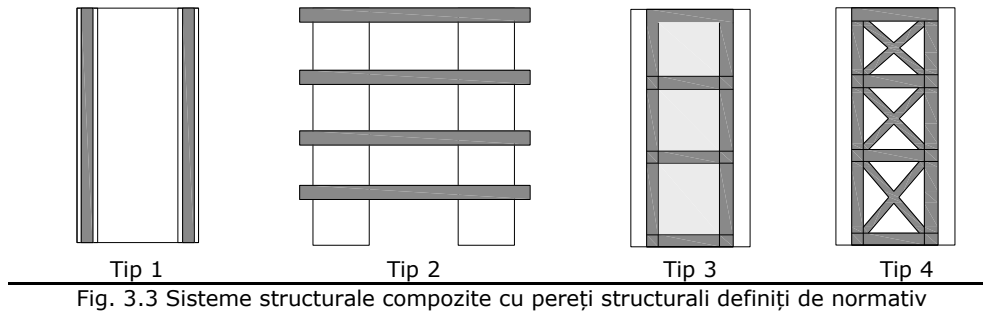
În cazul structurilor cu pereți structurali compoziți, normativul specifică următoarele valori a factorilor de comportare q care exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice:

Tab. 3.4 Valori ale factorului de comportare q pentru structuri cu pereți compoziți

Tipul structurii compozite	DCH	DCM	DCL
Structuri cu pereți structurali compoziți	$4 k_W a_U / a_1$	$3 k_W a_U / a_1$	1,5

Tab. 3.5 Valori ale raportului care exprimă capacitatea redundanței tipului de structuri

Structuri cu pereți structurali compoziți	a_U / a_1	
	DCH	DCM
Pereți compoziți izolați cu profile metalice la extremități și inima din beton armat (Tip 1)	1,10	1,10
Pereți compoziți sau din beton armat cuplați cu grinzi din oțel sau compozite (Tip 2)	1,20	1,20
Pereți compoziți alcătuiți dintr-un panou din oțel înglobat în betonul armat al inimii pereților (Tip 3)	1,20	1,20
Pereți compoziți cu diagonale din oțel înglobate în inima pereților compoziți din beton armat (Tip 4)	1,20	1,20



Valorile factorului de comportare se pot reduce cu 20% dacă clădirea este neregulată în elevație. Coeficientul k_w care exprimă efectul proporțiilor pereților asupra capacității de deformare a acestora se calculează cu relațiile:

$$k_w = 1 \text{ pentru } a_0 \geq 2 \text{ (pereți zvelți)} \quad (\text{Rel. 3.19})$$

$$k_w = (1 + a_0) / 3 \text{ pentru } a_0 < 2 \text{ (pereți scurți)}$$

$$a_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (\text{Rel. 3.20})$$

Valorile de proiectare ale eforturilor de încovoiere și forfecare pe înălțimea pereților compoziți izolați, se calculează conform secțiunii 5.3.3.5 din prezentul cod, asemenea pereților structurali din beton armat, prin impunerea mecanismului de plasticizare la bază și adoptarea diagramei înfășurătoare de solicitări, pentru zonele disipative și nedisipative conform Fig. 3.4.

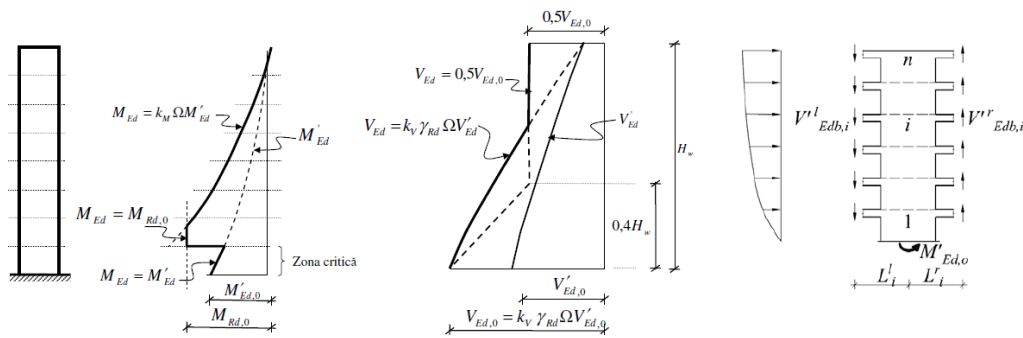


Fig. 3.4 Diagramele utilizate pentru determinarea eforturilor de proiectare la încovoiere și forfecare pentru zonele disipative și nedisipative ale pereților structurali

Eforturile rezultate din analiza statică, sub efectul forțelor seismice de proiectare se pot distribui între elementele verticale de rezistență în limita a 30%, iar între cele orizontale în limita a 20%.

În urma redistribuirii valorile însumate nu trebuie să fie inferioare celor obținute în calculul structural sub efectul forțelor seismice de proiectare. În cazul pereților structurali compoziți cu inima din beton armat (tip 1 și tip 2 din Fig. 3.3) se consideră că forța tăietoare este preluată integral de inima de beton armat a peretelui, iar momentul încovoietor de ansamblul peretelui.

Transferul eforturilor tangențiale în zonele de la extremități, dintre oțelul structural și betonul armat, se va realiza fie prin conectori metalici, bare sudate de secțiunea de oțel sau de bare trecute prin găurile armăturii rigide (Fig. 3.5).

În cazul clasei de ductilitate medii DCM, armăturile transversale de confinare ce alcătuiesc zonele de la extremitățile pereților compoziți se vor dispune pe o lungime egală cu înălțimea secțiunii elementului de capăt din planul peretelui (h), iar în cazul clasei de ductilitate înaltă DCH, se va dubla această distanță ($2h$), dar în ambele cazuri ea nu va fi mai mică de $l_w=h/10$ (Fig. 3.5).

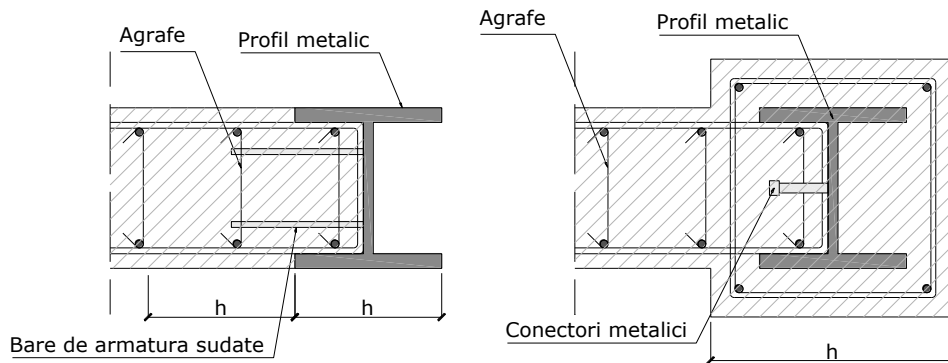


Fig. 3.5 Detalii de alcătuire ale zonelor de la extremitățile pereților

Condițiile de ductilitate locală ce necesită a fi îndeplinite, în cazul pereților compoziți, sunt asemănătoare condițiilor pereților structurali din beton armat. Înălțimea zonei comprimate în secțiunile pereților nu va fi de regulă mai mare:

$$\begin{aligned} x_U &\leq 0,10(\Omega+2)l_w \text{ pentru DCH} \\ x_U &\leq 0,135(\Omega+2)l_w \text{ pentru DCM} \end{aligned} \quad (\text{Rel. 3.21})$$

unde:

x_U – înălțimea zonei comprimate a peretelui

l_w – lungimea peretelui sau înălțimea secțiunii transversale a acestuia

Ω – suprazistența la încovoiere a peretelui

Calculul pereților la compresiune sau întindere excentrică se face respectând principiile de calcul a secțiunilor din betonului armat, iar la forță tăietoare sunt necesare trei verificări și anume:

- verificarea secțiunii inimii în ceea ce privește capacitatea de a prelua eforturi principale de compresiune
- verificarea armăturilor transversale (orizontale) din condiția de rezistență pe secțiuni înclinate
- verificarea rosturilor de turnare orizontale

Pentru a dezvolta un nivel ridicat al ductilității, zveltețea pereților elementelor comprimate din oțel înglobate în beton, trebuie limitată pentru a evita fenomenele de instabilitate locală (flambaj local). Relația între factorul de comportare q specific tipului de structură și limitele supleței pereților secțiunilor de oțel este precizată în următorul tabel:

Tab. 3.6 Limitarea supleții pereților secțiunilor din oțel a elementelor compozite

Clasa de ductilitate	DCH	DCM
Factorul de comportare q	>4	$1,5..2,0 < q < 4$
Tălpile secțiunilor I sau H parțial înglobate în beton (c/t_f)	9ε	14ε
Țevi rectangulare umplute cu beton (h/t)	24ε	38ε
Țevi circulare umplute cu beton (d/t)	$80\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$
Tălpi ale secțiunilor I sau H ale elementelor BAR (c/t_f)	23ε	35ε
Inimi ale secțiunilor I sau H ale elementelor BAR sau parțial înglobate în beton (d/t_w)	96ε	150ε
Țevi rectangulare umplute și înglobate în betonul armat (h/t)	72ε	100ε
Țevi circulare umplute și înglobate în betonul armat (d/t)	$150\varepsilon^2$	$180\varepsilon^2$

Unde ε este un coeficient adimensional, c, d reprezintă lungimea peretelui în consolă, respectiv diametrul țevii; t, t_f, t_w reprezintă grosimea peretelui analizat, a tălpii, țevilor circulare sau rectangulare.

Atingerea valorilor capacităților portante proiectate, a momentelor capabile la încovoiere cu sau fără forță axială, respectiv ale forței tăietoare capabile elementelor compozite este strâns legată de asigurarea unei conlucrări eficiente între oțelul structural și betonul armat. Valoarea rezistenței la lunecare capabilă dintre beton și oțelul structural, prezintă următoarele valori:

Tab. 3.7 Capacitatea la lunecare de la interfața oțel-beton

Tipul secțiunii transversale	τ_{Rd} (MPa)
Secțiuni de oțel total înglobate (acoperire minimă de 100 mm cu beton)	0,33
Tălpi ale profilelor parțial înglobate în beton	0,10
Interiorul țevilor circulare umplute cu beton	0,275
Interiorul țevilor rectangulare umplute cu beton	0,20

Acoperirea cu beton a armăturii rigide în cazul profilelor cu înglobare totală va fi de minimum 75 mm pentru clasa DCM și 100mm pentru clasa DCH. În cazul armăturii rigide parțial înglobate în beton, armăturile suplimentare sudate de tălpi pot întârzia flambajul local al tălpiilor. Diametrul acestor armături va fi de minim 8 mm, fiind sudate la ambele capete, iar rezistența sudurilor nu va fi mai mică decât rezistența la întindere a armăturilor. Acoperirea cu beton a acestor armături va fi de minim 20 mm și maximum de 40 mm.

În cazul elementelor din oțel total înglobate în beton, la extremitățile pereților compoziți, pentru a asigura o capacitate de rotire plastică suficientă, este necesar să respecte Rel. 3.23.

$$a\omega_{wd} \geq 30 \mu_K v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (\text{Rel. 3.22})$$

unde:

a – factorul de eficiență a confinării

ω_{wd} – coeficientul volumetric de armare al armăturii transversale de confinare din zona critică

μ_K – factorul ductilității de curbură

v_d – forța axială normalizată

$\varepsilon_{sy,d}$ – deformația specifică la curgere a oțelului

b_c – grosimea elementului

b_0 – lățimea miezului de beton confinat, măsurat între axele etrierilor marginali

În cazul profilelor metalice din oțel parțial înglobate în beton, armăturile suplimentare sudate de tălpi pot întârzia flambajul local al acestora în zonele disipative. În cazul în care distanța longitudinală între axele acestor bare este mai mică decât lungimea în consolă a tălpii profilului metalic, valorile pentru zveltețea minimă a tălpilor în consolă pot fi mărite. Funcție de raportul dintre aceste lungimi, valorile zvelteții minime a tălpilor pot fi sporite, prin interpolare liniară.

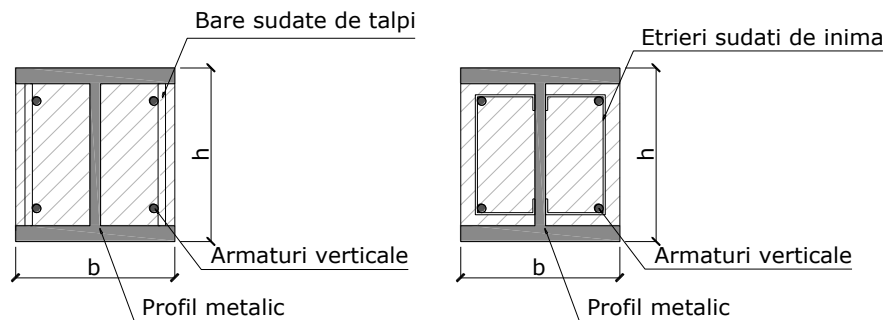


Fig. 3.6 Detalii generale pentru armarea transversală a elementelor compozite parțial înglobate în beton

3.4 Prevederi antiseismice pentru pereți compoziți conform SR EN 1998-1-1 (Eurocode 8)

Normativul EN 1998-1, Eurocode 8 [110]: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur, Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri, se aplică la proiectarea clădirilor în cadrul statelor membre ale Uniunii Europene amplasate în zone seismice. Normativul are la bază o serie de specificații tehnice ce completează celelalte eurocoduri, care au ca scop asigurarea protecției civile și limitarea degradărilor structurale în cazul unor evenimente seismice.

În capitolul 7 al acestui normativ sunt reglementate reguli specifice pentru clădirile compozite oțel-beton. În acest capitol se disting trei concepte de proiectare împotriva acțiunii seismice pentru clădirile compozite, pentru care sunt definite trei clase de ductilitate, joasă (DCL), medie (DCM) și înaltă (DCH):

- conceptul (a): comportare slab disipativă
- conceptul (b): comportare disipativă cu zone disipative compozite
- conceptul (c): comportare disipativă cu zone disipative metalice

În zonele disipative, clasa de beton trebuie să fie cuprinsă între C20/25 și C40/50. Pentru clasa de ductilitate DCM oțelul de armare în zonele disipative poate să fie de clasă B sau C de ductilitate, iar pentru DCH trebuie să fie de clasa C. Cu excepția etrierilor închiși sau agrafelor, în regiunile puternic solicitate sunt permise doar bare din oțel cu profil periodic. Sistemele structurale compozite cu pereți structurali compoziți sunt cele care se comportă în mod absolut ca structurile cu pereți din beton armat, fiind definite astfel trei tipuri:

- tip 1: sistem care corespunde unui cadru din oțel sau compozit, lucrând împreună cu panouri înrămate conectate la structura din oțel
- tip 2: pereți din beton armat care înglobează elemente metalice la extremități utilizate ca armături verticale de margine
- tip 3: grinzi din oțel sau compozite utilizate pentru a cupla doi sau mai mulți pereți din beton armat compoziți

În toate cele trei cazuri enunțate, disiparea de energie se produce în secțiunile de oțel verticale și în armătura verticală amplasată în panoul pereților compoziți. La tipul 3, disiparea de energie poate să se producă în grinzile de cuplare. Factorii de comportare asociați tipului de structură, sunt menționați în (Tab. 3.8). În cazul în care clădirea este neregulată în elevație, factorii de comportare se pot reduce cu 20%.

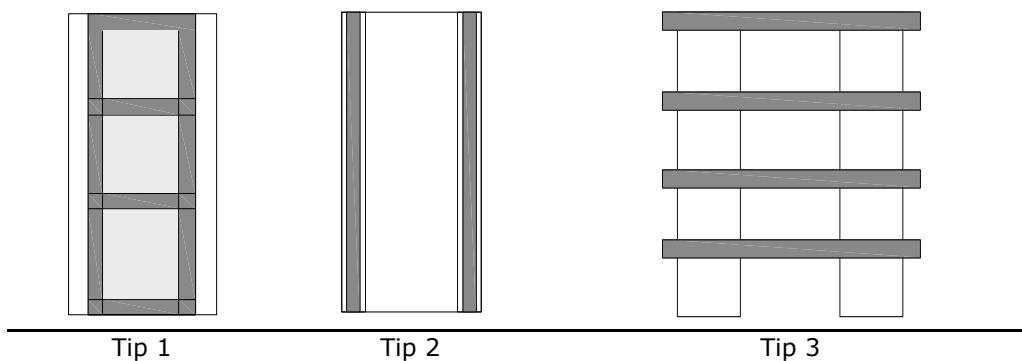


Fig. 3.7 Tipurile de sisteme structurale cu pereți compoziți

Tab. 3.8 Factorii de comportare pentru sistemele structurale regulate în elevație

Tip structural	a_u/a_1	Clasa de ductilitate	
		DCM	DCH
Pereți compoziți – Tip 1	1,10	$3 a_u/a_1$	$4 a_u/a_1$
Pereți compoziți – Tip 2	1,10	$3 a_u/a_1$	$4 a_u/a_1$
Pereți compoziți – Tip 3	1,10	$3 a_u/a_1$	$4,5 a_u/a_1$

Zonele disipative ale acestor elemente trebuie să posede rezistență și ductilitate adecvate, astfel încât acestea trebuie proiectate astfel încât plastificarea, flambajul local sau alte fenomene datorate comportării ciclice a acestor zone să nu afecteze stabilitatea generală a structurii. Componentelor metalice înglobate în beton solicitate la compresiune și/sau încovoiere trebuie să li se asigure suficientă ductilitate prin limitarea raportului lățime/grosime a pereților secțiunii transversale, conform Tab. 3.9:

Tab. 3.9 Relația dintre limita zvelteții pereților secțiunilor metalice și factorul de comportare

Ductilitatea clasei structurii	DCM		DCH
Factorul de comportare q	$q \leq 1,5-2,0$	$1,5-2,0 \leq q \leq 4,0$	$q > 4,0$
Secțiuni H sau I parțial înglobate	20ϵ	14ϵ	9ϵ
Secțiuni H sau I total înglobate			
Secțiune rectangulară umplută cu beton	52ϵ	38ϵ	24ϵ
Secțiune circulară umplută cu beton	$90\epsilon^2$	$20\epsilon^2$	$20\epsilon^2$

Sistemele structurale de tipul 1 și 2 necesită a fi proiectate încât disiparea de energie să fie realizată prin componentele din oțel verticale și armătura verticală. Pentru a preveni separarea oțelului structural de secțiunea din beton armat este necesară asigurarea conlucrării elementelor înrămate cu profilele metalice marginale. În sistemul structural de tip 1, forța tăietoare de nivel trebuie transmisă prin forfecare orizontală secțiunii din beton armat a peretelui și interfeței dintre pereți și grinzi. Tipul 3 de sistem structural trebuie proiectat încât disiparea de energie să fie efectuată în grinzile de cuplare și în pereții structurali.

Zonele de la extremitățile pereților compoziți trebuie să fie alcătuite conform Fig. 3.8 în cazul profilelor metalice total sau parțial înglobate în beton.

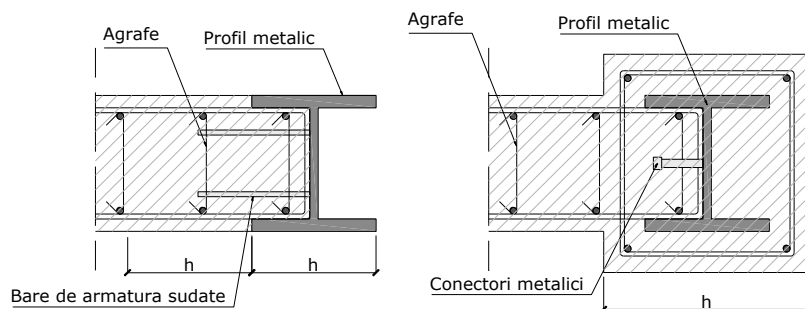


Fig. 3.8 Detalii de alcătuire a zonelor de capăt a pereților compoziți

În cazul pereților compoziți de tipul 1 sau 2, se consideră că forțele tăietoare sunt preluate de către secțiunea din beton armat, iar forțele gravitaționale și cele de răsturnare din efectul de încovoiere sunt preluate de către peretele structural împreună cu componentele verticale ale oțelului structural de la extremități.

Pentru analiza eforturilor secționale se folosesc diagramele înfășurătoare de calcul la încovoiere și forță tăietoare, în pereți zvelți izolați sau ca sisteme duale conform Fig. 3.9. Înfășurătoarea diagramei de moment încovoietor se consideră liniară pe înălțimea pereților, dacă aceștia nu prezintă discontinuități ale maselor, rigidității sau rezistențelor. Este permisă redistribuirea efectelor acțiunii seismice între pereți de cel mult 30% punând condiția să nu fie redusă capacitatea totală necesară. La pereții cuplați redistribuirea eforturilor între riglele de cuplare de la diferite niveluri este permisă până la 20%.

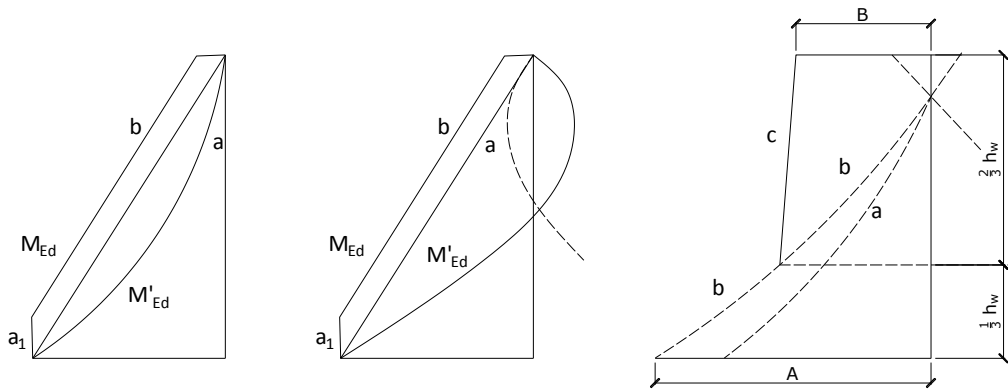


Fig. 3.9 Diagramele înfășurătoare pentru calculul la încovoiere și tăiere a pereților compoziți

În cazul pereților principali, în cazurile seismice de proiectare valoarea forței axiale normalizate nu trebuie să depășească 0,30. De asemenea, la calculul capacității portante la încovoiere, a secțiunilor pereților, se va ține seama de armătura verticală din inimă. Secțiunile compozite ale pereților cuplați sau intersectați cu alți pereți perpendiculari pe planul lor (sub formă de L, T, U sau I) se consideră ca un întreg, constând dintr-una sau mai multe inimi paralele sau aproximativ paralele cu direcția de acțiune a forței tăietoare seismice și una sau mai multe tălpi perpendiculare sau aproximativ perpendiculare pe aceasta. Pentru calculul rezistenței la încovoiere lățimea efectivă a plăcii de fiecare parte a inimii, se ia de la fața inimii cu valoarea minimă dintre: lățimea efectivă a inimii; jumătatea distanței până la inimă sau peretele adiacent; 25% din înălțimea totală a peretelui de deasupra nivelului considerat. Pentru pereții cu secțiunea transversală dreptunghiulară coeficientul de armare volumetric al armăturilor de confinare pentru zonele la extremități trebuie să satisfacă următoarea relație:

$$a\omega_{wd} \geq 30\mu(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (\text{Rel. 3.23})$$

unde:

a – factorul de eficiență a confinării

ω_{wd} – coeficientul volumetric de armare al armăturii transversale de confinare din zona critică

μ – factorul ductilității de curbură

v_d – forța axială normalizată

ω_v – coeficientul volumetric de amare al armăturii verticale a inimii

$\varepsilon_{sy,d}$ – deformația specifică la curgere a oțelului

b_c – grosimea elementului

b_0 – minimă a nucleului confinat de etrieri măsurat între axele ramurilor etrierilor

Transferul forțelor tăietoare verticale și orizontale între elementele din oțel amplasate la extremitățile pereților compoziți, se va realiza prin intermediul conectorilor metalici și a agrafelor sudate sau ancorate prin găuri în componentele din oțel sau în jurul acestora. În cazul clasei de ductilitate ridicată DCH, armăturile de confinare a componentelor compozite de la extremitățile pereților trebuie extinse pe o lungime $2h$ în peretele din beton, unde h reprezintă înălțimea secțiunii profilului metalic înglobat în beton, conform Fig. 3.8.

În cazul elementelor metalice înglobate total în beton, distanța dintre etrierii de confinare în zonele critice nu trebuie să depășească:

$$\begin{aligned} s &= \min(b_0/2, 260,9 d_{bL}) \text{ pentru DCM} \\ s &= \min(b_0/2, 175,8 d_{bL}) \text{ pentru DCH} \\ s &= \min(b_0/2, 150,6 d_{bL}) \text{ la baza primului nivel pentru} \end{aligned} \quad (\text{Rel. 3.24})$$

DCH

unde:

b_0 – dimensiunea minimă a nucleului confinat de etrieri măsurat între axele ramurilor etrierilor

d_{bL} – diametrul minim al barelor suplimentare longitudinale

Diametrul minim al etrierilor d_{bw} trebuie să fie cel puțin:

$$\begin{aligned} d_{bw} &= 6 \text{ mm pentru DCM} \\ d_{bw} &= \max(0,35 d_{bL}, \max(f_{ydL}/f_{ydw})^{0,5}; 6 \text{ mm}) \text{ pentru DCH} \end{aligned} \quad (\text{Rel. 3.25})$$

$$d_{bw} = [(bt_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0,5} \quad (\text{Rel. 3.26})$$

unde:

f_{ydL} – valoarea de calcul a limitei de curgere pentru oțel la nivelul barelor longitudinale

f_{ydf}, f_{ydw} – limitele de curgere de calcul ale tălpii și respectiv armăturii din oțel

În zonele critice distanța dintre barele longitudinale consecutive fixate de etrieri sau agrafe nu trebuie să depășească 250 mm pentru clasa de ductilitate DCM sau 200 mm pentru clasa de ductilitate DCH. La primele două niveluri ale clădirii se prevăd etrieri pe o lungime adițională egală cu jumătatea lungimii regiunilor critice.

Etrierii de confinare pot întârzia flambajul local în zonele disipative ale pereților compoziți, dacă aceștia sunt prevăzuți la o distanță s mai redusă decât lungimea în consolă a tălpii. Funcție de gradul de îndesire al acestora, limitele zvelteții pereților profilelor din oțel pot fi sporite prin interpolare. Diametrul d_{bw} al etrierilor de confinare, folosiți pentru prevenirea flambajului local trebuie să fie mai mare față de valoarea precizată prin Rel. 3.26.

3.5 Grinzi de cuplare din beton armat – P100-1/2013

În cazul grinziilor de cuplare din beton armat, normativul P100-1/2013 [3] cu trimitere la CR2-1-1.1/2013, prezintă o serie de prevederi constructive cu privire la modul de alcătuire a secțiunii transversale și la determinarea eforturilor secționale. Prevederile se referă în special la grinzi de cuplare scurte, în care lungimea raportată la înălțimea secțiunii transversale este mai mică ca doi ($l/h_w \leq 2$).

Secțiunea activă de calcul a grinziilor de cuplare ($I_{f,eff}$) care au asigurată conlucrarea cu placa planșeului, pentru obținerea eforturilor secționale și a capacității portante, se determină cu Rel. 3.27 conform Fig. 3.10:

$$\Delta l_f^r + \Delta l_f^l = 0,25 l_{cl} \leq 2 h_f \quad (\text{Rel. 3.27})$$

unde:

l_{cl} – lungimea liberă a grinzii de cuplare (deschiderea între montanți)

h_f – grosimea plăcii din beton armat

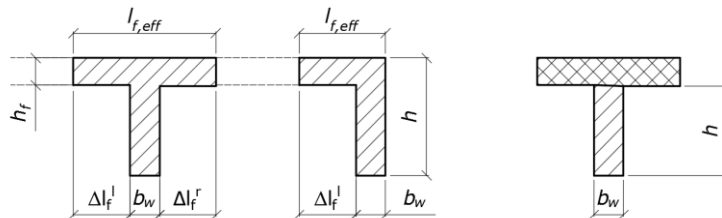


Fig. 3.10 Secțiunea activă a grinziilor de cuplare monolite sau prefabricate

În cazul în care, pentru determinarea solicitărilor la nivelul riglelor de cuplare se folosesc modele numerice spațiale, tridimensionale, în care elementele structurale sunt modelate numeric echivalent folosind elemente de tip bară, este necesară luarea în considerare a tuturor tipurilor de deformații produse de acțiunea eforturilor secționale (stare de fisurare, mod de comportare etc.) pentru a obține o comportare cât mai apropiată de realitate. În acest context, utilizând un calcul liniar de ordinul unu, valorile de proiectare ale rigidităților efective, care intervin în calculul caracteristicilor de vibrație a structurii respectiv la obținerea deplasărilor orizontale, necesită a fi corectate, conform Tab. 3.10:

Tab. 3.10 Valorile rigidităților echivalente - grinzi de cuplare	
Grinzi de cuplare armate cu carcase ortogonale	Grinzi de cuplare armate cu carcase diagonale
$I_{eq} = 0,20 I_c$	$I_{eq} = 0,50 I_c$
$A_{eq} = 0,20 A_c$	$A_{eq} = 0,50 A_c$

Unde I_{eq} , A_{eq} reprezintă momentul de inerție respectiv aria secțiunii transversale echivalente, iar I_c , A_c reprezintă momentul de inerție și aria secțiunii transversale inițiale brute a grinziilor de cuplare.

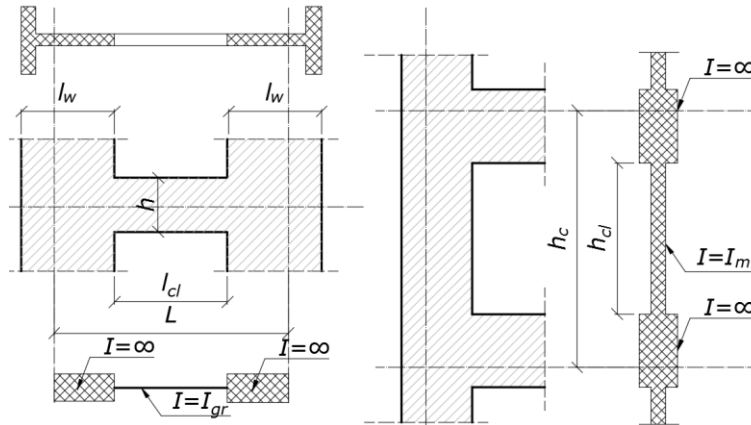


Fig. 3.11 Schematizarea zonelor deformabile și indeformabile în cazul grinzilor de cuplare

În cazul grinzilor de cuplare se consideră deformabilă numai deschiderea liberă între montanți (l_{cl}) în timp ce, porțiunile adiacente laterale, se admit ca fiind indeformabile (corp rigid). În cazul în care, grinzile de cuplare prezintă înălțimi considerabile în raport cu înălțimea unui nivel ($h_{gr} > 0,25h_s$) se consideră zonă deformabilă deschiderea liberă de nivel cuprinsă între grinzile de cuplare conform Fig. 3.11.

Zonele critice (zonele unde sunt înregistrate deformații plastice ale armăturilor longitudinale) în cazul grinzilor de cuplare, se consideră întreaga lungime când deschiderea liberă este mai mică de trei ori înălțimea secțiunii transversale ($l_{cl} < 3h$) sau zonele de la extremități pe lungime $1,5h$ în cazul în care deschiderea liberă depășește de trei ori înălțimea secțiunii grinzii ($l_{cl} > 3h$).

Valorile momentelor încovoietoare rezultate din calculul static se pot redistribui între grinzile de cuplare situate pe aceeași verticală, însă cel mult cu 20%. Suma momentelor capabile după redistribuire trebuie să nu fie inferioară valorilor corespunzătoare rezultate din calcul static.

În cazul grinzilor de cuplare cu raportul $l_{cl}/h \leq 3$ valorile de proiectare ale forțelor tăietoare pe deschidere, în structuri proiectate pentru clasa de ductilitate DCM și DCH se determină conform relația Rel. 3.28. La stabilirea momentelor capabile pentru sensul de acțiune care întinde armăturile de la partea superioară, se va ține cont și de contribuția armăturilor continue din zona activă a plăcii.

$$V_{Ed} = Y_{Rd} \frac{|M_{Rdb}^l| + |M_{Rdb}^r|}{l_{cl}} \quad (\text{Rel. 3.28})$$

unde:

M_{Rdb} – valoarea absolute a momentelor capabile în secțiunile de la extremități a grinzilor de cuplare

Y_{Rd} – factor de ține seama de efectul diferitelor surse de suprazistență, care are valoarea de 1,25 (DCH); 1,10 (DCM) funcție de clasa de ductilitate abordată

Calculul armăturilor longitudinale la încovoiere a grinzilor de cuplare, se face în baza prescripțiilor normativului SR EN 1992-1-1, la valoarea momentelor rezultate din calcul la acțiuni seismice. În cazurile practice, în care deschiderea

liberă a grinzilor de cuplare <1,20 m (goluri de uși) momentele încovoietoare din acțiunea încărcărilor verticale pot fi neglijate.

În cazul în care grinzele, prezintă raportul $l_{ci}/h > 3$, eforturile de proiectare, pentru dimensionarea la forță tăietoare, se calculează conform P100-1, punctul 5.3.4.1.1 (asociat grinzilor de cadru). Practic, în zonele critice, modul de armare rezultă funcție de valoarea algebrică a raportului dintre forța tăietoare minimă și cea maximă în secțiunea de calcul, determinată conform Fig. 3.12:

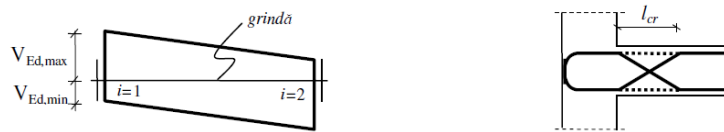


Fig. 3.12 Modul de verificare și armare a grinzilor de cuplare

În acest context, în prima etapă a calculului, se verifică raportul conform Rel. 3.29:

$$\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max} \quad (\text{Rel. 3.29})$$

Dacă Rel. 3.30 și Rel. 3.31 sunt îndeplinite, atunci calculul și modul de armare a grinzilor se efectuează conform Eurocode 2. În caz contrar, conform Rel. 3.32, jumătate din forța tăietoare de dimensionare se preia prin etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armături înclinate dispuse pe două direcții înclinate la 45° față de axa orizontală a grinzii conform Fig. 3.12, pentru prevenirea lunecării secțiunii din beton armat la fața elementelor verticale de rezistență.

$$\zeta \geq -0,50 \quad (\text{Rel. 3.30})$$

$$\zeta < -0,50 \text{ și } |V_{Ed,max}| \leq (2 + \zeta) b_w d f_{ctd} \quad (\text{Rel. 3.31})$$

$$\zeta < -0,50 \text{ și } |V_{Ed,max}| > (2 + \zeta) b_w d f_{ctd} \quad (\text{Rel. 3.32})$$

$$0,50 |V_{Ed,max}| \leq 2 A_{sj} f_{yd} \sin \alpha \quad (\text{Rel. 3.33})$$

unde:

$$|V_{Ed,max}| = \max (|V_{Ed,min}|; |V_{Ed,max}|)$$

α – unghiul de înclinare la 45° a armăturilor înclinate

Dimensionarea armăturilor înclinate se realizează respectând Rel. 3.33. Calculul la forță tăietoare a grinzilor de cuplare armate cu bare ortogonale și etrieri verticali se desfășoară în modul următor:

Se verifică integritatea secțiunii de beton, înaintea dimensionării armăturilor transversale, funcție de clasa de ductilitate a structurii (DCM sau DCH):

$$V_{Ed} \leq b_w d f_{ctd} \quad (\text{Rel. 3.34})$$

$$V_{Ed} \leq 1.5 b_w d f_{ctd} \quad (\text{Rel. 3.35})$$

unde:

b_w – grosimea grinzilor de cuplare

d – înălțimea utilă pe secțiunea transversală

f_{ctd} – rezistența la întindere de calcul a betonului

Dacă aceste condiții (Rel. 3.34 sau Rel. 3.35) nu sunt îndeplinite, armarea grinzilor de cuplare se realizează prin intermediul carcaselor de armătură dispuse după diagonalele principale ale grinzii.

În cazul grinzilor de cuplare cu raportul $h/l_{cl} \leq 1$ și armate cu carcasa ortogonală, armăturile transversale se dimensionează încât să preia în întregime forța tăietoare de calcul, conform relației:

$$V_{Ed} \leq 0.8 \Sigma A_{sw} f_{ywd} \quad (\text{Rel. 3.36})$$

În cazul grinzilor de cuplare cu raportul $h/l_{cl} > 1$ și armate cu carcasa ortogonală, dimensionarea la forță tăietoare se face conform relațiilor de calcul:

$$V_{Ed} \leq 0.8 [\Sigma A_{sw} f_{ywd} + (h - 0.5 l_{cl}/h) \Sigma A_{sh} f_{yd,h}] \quad (\text{Rel. 3.37})$$

$$\Sigma A_{sw} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \frac{l_{cl}}{2h} \quad (\text{Rel. 3.38})$$

unde:

A_{sw} – aria secțiunii armăturilor transversale (a etrierilor)

A_{sh} – aria secțiunii armăturilor orizontale intermediare dispuse pe înălțimea secțiunii grinzii de cuplare

l_{cl} – deschieră liberă între montanți a grinzii

h – înălțimea grinzilor de cuplare

$f_{ywd}, f_{yd,h}$ – rezistența de calcul a oțelului utilizat în cazul etrierilor și a armăturilor orizontale

Calculul la forță tăietoare al grinzilor de cuplare, armate prin intermediul carcaselor înclinate (diagonale) trebuie să satisfacă condiția:

$$V_{Ed} \leq 2 \Sigma A_{si} f_{yd,i} \sin \alpha \quad (\text{Rel. 3.39})$$

unde:

A_{si} – aria secțiunii armăturilor diagonale

$f_{yd,i}$ – rezistența de calcul a oțelului utilizat în cazul armăturilor diagonale înclinate după unghiul (α)

În cazul în care se adoptă armarea cu carcasa diagonală, grosimea grinzilor de cuplare va fi cel puțin 250 mm.

În cazul armării grinzilor de cuplare cu carcasa ortogonală (conform Fig. 3.13) barele longitudinale și cele intermediare, rezultate din calculul la încovoire, vor avea diametrul minim de $\varnothing 12$ mm și rezistența oțelului $f_{yd} \geq 300$ MPa. Barele intermediare se vor dispune spre axul grinzii, respectând următoarele procente de armare minime secționale:

Tab. 3.11 Procentele minime de armare secționale a barelor intermediare

Clasa de ductilitate	Pentru $l_{cl} \geq 1,5h$	Pentru $l_{cl} < 1,5h$
DCH	0,25%	0,40%
DCM	0,20%	0,30%

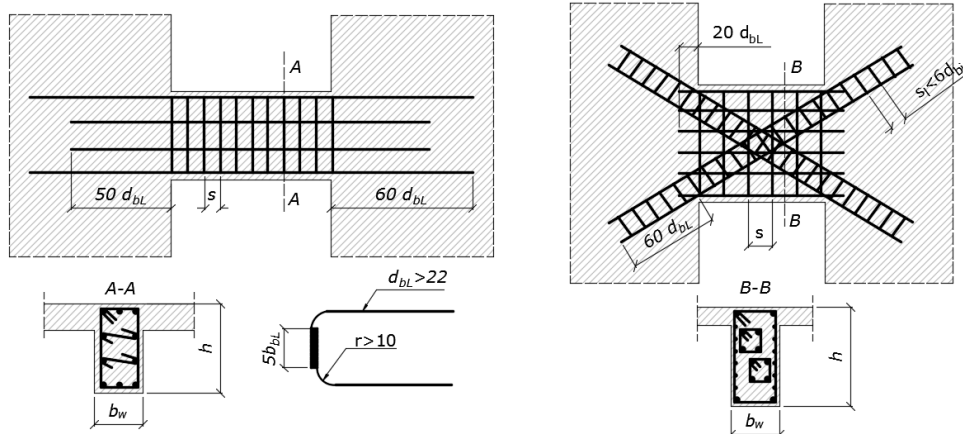


Fig. 3.13 Armarea grinzilor de cuplare cu carcasi ortogonale sau diagonale

Etrierii transversali vor avea diametrul minim de $\varnothing 6$ mm. Procentul minim de armare transversală va fi minim 0,20%. Distanța admisă între etrieri va fi maximum $s \leq (8d_{bl}; 150 \text{ mm})$ unde d_{bl} reprezintă diametrul barelor longitudinale. În cazul armării grinzilor de cuplare cu carcasi diagonale (conform Fig. 3.13) carcasi diagonale se vor alcătui din minimum 4 bare, al căror diametru minim va fi $\varnothing 12$ mm. Lățimea carcaselor înclinate va fi de cel puțin $0,5b_w$. Lungimea de ancoraj a barelor va fi minimum $60d_{bl}$. Armarea transversală a carcaselor de armătură, se poate realiza cu etrieri sau frete continue. Diametrul minim al etrierilor sau fretei, va fi maximul dintre $\varnothing 8$ mm sau $d_{bl}/3$. Distanța dintre etrieri sau pasul fretei va fi egală $s \leq (6d_{bl}; 100 \text{ mm})$ sau 0,3 din distanța inter ax a armăturii longitudinale carcasi diagonale.

Armăturile orizontale și etrierii verticali se vor dispune constructiv pe deschiderea grinzilor de cuplare armate cu carcasi diagonale. Armătura orizontală se va ancora pe o lungime $20d_{bl}$ pentru a nu spori momentul capabil al secțiunii. Procentul longitudinal de armare va fi cel puțin 0,25% iar cel transversal 0,20%.

3.6 Grinzi de cuplare din beton armat – SR EN 1998-1 (Eurocode 8)

Normativul SR EN 1998-1 [4, p. 8] (Eurocode 8) prezintă în capitolul 5 secțiunea 5.5.3.5 reglementări privind modul de armare a riglelor de cuplare ale pereților cuplați. În această secțiune, cuplarea pereților structurali prin intermediul plăcilor din beton armat nu trebuie luată în considerare, deoarece nu este eficientă.

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (\text{Rel. 3.40})$$

unde:

A_{si} – aria secțiunii armăturilor diagonale

$f_{y d, i}$ – rezistența de calcul a oțelului utilizat în cazul armăturilor diagonale înclinate după unghiul (α)

În cazul grinzilor de cuplare, dacă se asigură ca modul de cedare să fie cel din încovoiere, prin respectarea raportului geometric între lungimea grinzii și înălțimea secțiunii transversale $l/h \geq 3$ sau prin îndeplinirea condiției Rel. 3.40, verificarea rezistenței la forfecare se efectuează funcție de raportul dintre forța tăietoare minimă și cea maximă determinată funcție de sensul de acțiune a seismului:

$$\zeta = V_{Ed, min} / V_{Ed, max} \quad (\text{Rel. 3.41})$$

Dacă Rel. 3.42 și Rel. 3.43 sunt îndeplinite, atunci calculul și modul de armare a grinzilor se realizează conform Eurocode 2. În caz contrar, conform **Error! Reference source not found.**, jumătate din forța tăietoare de dimensionare se preia prin etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armături înclinate dispuse pe două direcții înclinate la 45° față de axa orizontală a grinzii conform Fig. 3.12, pentru prevenirea lunecării secțiunii din beton armat la fața elementelor verticale de rezistență.

$$\zeta \geq -0,50 \quad (\text{Rel. 3.42})$$

$$\zeta < -0,50 \text{ și } |V_{Ed, max}| \leq (2 + \zeta) b_w d f_{ctd} \quad (\text{Rel. 3.43})$$

$$\zeta < -0,50 \text{ și } |V_{Ed, max}| > (2 + \zeta) b_w d f_{ctd} \quad (\text{Rel. 3.44})$$

unde:

$$|V_{Ed, max}| = \max(|V_{Ed, min}|; |V_{Ed, max}|)$$

Dimensionarea armăturilor înclinate se realizează respectând Rel. 3.45.

$$0,50 |V_{Ed, max}| \leq 2 A_{si} f_{y d} s i n \alpha \quad (\text{Rel. 3.45})$$

unde:

α – unghiul de înclinare la 45° a armăturilor înclinate

Dacă niciuna dintre condițiile precizate, prin intermediul Rel. 3.40 și a raportului geometric, dintre lungime și înălțimea secțiunii transversale $l/h > 3$, nu sunt îndeplinite, atunci rezistența la forfecare la acțiuni seismice în cazul grinzilor de cuplare se asigură prin intermediul armăturilor înclinate, dispuse după diagonalele principale ale grinzii. În acest caz, pe ambele fețe ale grinzii se prevede o armătură

longitudinală și transversală care să îndeplinească condițiile pentru grinzi înalte. Armătura longitudinală paralelă cu axa grinzii se recomandă a nu fi ancorată în pereții cuplați mai mult de 150 mm (fiind dispusă mai mult din rațiuni constructive).

$$V_{Ed} \leq 2 A_{si} f_{yd} s \sin \alpha \quad (\text{Rel. 3.46})$$

unde:

α – unghiul dintre barele diagonale și axa orizontală a grinzii de cuplare

A_{si} – aria totală a armăturilor înclinate după diagonalele principale ale grinzii

f_{yd} – rezistența oțelului din care sunt confecționate barele de armătură

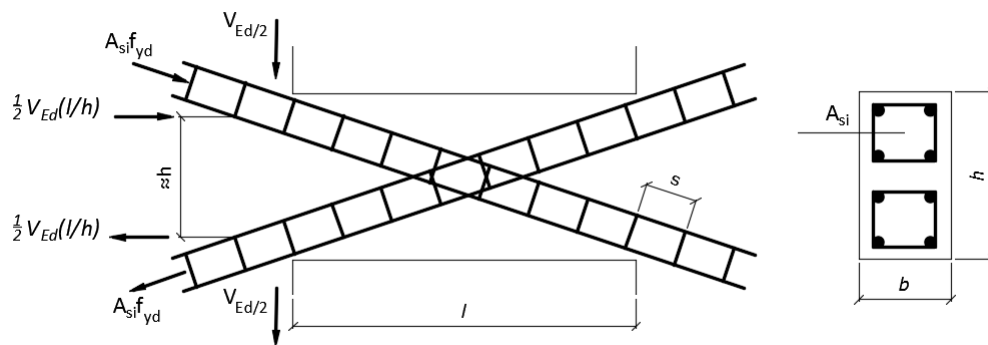


Fig. 3.14 Modul de armare a grinzilor de cuplare cu carcasa diagonale

4. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

4.1 Program experimental de cercetare - Introducere

Obiectivul principal al tezei de doctorat îl reprezintă studiul pereților structurali compoziți cu goluri centrale, cu profile metalice parțial înglobate la extremități și rigle de cuplare din beton armat, în scopul identificării unor soluții inovatoare de a îmbunătăți performanțele seismice ale pereților din beton armat tradițional și de a observa gradul cu care, goluri de dimensiuni semnificative modifică răspunsul ciclic al elementelor. Au fost propuse spre a fi studiate diverse soluții de asigurare a conlucrării dintre oțelul structural și panoul de inimă din beton a elementelor experimentale, pentru asigurarea și sporirea ductilității globale, respectiv soluții noi în ceea ce privește tehnologia de execuție, înlocuind betonul armat convențional, cu un beton armat dispers cu fibre metalice. În acest context, în cadrul prezentei teze de doctorat a fost conceput un program experimental, constituit din cinci încercări experimentale, în cadrul cărora, cinci pereți structurali cu diverse configurații secționale, realizați la scară redusă, au fost solicitați ciclic până în stadiul ultim, la cedare, în scopul identificării modului de comportare și a performanțelor seismice. Încercările experimentale s-au desfășurat timp în cadrul laboratorului Departamentului de Construcții Civile și Instalații, al Facultății de Construcții - Universitatea Politehnica Timișoara. Studiul s-a concentrat asupra determinării experimentale a performanței seismice a pereților compoziți oțel-beton cu goluri centrale. Caracteristicile geometrice, modul de alcătuire și armare, rezistența și performanța materialelor utilizate la realizarea pereților, respectiv strategia de încercare și condițiile de margine sunt descrise în cele ce urmează.

4.2 Caracteristici geometrice și detalii de alcătuire

Elementele experimentale au fost concepute și proiectate considerând ca reper un element izolat, un perete structural dintr-o clădire multietajată cu 3 niveluri. Luând în considerare, condițiile de transport, de manipulare și de testare din cadrul laboratorului, respectiv greutatea totală a unui element astfel executat, pereții au fost construiți la scară redusă 1:3 astfel încât în plan vertical, prezintă înălțimea de 3000 mm, lățimea de 1000 mm și grosimea panoului de 100 mm. Fiecare element a fost încastrat la bază într-un bloc dreptunghiular din beton armat, care are lungimea de 1500 mm, lățimea de 350 mm respectiv înălțimea secțiunii transversale de 400 mm. Elementele astfel proiectate, pot fi divizate în trei categorii: element din beton armat tradițional cu goluri centrale RCW-CO (Reinforced Concrete Wall - Central Openings), pereți cu secțiunea compusă oțel-beton cu goluri centrale CSRCW-CO (Composite Steel-Concrete Reinforced Wall - Central Openings), respectiv pereți cu secțiunea compusă oțel-beton, fără goluri CSRCW (Composite Steel-Concrete Reinforced Wall) caracteristicile principale fiind descrise sumar în Tab. 4.1. Pereții CSRCW-20-CO, CSRCW-21-CO și CSRCW-22-CO prezintă în principiu, aceeași geometrie de ansamblu, însă diferite configurații structurale. Elementele RCW-23-CO și CSRCW-10 sunt considerate ca referințe pentru pereții compoziți descriși anterior, în scopul comparării rezultatelor.

Desenele de ansamblu ale elementelor experimentale sunt prezentate în Fig. 4.1. Panoul central din beton armat, în cazul pereților cu goluri, se constituie din montați verticali și rigle de cuplare orizontale. În cazul pereților compoziți oțel-beton acest panou este înrămat, de profile metalice realizate din table sudate, care sunt parțial înglobate în beton. Profilele metalice prezintă secțiunea transversală unui profil I conlucrând cu betonul prin intermediul unor conectori metalici.

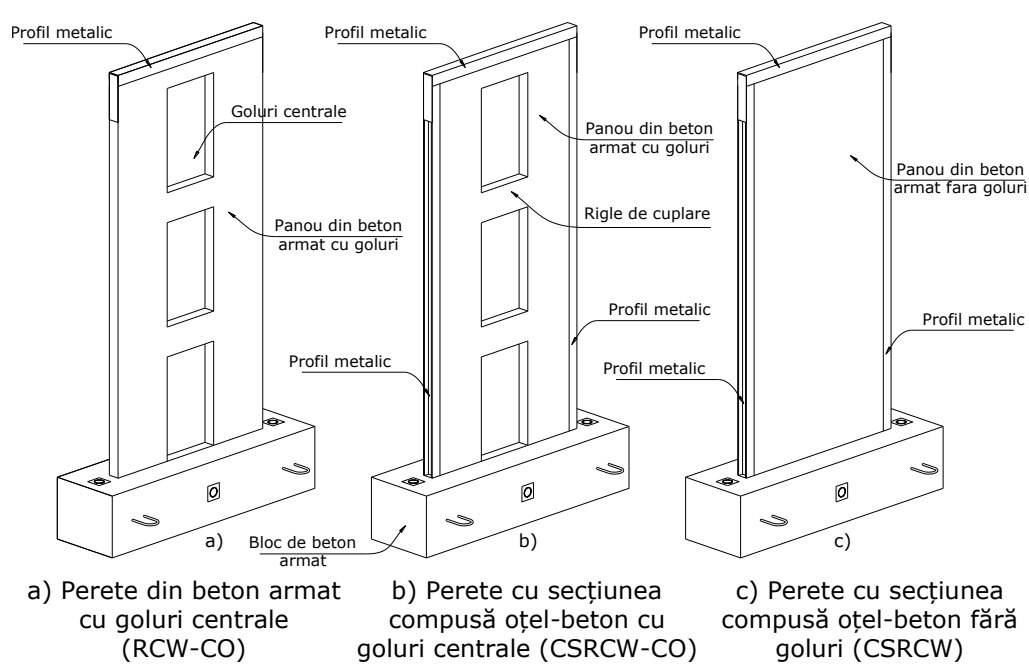


Fig. 4.1 Vedere generală a tipurilor de pereți incluși în programul experimental

Tab. 4.1 Matricea elementelor experimentale

Nr.	Element	Descriere
1	CSRCW-20-CO	Element cu goluri centrale, cu profile metalice parțial înglobate la extremități și panou din beton armat. Conlucrare prin intermediul gujoanelor de tip Nelson.
2	CSRCW-21-CO	Element cu goluri centrale, cu profile metalice parțial înglobate la extremități și panou din beton armat. Conlucrare prin intermediul unor plăcuțe metalice perforate cu goluri circulare.
3	CSFRCW-22-CO	Element cu goluri centrale, cu profile metalice parțial înglobate la extremități și panou din beton armat cu fibre metalice. Conlucrare prin intermediul gujoanelor de tip Nelson.
4	RCW-23-CO	Element cu goluri centrale, cu panou din beton armat fără profile metalice.
5	CSRCW-10	Element cu secțiunea plină, cu profile metalice parțial înglobate la extremități și panou din beton armat. Conlucrare prin intermediul gujoanelor de tip Nelson.

La partea superioară a fost dispus un profil metalic tip U parțial înglobat în beton, care distribuie uniform pe lățimea pereților forța verticală concentrată de la partea superioară în timpul încercărilor experimentale. Rigele de cuplare sunt realizate din beton armat și prezintă lățimea de 300 mm respectiv înălțimea de 300 mm, raportul înălțime/lățime fiind egal cu unu. Golurile considerate sunt alinate central pe verticala pereților și prezintă lățimea de 300 mm, înălțimea de 700 mm, dimensiuni considerate după mărimea reală a unei uși de acces interioare (de 900x2100 mm). Conlucrarea oțel-beton s-a realizat folosind două tipuri de conectori metalici: conectori de tip gujon cu cap rotund - NELSON respectiv plăcuțe metalice perforate, de 5 mm grosime sudate pe conturul interior al profilelor metalice. Prin orificiile circulare create în plăcuțe sunt introduse bare de armătură ancorate în blocul de beton armat. Conectorii de tip NELSON prezintă diametrul de 13 mm și lungimea de 75 mm, fiind sudați de profilele metalice cu ajutorul unor echipamente speciale cu arc electric. Toate piesele metalice au fost îmbinate (conform detaliilor de execuție) cu suduri de colț, cu grosimea cordoanelor de 3 mm. Atât profilele metalice de la extremitățile pereților cât și armăturile verticale din planul pereților au fost ancorate în blocul de beton armat ce servește pe post de fundație, pentru a realiza efectul de încastrare a elementelor la bază. Suplimentar, pe tălpile profilelor metalice, în grosimea blocului din beton armat, au fost sudate piese metalice pentru a asigura un ancoraj corespunzător în timpul încercărilor (astfel încât ruperea să fie evitată la nivelul respectiv). Detaliile de alcătuire și armare a pereților sunt prezentate în Fig. 4.2, Fig. 4.3, Fig. 4.4. Armarea riglelor de cuplare (Secțiunea 1-1÷3-3) este ilustrată în Fig. 4.4. Secțiunile transversale ale elementelor la nivelul încastrării (Secțiunea 6-6÷10-10) sunt prezentate în Fig. 4.5.

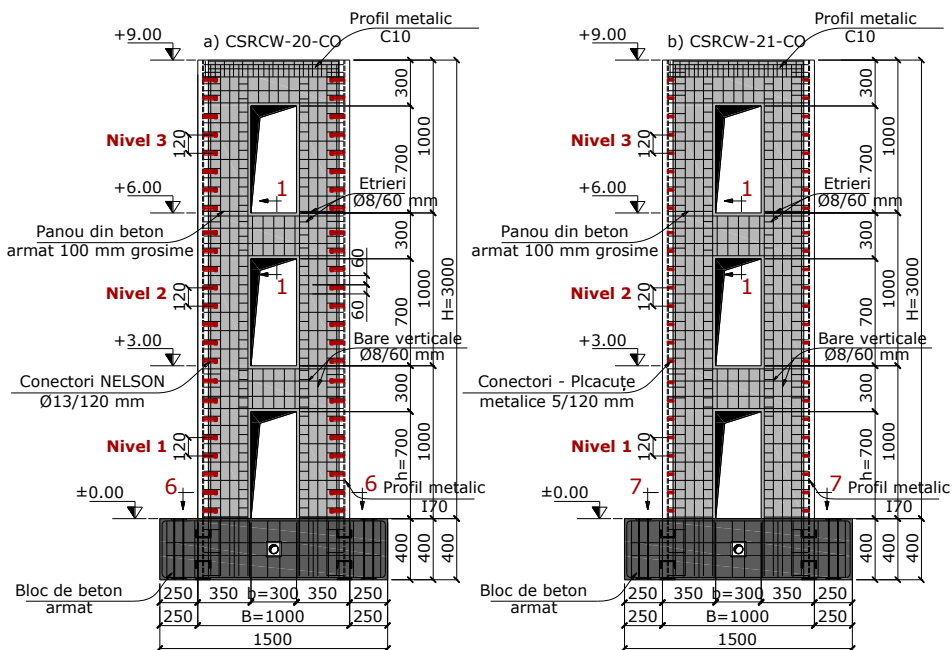


Fig. 4.2 Detalii de alcătuire și armare: a) CSRCW-20-CO; b) CSRCW-21-CO

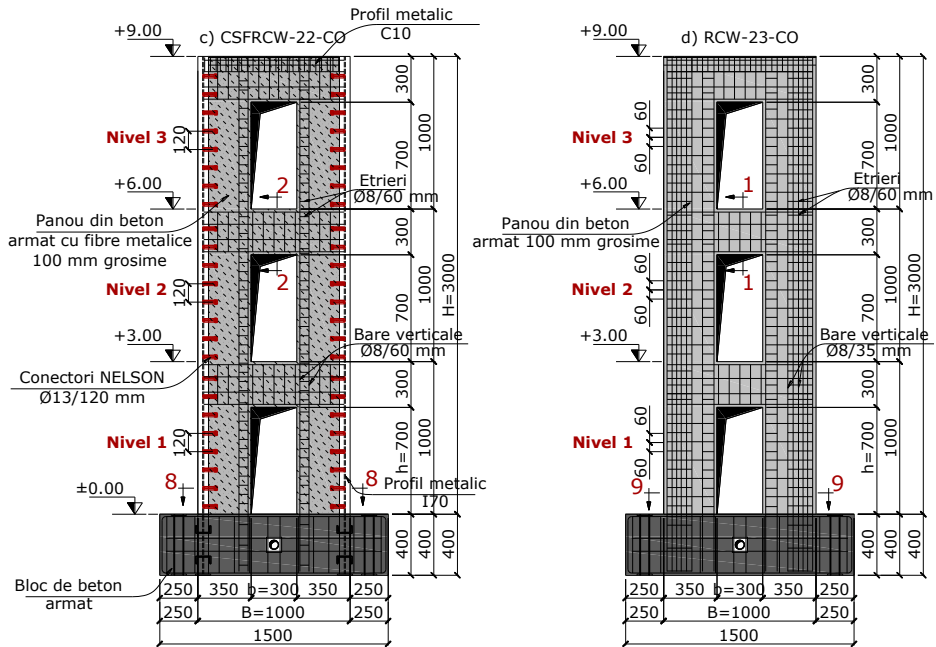


Fig. 4.3 Detalii de alcătuire și armare: c) CSFRCW-22-CO; d) RCW-23-CO

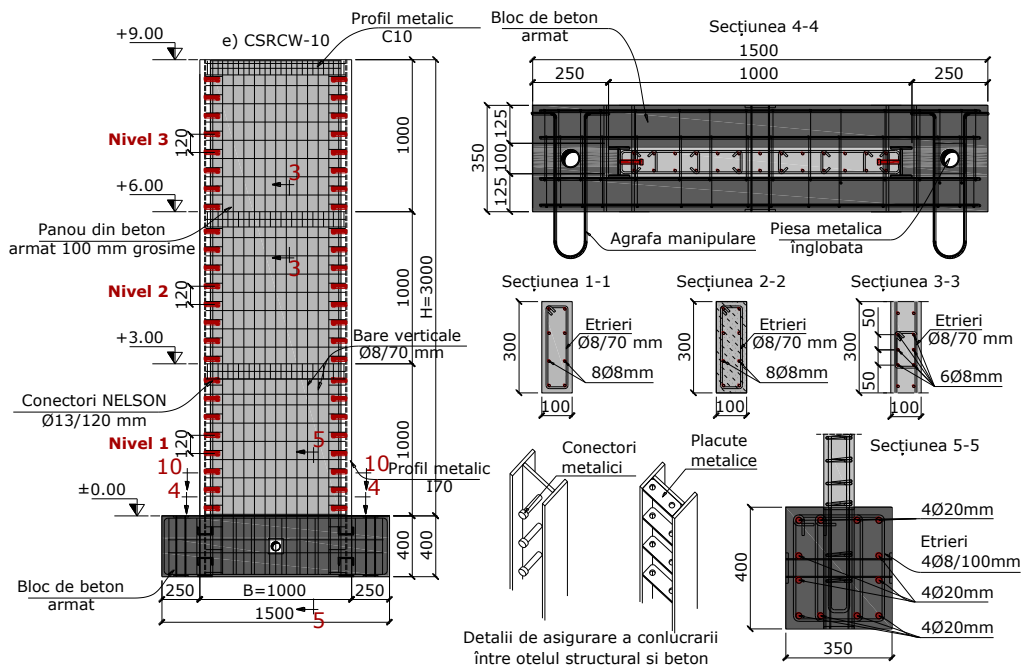


Fig. 4.4 Detalii de alcătuire și armare: e) CSRCW-10

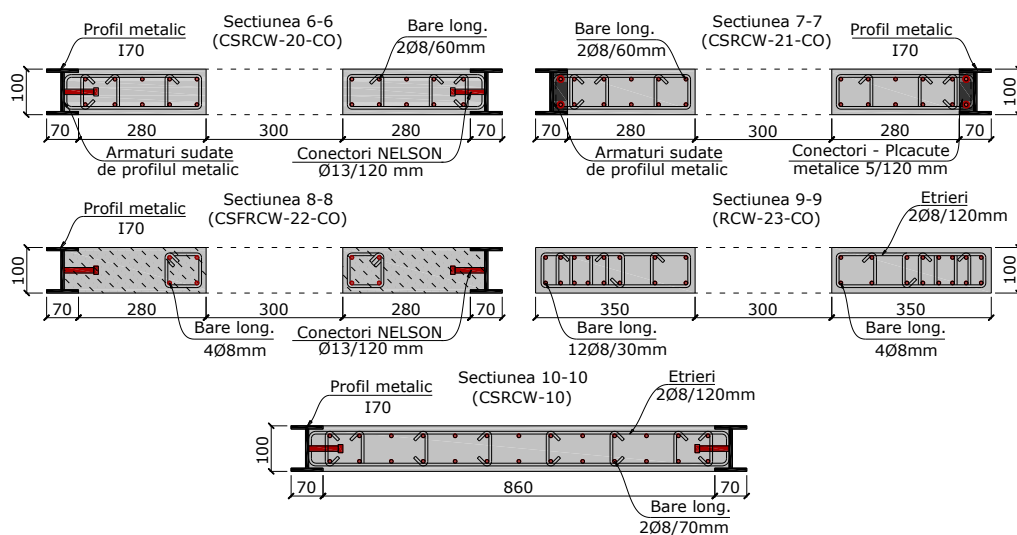


Fig. 4.5 Secțiunile transversale la nivelul încăstrării ale elementelor experimentale

Pereții CSRCW-20-CO și CSRCW-21-CO prezintă același mod de armare, atât la nivelul montanților verticali cât și la nivelul riglelor de cuplare, singura diferență între elemente, fiind modul de realizare a conlucrării dintre oțelul structural și panoul din beton armat (CSRCW-20-CO prezintă gujoane metalice Ø13/120 mm pe înălțimea profilelor metalice, iar CSRCW-21-CO plăcuțe metalice Ø5/120 mm). Montanții acestor pereți au fost armați cu bare longitudinale 2Ø8/60 mm, respectiv etrieri orizontali Ø8/120 mm (Fig. 4.5). La extremitățile montanților, gradul de confinare cu etrieri orizontali a fost extins procentual, cu etrieri marginali Ø8/120 mm intercalați cu cei perimetrali secțiunii montanților, rezultând astfel, distanța între etrieri la extremități, de 60 mm. Riglele de cuplare au fost armate cu carcasa ortogonală formată din etrieri verticali 5Ø8/70 mm și bare orizontale 8Ø8 mm. Deoarece profilele metalice sunt parțial înglobate în beton, armăturile longitudinale ale riglelor de cuplare, respectiv etrierii de confinare concentrați la extremitățile pereților, au fost sudate pe toată înălțimea profilelor metalice, conform specificațiilor recomandate de normativele antisismice [111], [112].

Elementul compozit CSFRCW-22-CO a fost conceput doar cu o carcasă de armătură înglobată în jurul golurilor centrale, cu rol de bordare și cu profile metalice parțial înglobate în beton. Conexiunea dintre oțelul structural și panoul din beton armat a fost asigurată prin intermediul gujoanelor metalice Ø13/120 mm. Betonul armat din panoul de inimă al elementului, a fost armat dispers, cu fibre metalice cu ciocuri evazate la extremități (de lungime 60 mm și diametrul de 0,80 mm) pentru a spori capacitatea de rezistență la întindere a acestuia, în contextul în care barele de armătură verticale și cele orizontale sudate de profilele metalice la extremități au fost înlăturate, din considerente tehnologice. Acest deziderat în cele din urmă a fost într-o oarecare măsură limitat, deoarece la producerea betonului armat dispers cu fibre metalice, din considerente tehnologice, a fost posibilă amestecarea în condiții optime, a unei cantități maxime de aproximativ 50 kg/m³ de fibre metalice raportate la cantitatea totală de beton (procent de armare 0,70%).

Tab. 4.2 Parametrii de armare a elementelor experimentale

Element	Coeficientul de armare (armături)	Coeficientul de armare (oțel structural)	Coeficientul de armare longitudinal	Contribuția profilelor metalice δ
CSRCW-20-CO	0,014	0,036	0,050	0,38
CSRCW-21-CO	0,017	0,036	0,053	0,37
CSFRCW-22-CO	0,006	0,036	0,042	0,42
RCW-23-CO	0,023	-	0,023	-
CSRCW-10	0,013	0,025	0,038	0,27

Pentru a compara rezultatele obținute în urma încercărilor experimentale, efectuate pe pereții compoziți cu goluri centrale, față de cele ale unui perete din beton armat tradițional, elementul RCW-23-CO a fost conceput fără profile metalice înglobate la extremități. În locul profilelor metalice, la extremitățile montajilor a fost concentrată o carcasă de armătură sub formă de bulb și alcătuită din 12 \varnothing 8 mm ca bare verticale respectiv etrieri orizontali \varnothing 8/60/120 mm. Riglele de cuplare au fost proiectate cu aceeași capacitate portantă în cazul tuturor elementelor experimentale, prin intermediul carcaselor de armătură ortogonale. Pereții cu goluri centrale au secțiunea brută cu \approx 23% mai redusă față de cea a peretelui CSRCW-10 conceput cu secțiunea transversală plină, cu scopul de a observa prin intermediul încercărilor experimentale, gradul cu care prezența golurilor modifică răspunsul seismic al elementelor sub efectul forțelor laterale aplicate în regim ciclic alternant. Pentru fiecare element experimental, coeficientul de armare longitudinal dezvoltat la nivelul încastrării este precizat în Tab. 4.2. Geometria profilelor metalice și grosimea tablelor ce alcătuiesc secțiunea profilului sunt prezentate în tabelul Tab. 4.3. Contribuția profilelor metalice în capacitatea plastică secțiunii transversale, la solicitarea de compresiune, conform Eurocode 4, este de asemenea precizată în Tab. 4.2 prin coeficientul δ descris în capitolul 3. Calculul coeficienților de armare s-a efectuat luând în considerare secțiunea brută de beton a elementelor.

Elementele experimentale au fost construite în cadrul unei fabrici de elemente prefabricate fiind menținute în poziție orizontală de la turnare, până la întărirea betonului. Tratamente termice au fost aplicate betonului, pentru a minimiza timpul de așteptare pentru execuția elementelor. Etrierii concentrați la extremitățile pereților au fost sudați de profilele metalice înainte de a realiza întreg ansamblul. Piese metalice suplimentare au fost prevăzute la extremitățile pereților, pentru transport și manipulare. În Fig. 4.6 sunt prezentate faze caracteristice din timpul execuției.

Tab. 4.3 Parametrii secțiunii transversale ale profilelor metalice

Element	Profil metalic	t [mm]	h_w [mm]	b_w [mm]	A_s [mm ²]
CSRCW-20-CO	Da	5,65	88,7	70	1294
CSRCW-21-CO	Da	5,65	88,7	70	1294
CSFRCW-22-CO	Da	5,65	88,7	70	1294
CSRCW-10	Da	5,65	88,7	70	1294

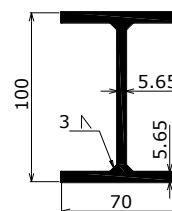




Fig. 4.6 Faze caracteristice din timpul execuției elementelor

4.3 Determinarea caracteristicilor materialelor utilizate

Mai multe tipuri de materiale au fost utilizate la execuția elementelor experimentale, pentru a realiza configurațiile structurale astfel propuse. Acestea sunt: beton armat, beton armat dispers cu fibre metalice, respectiv oțel sub forma de profile metalice sudate, armături din bare profilate, gujoane și plăcuțe metalice ca cu rol de conectori. Caracteristicile mecanice ale materialelor au fost determinate prin încercări de laborator pe epruvete prelevate din timpul execuției elementelor, respectând procedurile de testare recomandate de normative [113], [114] sau prin specificațiile oferite de către producători.

Betonul armat turnat în elemente a fost dozat în stația de betoane din cadrul fabricii de prefabricate sub următoarea rețetă de beton [115]: Ciment: 370 kg/m³, Apă: 181 kg/m³ (raport A/C: ≈0,50), Agregate: 1025 kg/m³ (cu dimensiunea maxima a agregatelor 0-16 mm), Aditiv pastifiant: 50g/m³ respectiv parte fină Nisip: 855 kg/m³. În cazul betonului armat dispers, rețeta betonului considerată a fost următoarea [116]: Ciment: 320 kg/m³, Apă: 170 kg/m³ (raport A/C: ≈0,50), Agregate: 1087 kg/m³ (cu dimensiunea maxima a agregatelor 0-16 mm), Aditiv pastifiant: 3,5 l/m³ respectiv parte fină Nisip: 725 kg/m³, Filer: 70 kg/m³. Fibrele metalice adăugate în beton, prezintă diametrul de 0,80 mm și lungimea de 60 mm, având extremitățile dezvoltate sub formă de ciocuri. În baza specificațiilor producătorului fibrele metalice prezintă o rezistență de 1100 N/mm² la întindere. Procentul de armare per metru cub de beton este de aproximativ 0,7%.

Pentru determinarea rezistenței la compresiune, epruvete sub formă de cuburi cu latura de 150 mm au fost prelevate în timpul turnării betonului. Trei epruvete au fost testate folosind o presă hidraulică de mare capacitate 2000 kN, pentru fiecare element considerat, pentru a stabili rezistența medie la compresiune $f_{cm,cub}$ (pe cuburi) la 28 de zile. Pentru a încadra în clasa de rezistență betonul, conform Eurocode 2 [117], rezistența caracteristică determinată pe cilindri $f_{ck,cil}$ este necesară. Coeficientul de transformare, ținând cont de dimensiunea și forma epruvetei, a rezistenței la compresiune determinate pe cuburi $f_{cm,cub}$ în cea determinată pe cilindri $f_{cm,cil}$ conform [118] este 0,82. De asemenea, relația de transformare a rezistențelor medii în cele caracteristice, pentru rezistențele astfel determinate, este (Rel. 4.1) conform STAS 10107/0-90:

$$f_{ck,cil} = (1 - 1,64 c_v) f_{cm,cil} \quad (\text{Rel. 4.1})$$

Rel. 4.1 Relația de transformare a rezistenței medii în cea caracteristică unde:

$c_v = 0,15$ – pentru rezistența la compresiune

$f_{ck,cil}$ – rezistența caracteristică la compresiune determinată pe cilindri la 28 zile

$f_{cm,cil}$ – rezistența medie la compresiune determinată pe cilindri la 28 zile

Rezistențele la compresiune la 28 de zile, sunt specificate în (Tab. 4.4), împreună cu valorile modulului de elasticitate secant E_{cm} calculat conform Eurocode 2. Chiar dacă la prepararea betonului, fiecare componentă (ciment, apă etc.) a fost dozată corespunzător în stația de betoane din cadrul fabricii de prefabricate unde au fost executați pereții, rezultatele la compresiune obținute sunt relativ diferite ca valori. Acest lucru ar putea fi explicat și din cauza faptului că elementele au fost executate în mai multe etape, din diferite șarje de beton, care în final au influențat rezistența betonului.

Tab. 4.4 Caracteristicile mecanice ale betonului la compresiune

Element	$f_{cm,cub}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cil}$ [N/mm ²]	$f_{ck,cil}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Clasa de rezistență
CSRCW-20-CO	49,69	40,75	30,72	35588	C30/37
CSRCW-21-CO	49,23	40,37	30,44	35489	C30/37
CSFRCW-22-CO	49,55	40,63	30,64	35558	C30/37
RCW-23-CO	47,29	38,78	29,24	35063	C30/37
CSRCW-10	65,51	53,72	40,50	38665	C40/50

În mod asemănător, pentru determinarea caracteristicilor mecanice a oțelului, au fost extrase epruvete în timpul execuției pereților pentru încercarea acestora la tracțiune. Fiecare epruvetă extrasă înainte de a fi supusă testelor la tracțiune a fost prelucrată mecanic astfel încât ruperea sub efectul forțelor de întindere, să se producă controlat pe un anumit interval considerat ca reper, pentru măsurarea corectă a alungirilor. De asemenea, înainte de testare, dimensiunile secțiunii transversale ale epruvetelor (lățimea și grosimea) au fost măsurate pentru a preciza cu exactitate aria secțiunii transversale. Pentru armarea pereților s-a propus a fi utilizate bare cu profil periodic tip Bst500 cu diametrul de 8 mm. În cazul profilelor metalice de la extremitățile pereților, table cu grosimea de 5,65 mm au fost propuse pentru confecționarea acestora. În Fig. 4.7 sunt prezentate curbele caracteristice de comportare ale oțelului obținute în urma încercării la tracțiune și modul de rupere al epruvetelor, atât pentru barele de armătură cât și pentru oțelul structural. În Tab. 4.5 sunt precizate valorile caracteristice la tracțiune pentru epruvetele testate. Testele la tracțiune au evidențiat faptul că oțelul utilizat, prezintă o comportare ductilă la rupere, dezvoltând alungiri maxime la rupere de 30% în cazul platbenzilor metalice, respectiv 23% în cazul barelor de armătură. De asemenea, testele confirmă calitatea oțelului barelor de armătură de tip Bst500, încadrându-se astfel în clasa de ductilitate C conform cerințelor normativelor [7, p. 2]. În baza evaluării rezistențelor mecanice, oțelul structural se poate încadra în clasa de rezistență S460.

Tab. 4.5 Caracteristicile mecanice ale oțelurilor utilizate

Element	Grosime sau diametru [mm]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	A_t [%]	f_u / f_y	E [GPa]
Epruvetă d8-1	8	514,00	630,62	23,29	1,22	223,74
Epruvetă d8-2	8	530,25	636,02	24,22	1,20	225,29
Epruvetă d8-3	8	534,12	638,08	11,33	1,20	175,69
Epruvetă E1	5,63	461,34	554,58	30,47	1,20	206,82
Epruvetă E2	5,63	458,03	555,63	29,87	1,21	174,42
Epruvetă E3	5,61	452,05	557,39	30,03	1,23	182,40
Epruvetă E4	5,66	429,76	546,73	28,38	1,27	181,12
Epruvetă E5	5,67	448,89	546,27	32,56	1,22	201,17
Epruvetă E6	5,66	449,00	542,47	31,30	1,21	196,20

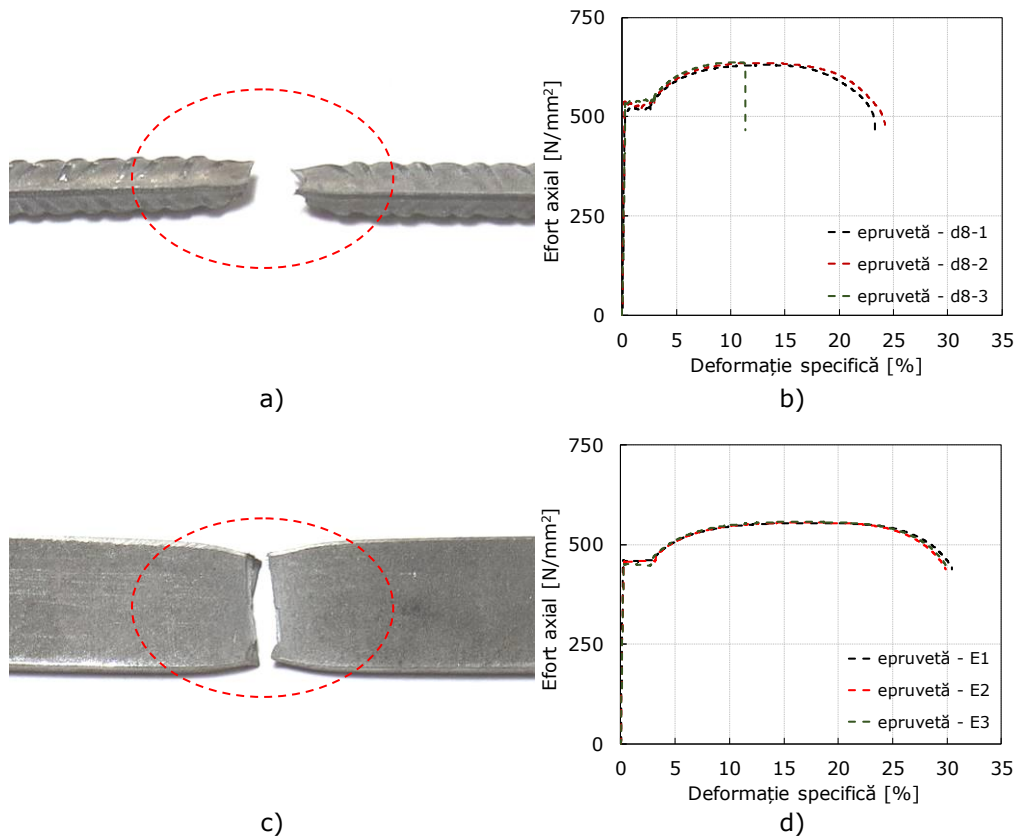


Fig. 4.7 Curba de comportare a oțelului la tracțiune pentru: b) bare de armătură; d) profile metalice, respectiv modul de rupere al epruvetelor a) bare de armătură; c) platbenzi metalice

Caracteristicile mecanice ale gujoanelor metalice utilizate în scopul asigurării conlucrării dintre oțelul structural și beton au fost preluate din fișa tehnică a producătorului. Așadar, oțelul din care au fost confecționate este un oțel sudabil, de calitate S235 J2G3+C450 cu rezistența la curgere $f_y=340 \text{ N/mm}^2$ și rezistența la rupere $f_u=420 \text{ N/mm}^2$, respectiv raportul $f_u/f_y=1,30$. În general calitatea oțelului unor astfel de conectori este stabilită atât din condiții de deformabilitate cât și din condiții de sudabilitate. Diametrul capului gujonului este de 25,4 mm și grosimea acestuia de 8,0 mm. Diametrul tijei gujonului este de 12,7 mm conform specificațiilor din fișa tehnică. Conectorii au fost sudați de profilele metalice utilizând un echipament special, un pistol de sudură cu descărcare capacitivă, care permite o viteză de execuție de cca. 60 de conectori pe minut. De asemenea, plăcuțele metalice propuse pentru asigurarea conlucrării dintre oțel și beton sunt confecționate din același material ca și în cazul platbenzilor metalice utilizate la confecționarea profilelor metalice. Spre deosebire de conectorii metalici de tip NELSON, plăcuțele metalice au fost sudate de profilele metalice cu cordoane de colț pe contur.

Pentru determinarea rezistenței la întindere și a ductilității post-fisurare a betonului armat cu fibre metalice, o serie de epruvete prismatice au fost prelevate și solicitate la încovoiere, în mod asemănător cu procedura de testare menționată în standardul european EN 14651 [119]. Două tipuri de epruvete prismatice, cu dimensiunile de 100x100x550 mm respectiv 150x150x600 mm au fost testate cvasi-static până la cedare, în control de deplasare, pentru obținerea curbelor de comportare de tip forță-deplasare. Epruvetele au fost simplu rezemate la extremități pe două role metalice, iar forța exterioară aplicată a fost concentrată la mijlocul deschiderii acestora, astfel încât între punctul de aplicare a forței și punctul de rezemare la extremități, distanța măsurată a fost de 250 mm. În cazul epruvetelor cu dimensiunea de 150x150x600 mm, la mijlocul deschiderii, pentru a iniția, controlat, apariția fisurilor, un șliț cu înălțimea de 25 mm respectiv grosimea de 3 mm a fost executat pe toată lățimea epruvetelor, astfel încât înălțimea de calcul, pentru determinarea momentului de inerție, la mijlocul deschiderii a fost de 125 mm.

În urma testelor efectuate, s-a putut concluziona că rezultatele obținute în termeni de efort întindere – deformație, precum și modurile de cedare a epruvetelor au fost influențate semnificativ de distribuția fibrelor metalice pe direcția de propagare a fisurilor verticale, precum și de volumul acestora rezultat în urma amestecării betonului. În Fig. 4.8 sunt prezentate modurile de cedare a epruvetelor cu dimensiunile de 100x100x550 mm iar în Fig. 4.9 a celor cu dimensiunile de 150x150x600 mm. În Fig. 4.10 sunt ilustrate curbele de tip efort – deformație înregistrate.

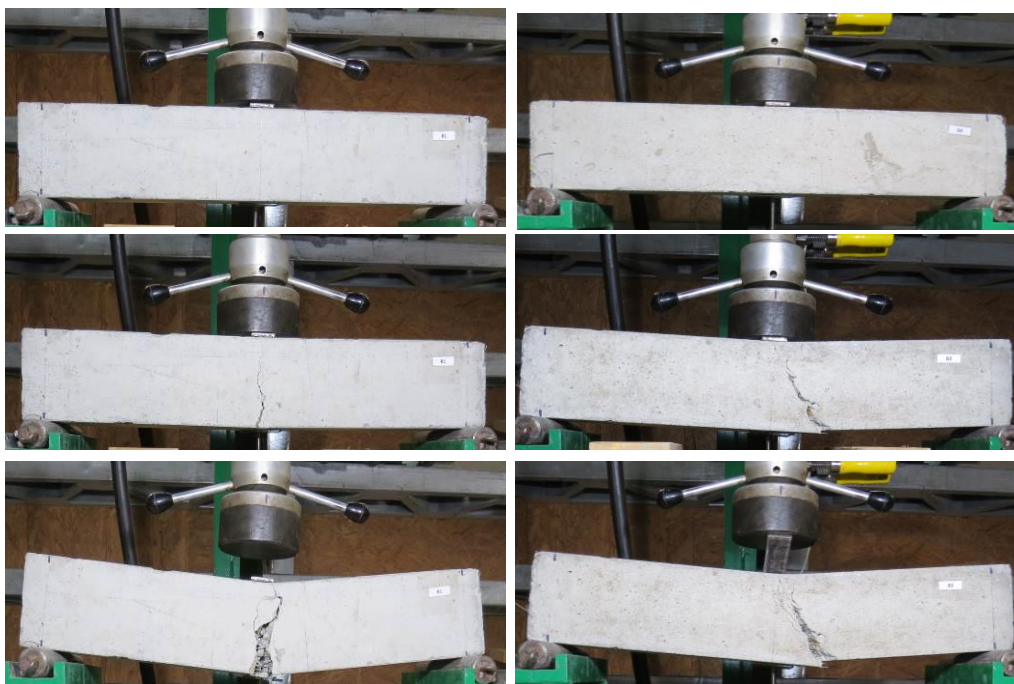


Fig. 4.8 Moduri de cedare a epruvetelor cu dimensiunea de 100x100x550 mm la încovoiere

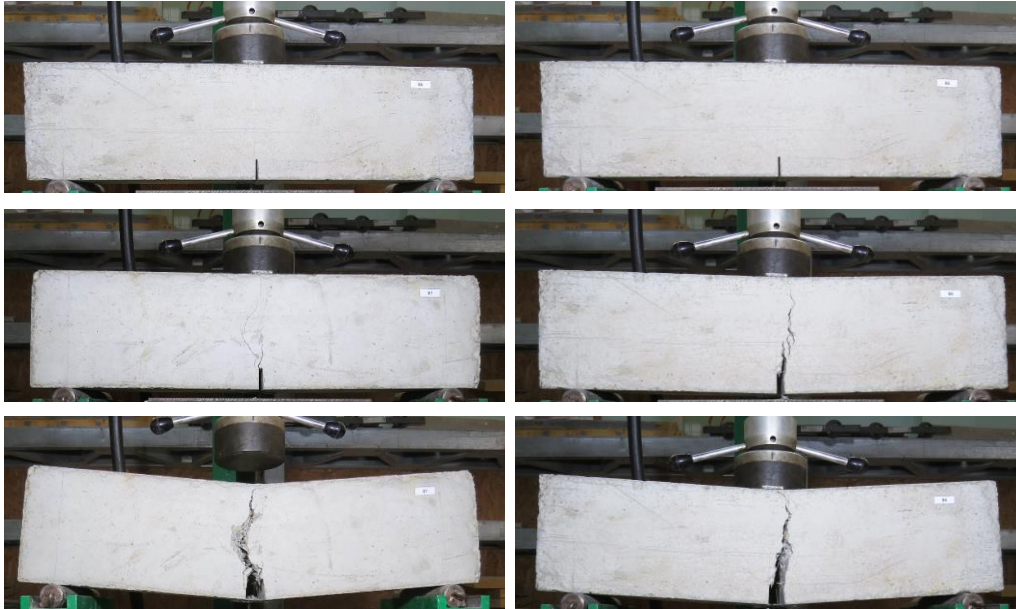


Fig. 4.9 Moduri de cedare a epruvetelor cu dimensiunea de 150x150x600 mm la încovoiere

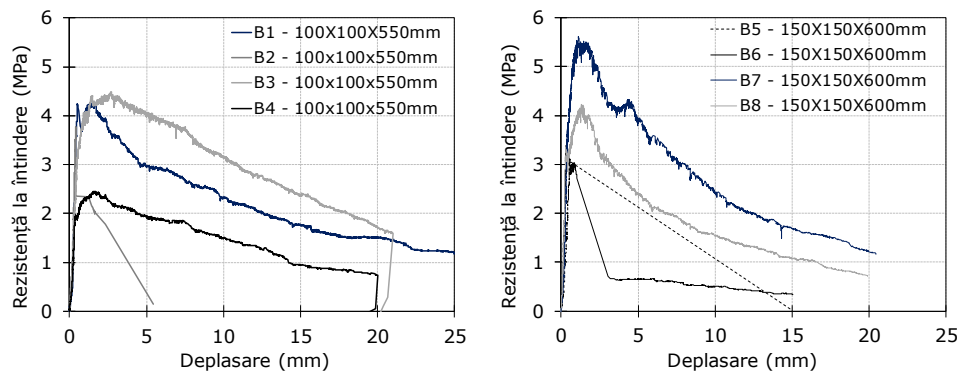


Fig. 4.10 Curbele de comportare la solicitarea de încovoiere rezultate pe epruvetele prismatice testate

După cum se poate observa, în majoritatea cazurilor, materialul are o capacitate de deformare post-fisurare ridicată până la o reducere semnificativă a rezistenței la întindere de peste 60% față de cea maximă înregistrată. Datorită fibrelor metalice înglobate în beton, epruvetele testate au înregistrat o săgeată remanentă de peste 20 mm la mijlocul deschiderii și deschideri de fisuri cu lățimi de peste 15 mm în stadiul ultim. În urma interpretării rezultatelor experimentale, au fost obținute valori ale rezistenței la întindere cuprinse între 3,39 – 4,27 MPa. Capacitatea de deformare a epruvetelor testate, a fost influențată semnificativ de procentul de armare secțional cu fibre metalice, încât după inițierea fisurii, unele epruvete au înregistrat o degradare bruscă a capacității portante, iar altele, un efect de consolidare, peste limita rezistențelor medii la întindere determinate.

4.4 Standul experimental

Pentru a realiza încercările propuse, un stand experimental format din două cadre metalice de formă triunghiulară a fost conceput. Cadrele metalice triunghiulare au fost confecționate din profile metalice laminate la cald U300. Încercările au ca scop, obținerea de informații privind performanțele seismice ale pereților, încercați în planul acestora. Elementele experimentale au fost concepute astfel încât sub efectul încărcărilor laterale, să prezinte o comportare asemănătoare unei console verticale, solicitările maxime dezvoltându-se la baza acestora. În acest mod, două pistoane hidraulice cu capacitatea de 400 kN pentru aplicarea forțelor seismice în regim cvasi-static, au fost amplasate la partea superioară a standului experimental, la o distanță de 2,60 m față de nivelul de încastrare a pereților în blocul de fundare. O presă hidraulică cu capacitatea de 250 kN, a fost poziționată la partea superioară și centrată după axa verticală a pereților, pentru a simula încărcarea gravitațională. Pentru a menține reacțiunea forță produsă de presa hidraulică, un sistem de tiranți metalici $\varnothing 40$ mm, articulați la extremități și ancorați în blocul din beton armat al elementelor prin intermediul unui dorn metalic $\varnothing 50$ mm, a fost confecționat și montat pe elemente. Acest sistem de tiranți, permite rotirea liberă a pereților, în planul acestora în timpul testelor. În Fig. 4.11 prezentată schema de ansamblu a standului experimental.

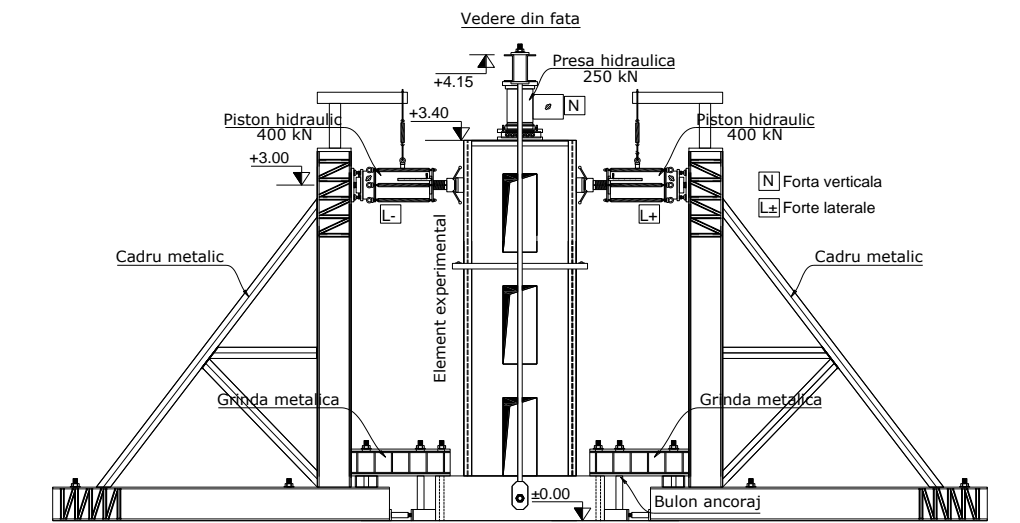


Fig. 4.11 Schema de ansamblu a standului experimental

Cadrele metalice triunghiulare, împreună cu elementele experimentale au fost ancorate în fundația laboratorului, cu ajutorul unor buloane de ancoraj ($\varnothing 48$, $\varnothing 60$ mm), a unor grinzi metalice rigidizate (UPN240) și a unor piese metalice suplimentare sub formă de ansamble sudate. Grinzile metalice și buloanele de ancoraj se opun eventualelor translații pe verticală, ridicărilor colțurilor blocului de fundare sub efectul momentului de răsturnare rezultat din aplicarea forțelor orizontale. Translațiile pe orizontală a elementelor, în timpul testelor au fost blocate de piese metalice amplasate între blocul de fundare a elementelor și cadrele metalice triunghiulare. Deplasările în afara planului pereților au fost împiedicate,

prin intermediul unui cadru metalic orizontal, independent montat pe elemente prin intermediul unui jug metalic.

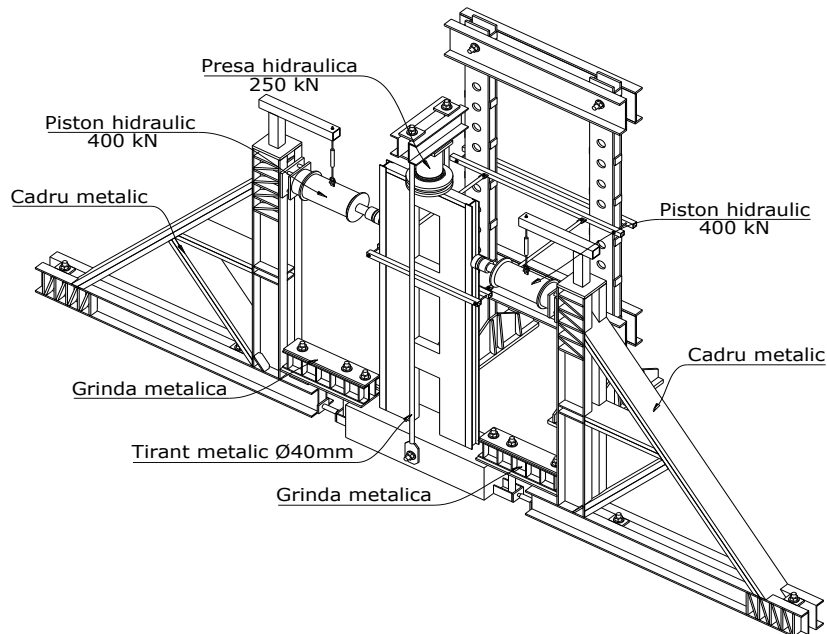


Fig. 4.12 Vedere tridimensională a standului experimental

Înainte de aplicarea forțelor laterale asupra elementelor experimentale, o forță axială de compresiune (100 kN) a fost aplicată la partea superioară a pereților și menținută pe parcursul testelor experimentale, prin intermediul presei hidraulice și a tiranților metalici verticali. Totodată, pentru a ține cont de variația eforturilor axiale efective asupra elementelor structurale verticale, elementele CSRCW-20-CO respectiv CSFRCW-22-CO au fost supuse unei forțe axiale de 60 kN. Normativele de proiectare pentru clădiri amplasate în zone seismice, în general limitează efectul forței axiale în secțiunea transversală, pentru ca elementele verticale solicitate la compresiune [111], [120], să dezvolte ductilitatea maximă de secțiune și pentru a fi evitate cedările de tip fragil. Valorile efective ale forțelor axiale N_{Ed} , a capacității plastice $N_{pl,Rd}$ calculate conform [111] precizate în capitolul 3, respectiv a efortului axial de proiectare normalizat $v_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ pentru elementele experimentale sunt precizate în Tab. 4.6.

Tab. 4.6 Valorile forțelor axiale și a efortului axial normalizat

Element	N_{Ed} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	v_d
CSRCW-20-CO	60	2704,35	0,022
CSRCW-21-CO	100	2783,05	0,036
CSFRCW-22-CO	60	2431,71	0,025
RCW-23-CO	100	1878,41	0,053
CSRCW-10	100	3900,04	0,026

4.5 Dispozitive utilizate pentru monitorizarea comportării pereților

Comportarea elementelor experimentale sub efectul forțelor orizontale aplicate în regim cvasi-static și al forței verticale, a fost monitorizată cu ajutorul unor echipamente și dispozitive speciale specifice. Astfel, pentru monitorizarea deplasărilor au fost utilizați captori de deplasare (traductori rezistivi), pentru înregistrarea forțelor, au fost utilizați captori de forță (senzori piezoelectrice) iar pentru înregistrarea deformațiilor specifice timbre, tensometrice.

Denumirile echipamentelor utilizate sunt prezentate sumar în Tab. 4.7. Modul de dispunere sistemelor de monitorizare, este prezentat schematic în Fig. 4.14. În anexa A este ilustrată poziția fixă a reperilor și a senzorilor de măsurat pentru fiecare element în parte. Au fost utilizați, 10 captori de deplasare D1..D10, 3 captori de forță [N-], [L+], [L-], respectiv timbre tensometrice G1..G4 pentru înregistrarea deformațiilor specifice. Două tipuri de timbre tensometrice unidirecționale au fost utilizate în cazul de față, pentru betonul armat (KFG-20-120-C1-11 L3M2R), respectiv pentru oțel (KFG-6-120-C1-11 L3M2R). Timbrele au fost aplicate pe tălpile profilelor metalice în poziție verticală, pentru măsurarea deformațiilor specifice dezvoltate în lungul acestora. Timbrele au fost aplicate pe suprafața betonului și a metalului prin intermediul unor adezivi speciali, după ce o prelucrare mecanică a suprafeței acestora a fost necesară. Deformațiile produse de elemente sub efectul forțelor, au fost transmise captorilor de deplasare prin intermediul unor fire metalice foarte subțiri, legate de tija captorilor respectiv de reperele fixe montate în pereți prin intermediul unor tije metalice circulare. Tijele metalice au fost fixate în panoul din beton armat cu adezivi epoxidici bicomponenți, speciali pentru ancorări structurale.

Captorii de deplasare D1..D4 au fost utilizați pentru înregistrarea deplasărilor orizontale ale pereților. Deplasările în afara planului pereților, au fost înregistrate prin intermediul captorilor D7 și D8, în timp ce, restul captorilor au fost utilizați pentru monitorizarea translațiilor pe verticală (ridicări) la nivelul blocului de fundare respectiv a panoului din beton armat a pereților. Pentru a nu influența în mod negativ valorile măsurate de captorii de deplasare, aceștia au fost fixați pe cadre metalice independente, amplasate în lateralele pereților.

Prin diferența dintre valorile măsurate ale captorilor D1-D2 montați la partea superioară respectiv de la baza pereților, s-a obținut deformația laterală totală dezvoltată de fiecare element experimental, în baza căruia s-au trasat grafic curbele de comportare de tip forță laterală - drift ($F-\Delta$). Deplasarea relativă de nivel s-a calculat considerând diferența între deplasările orizontale înregistrate de captorii D1..D4. De asemenea pentru a monitoriza dezvoltarea fisurilor pe suprafața elementelor în timpul testelor, la atingerea valorii de vârf a fiecărui ciclu de încărcare, acestea au fost marcate ca lungime și fotografiate, astfel încât au fost evidențiate și reproduse ulterior. Toate instrumentele de măsurare a deformațiilor, au fost conectate într-o stație de achiziție a datelor, cu frecvența de măsurare a datelor de o secundă.



Fig. 4.13 Dispunerea instrumentelor de măsurat

Tab. 4.7 Tipul instrumentelor de măsurat utilizate

Instrument	Mărime măsurată	Tipul instrumentului utilizat
Traductor rezistiv	Deplasări	Almemo FWA025TR
		Almemo FWA100TR
		Almemo FWA150T
Senzor de presiune	Presiune	Almemo FD821421U
Timbre tensometrice	Deformații specifice	KYOWA KFG-6-120-C1
		KYOWA KFG-20-120-C1-11
Stație de achiziție	Semnale electrice	Almemo 5990

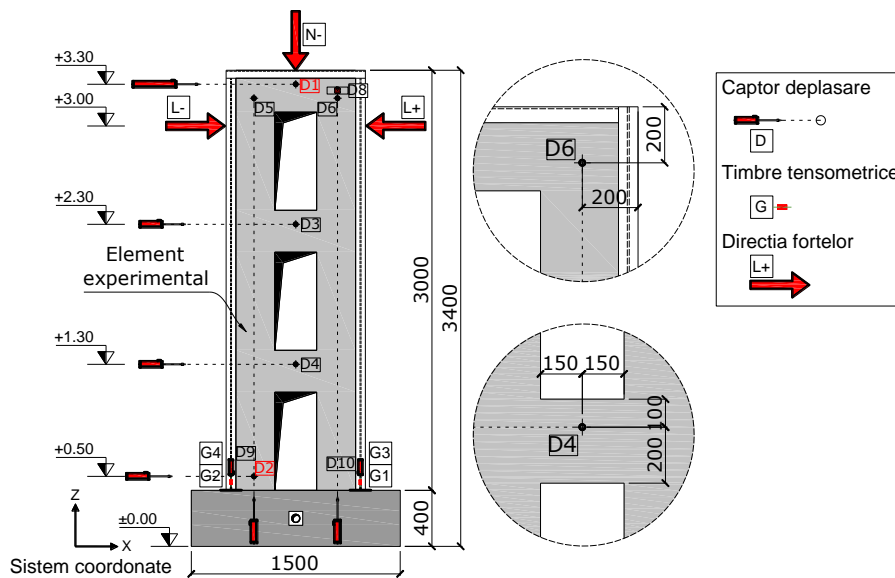


Fig. 4.14 Configurația instrumentelor de monitorizare și măsurare a deformațiilor

4.6 Procedura de testare ciclică

În general, structurile clădirilor amplasate în zone seismice de mare intensitate sunt susceptibile unui grad ridicat de avariere în timpul unui cutremur de cod și necesită a fi înzestrate cu o capacitate ridicată de deformare, astfel încât prin dezvoltarea articulațiilor plastice, în anumite zone concentrate ale elementelor structurale componente, să disipeze energia seismică indusă de cutremur, fără pierderi semnificative ale rezistenței și rigidității de ansamblu. Capacitatea de deformare și nivelul ductilității elementelor structurale, depind de foarte mulți factori: de caracteristicile mecanice a materialelor componente, de modul de alcătuire și forma secțiunii transversale, respectiv de gradul și modul de solicitare al elementelor. De asemenea, nivelul de degradare a elementelor structurale, este în strânsă corelare cu gradul de deformare plastică (rotire plastică θ_y) dezvoltat sub efectul ciclic repetat al solicitărilor.

În majoritatea studiilor experimentale și teoretice, performanța seismică a elementelor structurale sau a structurilor este descrisă prin curbe de comportare de tip P- Δ (forță – deplasare). Pentru a evalua capacitatea de deformare plastică cu care sunt înzestrate elementele structurale, limita capacității de deformare în domeniul elastic Δ_y (limita elastică) necesită a fi determinată în comportarea ciclică sau monotonă dezvoltată de elemente. Această limită (sau punct) pe curba de comportare, se poate determina în mai multe moduri, analitic, prin încercări experimentale sau utilizând programe de analiza numerică avansate (Finite Element Analysis) [122], [123].

Factorul de ductilitate μ (Rel. 4.2) este în general utilizat pentru a exprima cantitativ nivelul ductilității cu care sunt înzestrate elementelor structurale [115], [124]. De asemenea prin Rel. 4.3 se exprimă, capacitatea de rotire a barei ($R\%$ - procentual) relație utilizată pentru a compara în mod direct capacitatea elementului cu cerințele impuse de normativele de proiectare seismică a structurilor [111], [120]. Aceste normative pentru a reduce nivelul degradărilor elementelor structurale și nestructurale în timpul unui cutremur, limitează deplasările relative de nivel (driftul).

Un element structural prezintă un nivel semnificativ al ductilității, dacă în domeniul inelastic, deplasarea ultimă înregistrată (asociată cedării) este de aproximativ patru ori deplasarea corespunzătoare limitei elastice. În acest context, sunt dezvoltate proceduri de testare ciclică, care simulează acțiunea unui cutremur, prin intermediul cărora se califică pentru un anumit set de cerințe, elementele structurale din punct de vedere al performanței seismice [125], [126].

Pentru elementele experimentale din prezentul studiu, limita elastică și procedura de testare ciclică, s-a stabilit în baza unor studii numerice preliminare utilizând un program de analiză numerică avansată ATENA 2D [122]. Prin intermediul programului, s-au obținut curbe de comportare de tip push-over, atât pentru elementele experimentale cu goluri centrale respectiv, cu secțiunea plină.

Pereții structurali au fost modelați cu elemente finite de suprafață (macroelemente). Toate gradele de libertate au fost blocate la baza pereților, simulând efectul încastrării fără a modela blocul de fundare din beton armat. Mai mulți parametri au fost utilizați la modelarea caracteristicilor de material, a tipului de element finit pentru discretizare, a condițiilor de margine respectiv a legilor de contact între suprafețe. Modelările numerice efectuate, reflectă o capacitate portantă mai redusă în cazul pereților cu goluri centrale, față de cei cu secțiunea plină. De asemenea, ductilitatea acestora este mai redusă.

În cazul de față, s-a pus problema încercării unor elemente structurale cu o capacitate de deformare redusă, care după atingerea limitei elastice, ating deplasarea ultimă în intervalul sau în apropierea deplasării aferente ciclurilor $2\Delta_y$ sau $3\Delta_y$ conform procedurilor de testare [126]. În acest context, pentru a aprecia cât mai corect capacitatea portantă a pereților structurali cu goluri centrale și a înregistra capacitatea ultimă de deformare (deplasarea ultimă) s-a recurs la aplicarea unor cicluri de încărcare, cu amplitudini mai reduse ale deplasărilor [127], [128] în care amplitudinea deplasărilor $\Delta_y - 2\Delta_y - 3\Delta_y$ (comparativ cu procedura de testare ECCS [126]) să fie divizată, în mai multe intervale secundare $\Delta_y - 1.25\Delta_y - 1.5\Delta_y$ etc. cu valori mai reduse ale deplasărilor, astfel încât răspunsul P- Δ să fie cât mai detaliat, prin mai multe cicluri.

Procedura de testare adoptată la nivelul încercărilor experimentale, este unul limitativă și necesită a fi extinsă prin alte încercări experimentale. Pașii de încărcare și gradul de repetitivitate a ciclurilor, se pretează în cazul structurilor rigide, cu perioade proprii mici și deplasări laterale reduse, la care nivelul de accelerații induse în sistem este ridicat. Procedura de testare a pereților este prezentată în Fig. 4.16. Forțele orizontale au fost aplicate în regim cvasi-static, ciclic alternant, pentru a evalua performanța seismică a elementelor experimentale.

Deoarece capacitatea portantă a elementelor sub efectul forțelor laterale este inițial necunoscută, încercările experimentale s-a efectuat în regim de deplasare, crescând astfel valoarea forței orizontale, în fiecare ciclu de încărcare, până la un anumit prag, la o valoare impusă a deplasării la vârf a pereților, determinându-se astfel forța capabilă orizontală la nivelul deplasării laterale impuse.

Până la atingerea deplasării de 10 mm, câte un ciclu de încărcare stângadreapta cu $\Delta=2,50$ mm ($0,50\Delta_y$) a fost aplicat (înregistrându-se primele fisuri aferente stadiului unu de comportare a betonului armat). Ulterior, până la atingerea deplasării $\Delta_y=20$ mm, câte două cicluri de încărcare cu aceeași amplitudine și increment de $\Delta=2,50$ mm au fost aplicate. Peste limita elastică, deplasarea a fost sporită la $\Delta=5,00$ mm în pași $1.25\Delta_y - 1.50\Delta_y - 1.75\Delta_y - 2.00\Delta_y$. Pentru exprimarea capacității de deformare, în graficele trasate care ilustrează comportarea elementelor, s-a utilizat termenul de „drift” care reprezintă deplasarea relativă de nivel înregistrată între captorii de deplasare D1 și D2 (Fig. 4.14).

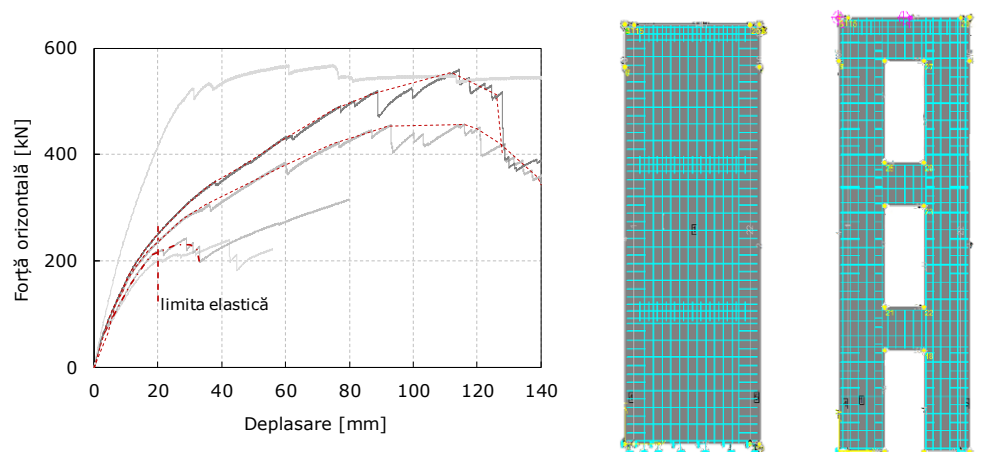


Fig. 4.15 Curbe de comportare push-over folosind ATENA 2D

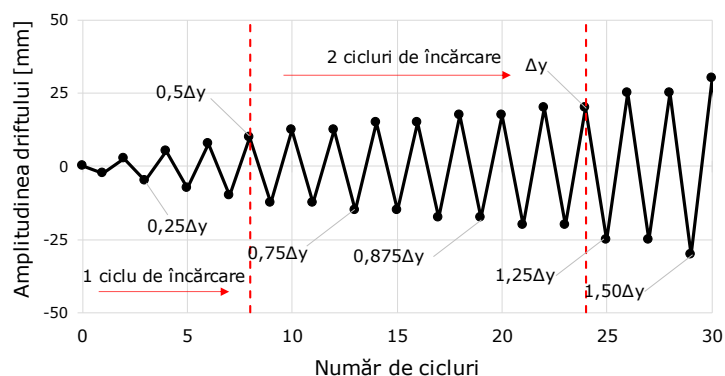


Fig. 4.16 Protocolul de testare ciclică

Tab. 4.8 Capacitatea de rotire a barei corelată cu deplasarea relativă de nivel

Drift [mm]	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84
R [%]	0.25	0.5	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{Rel. 4.2})$$

Rel. 4.2 Factorul de ductilitate utilizat pentru evaluarea ductilității elementelor structurale, unde:

Δ_y - deplasarea corespunzătoare limitei elastice pe curba de comportare

Δ_u - deplasarea laterală ultimă

$$R = \frac{\text{Drift}}{H} = \frac{D1 - D2}{H} 100 (\%) \quad (\text{Rel. 4.3})$$

Rel. 4.3 Capacitatea de rotire a barei, raportat la înălțimea elementului structural, unde:

$D1-D2$ - deplasarea relativă de nivel rezultată în urma diferenței dintre deplasările înregistrate la vârful elementelor de captorul de deplasare D1 și cele de la bază prin captorul D2 pentru prezentul studiu

H - înălțimea de nivel (în cazul de față reprezintă distanța de 2800 mm măsurată între captorii de deplasare D1 și D2)

4.7 Rezultatele încercărilor experimentale

4.7.1 Rezultatele primare ale elementului CSRCW-20-CO

Elementul CSRCW-20-CO este primul element testat din cadrul programului experimental. Durata testului a fost de aproximativ șapte ore, timp în care s-a monitorizat modul de comportare a elementului. În Fig. 4.17 sunt prezentate detalii ale modului de cedare, curba de comportare ciclică respectiv curba înfășurătoare a valorilor maxime P- Δ a ciclurilor pozitive și negative. În cadrul primului ciclu de încărcare $\Delta=2,67$ mm ($R=0,09\%$) au fost vizibile primele fisuri pe suprafața elementului, fiind concentrate în colțurile riglelor de cuplare. Aceste fisuri au fost orientate perpendicular pe axa orizontală a grinzilor, datorită eforturilor principale de întindere rezultate din efectul de încovoiere. Pe suprafața riglelor de cuplare în ciclul trei de încărcare $\Delta=7,58$ mm ($R=0,27\%$) au fost interceptate primele fisuri înclinate asociate forțelor tăietoare. Unghiul de înclinare a fisurilor a fost între 35° și 45° . În cadrul acestui ciclu, fisurile existente din colțurile riglelor de cuplare s-au extins în lungime, măsurând 0,25 mm în deschidere.

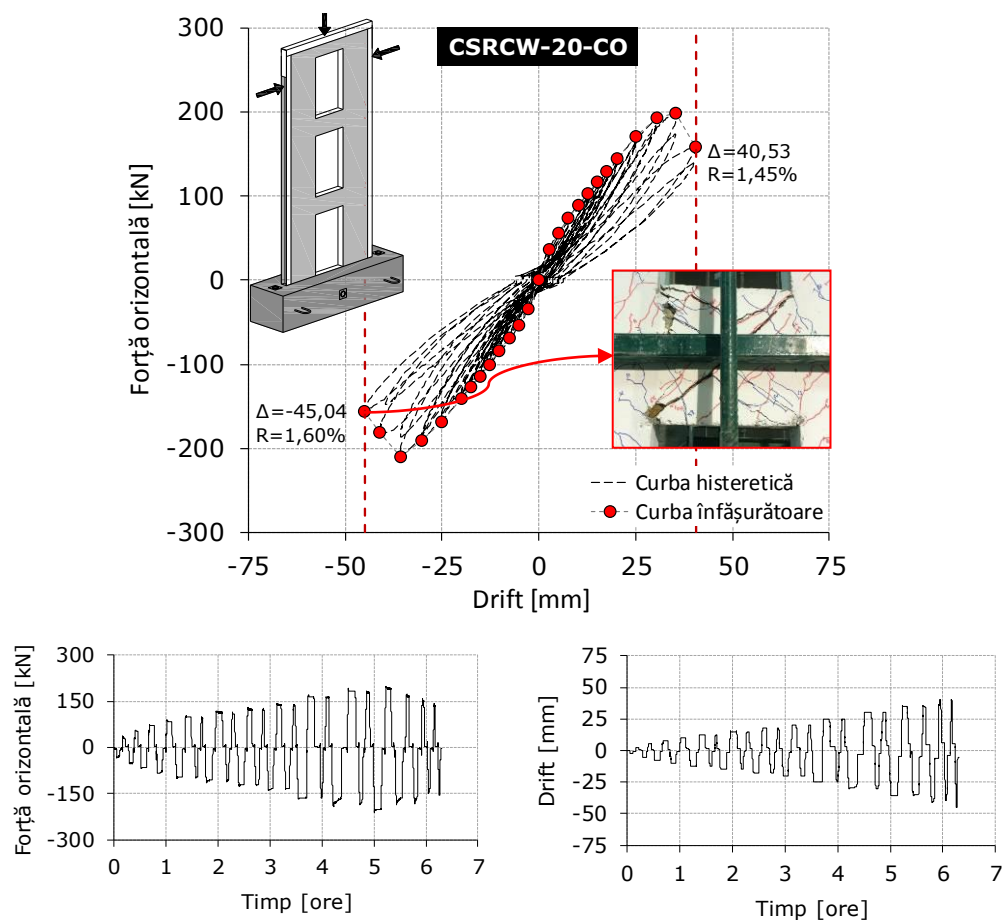


Fig. 4.17 Curba de comportare a elementului CSRCW-20-CO

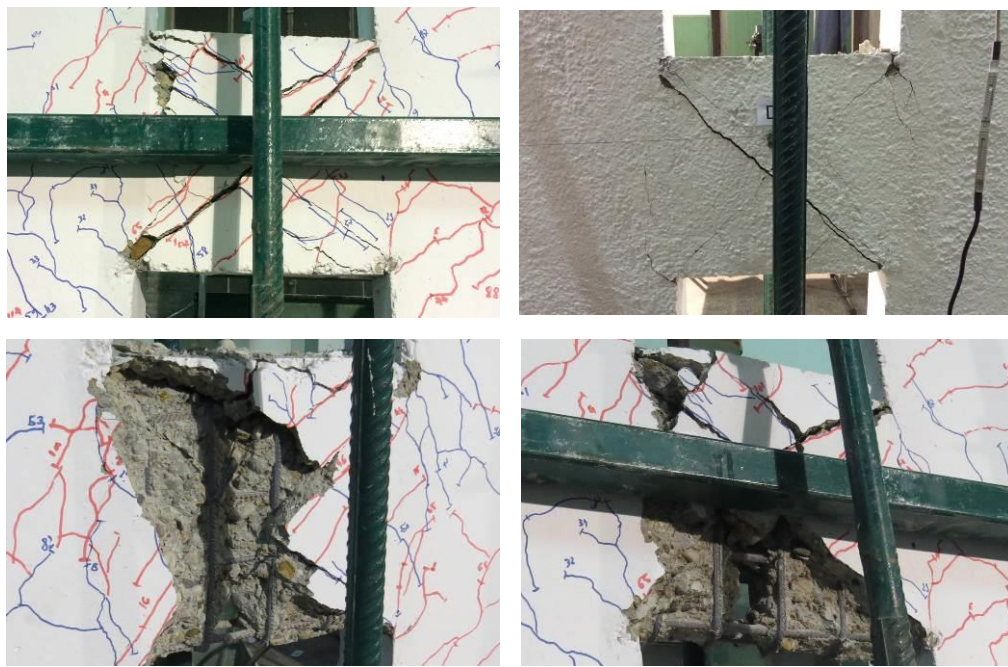


Fig. 4.18 Modul de cedare a riglelor de cuplare a elementului CSRCW-20-CO

Din acest punct spre ciclurile superioare de încărcare, peretele dezvoltă o comportare relativ liniară pe curba ciclică. Până la atingerea deplasării $\Delta=20,25$ mm ($R=0,72\%$) pe suprafața riglelor de cuplare nu mai apar alte fisuri înclinate, cele existente dezvoltându-se în lungime, traversând în întregime diagonalele principale care unesc colțurile acestora. Pe timbrele tensometrice, la nivelul profilelor metalice, s-a înregistrat deformația specifică maximă $\varepsilon_s=1,28\%$. Montanții verticali au fost intersectați de fisuri înclinate inițiate la interfața oțel-beton, datorită transferului eforturilor de forfecare, prin conectorii metalici către panoul din beton armat. Crescând deplasarea la vârful elementului la $\Delta=25,07$ mm ($R=0,90\%$) s-a observat zdrobirea locală a stratului de acoperire cu beton în colțurile riglei de cuplare superioare și apariția unor noi fisuri înclinate, care străbat diagonalele principale ale riglelor. Elementul atinge nivelul capacității portante la nivelul deplasării de $\Delta=35,25$ mm ($R=1,25\%$). Deformația specifică maximă înregistrată la nivelul profilelor metalice a fost $\varepsilon_s=2,03\%$ indicând faptul că la nivelul profilelor metalice, unde au fost măsurate deformațiile specifice prin intermediul timbrelor tensometrice, nu au fost atinse deformații plastice semnificative. Cedarea elementului se produce începând cu ciclul al doilea de încărcare $\Delta=35,32$ mm ($R=1,26\%$) când la nivelul riglei superioare, fisurile asociate diagonalei întinse, prezintă deschideri semnificative și un caracter remanent (fenomen asociat curgerii oțelului de la nivelul etrierilor). Pe direcție negativă de încărcare, la nivelul deplasării de $\Delta=40,53$ mm ($R=1,45\%$) betonul neconfinat de carcasa de armătură al riglei de cuplare superioare fiind puternic fisurat, își pierde aderența și stabilitatea cauzând o scădere bruscă a capacității portante a elementului (Fig. 4.18).

4.7.2 Rezultatele primare ale elementului CSRCW-21-CO

Elementul CSRCW-21-CO a fost al treilea element testat în cadrul programului experimental. Testul a durat aproximativ cinci ore până în momentul în care s-a înregistrat cedarea fragilă a elementului. În Fig. 4.19 sunt prezentate rezultatele obținute în urma testului. Primele fisuri dezvoltate pe suprafața elementului au fost vizibile în colțurile riglelor de cuplare, în primul ciclu de încărcare $\Delta=2,67$ mm ($R=0,09\%$). Fisurile dezvoltate au fost orientate spre axa orizontală a riglelor de cuplare. Deschiderea fisurilor a fost de aproximativ 0,05 mm. Odată cu aplicarea forței orizontale corespunzătoare ciclului de încărcare $\Delta=7,60$ mm ($R=0,27\%$) au fost observate în zona mediană, pe suprafața riglei de cuplare superioare, fisuri înclinate (înclinația acestora fiind între 35° ... 45°) asociate eforturilor de forfecare. Fisurile înclinate interceptate, împart aproape perfect, suprafața riglelor de cuplare, în două triunghiuri simetrice.

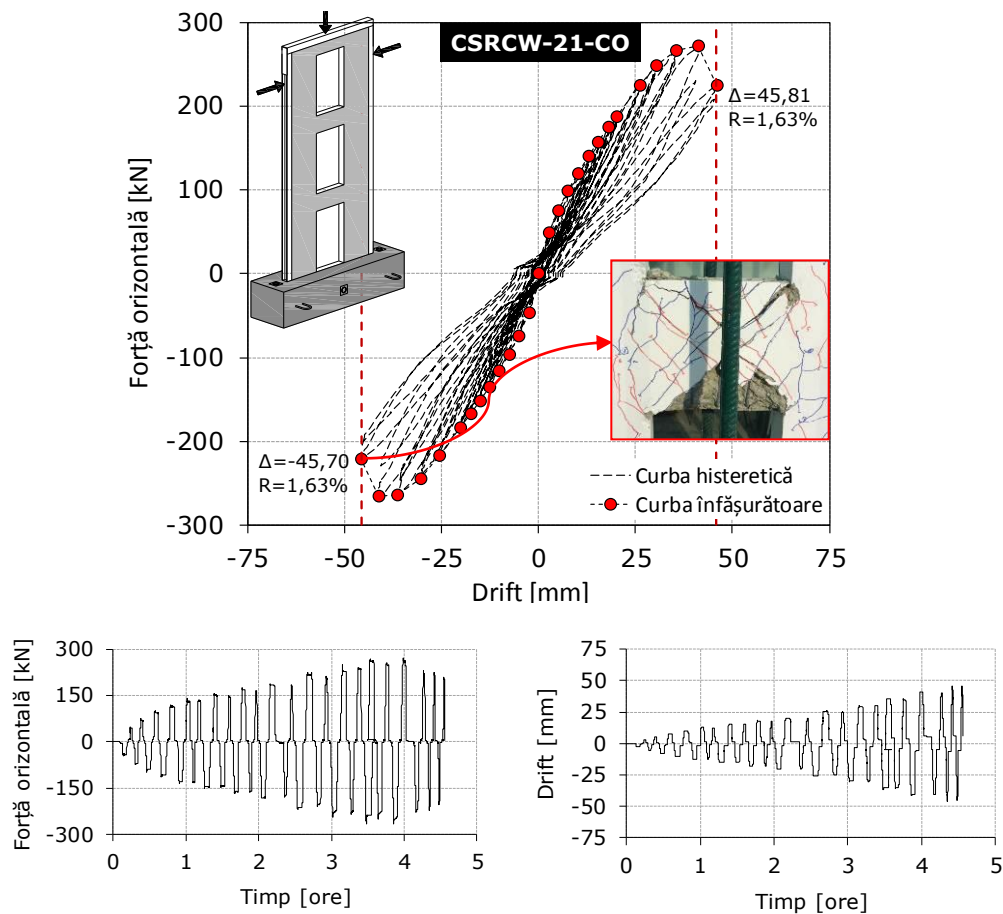


Fig. 4.19 Curba de comportare a elementului CSRCW-21-CO

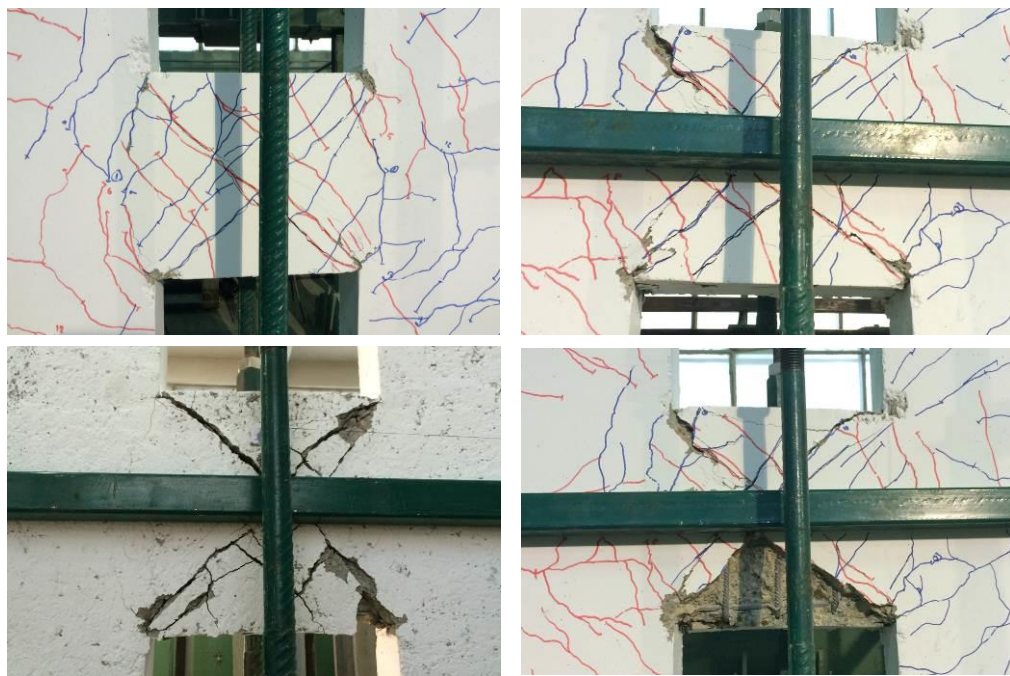


Fig. 4.20 Modul de cedare a riglelor de cuplare elementului CSRCW-21-CO

La nivelul riglei de cuplare inferioare, fisurile înclinale au fost vizibile în cadrul ciclului superior de încărcare $\Delta=10,20$ mm ($R=0,36\%$). Spre ciclul de încărcare $\Delta=20,18$ mm ($R=0,72\%$) forma buclor histeretice, indică o comportare slab disipativă, constantă, cu deformații remanente reduse sub efectul ciclic al încărcărilor. Timbrele tensometrice aplicate pe talpa profilelor metalice au înregistrat la nivelul deplasării de $\Delta=20,18$ mm deformații elastice ale oțelului corespunzătoare valorii de $\epsilon_s=1,24\%$. Rigiditatea laterală evaluată a elementului evaluată a fost de $0,5EI$.

La atingerea vârfului de maxim pe curba de comportare $\Delta=41,25$ mm ($R=1,47\%$) riglele de cuplare ale elementului sunt intersectate de fisuri diagonale și de zdrobiri locale ale acoperirii cu beton a armăturilor în colțuri. Nu s-au observat zdrobiri ale betonului la baza montanților verticali. De asemenea, nu au fost interceptate desprinderi sau fisuri longitudinale dezvoltate la interfața profilelor metalice cu panoul din beton armat. Deformațiile înregistrate la nivelul profilelor metalice la nivelul deplasării de vârf a fost $\epsilon_s=2,13\%$. Cedarea elementului prezintă un caracter fragil, producându-se într-un ciclu de încărcare superior. Riglele de cuplare deja puternic fisurate, își pierd capacitatea aproximativ în același moment. Din cauza fisurilor diagonale, betonul neconfinat de carcasa ortogonală de armătură, la baza riglelor de cuplare, își pierde stabilitatea, prin pierderea aderenței, cauzând astfel o cedare bruscă, nefavorabilă unui element amplasat în zone seismice. Elementul atinge deplasarea ultimă de $\Delta=45,81$ mm ($R=1,63\%$) și deformația specifică maximă în profilele metalice $\epsilon_s=2,14\%$. Conlucrarea panoului din beton cu profilele metalice de la extremități, a fost asigurată cu succes pe toată durata testului, de plăcuțele metalice perforate.

4.7.3 Rezultatele primare ale elementului CSFRCW-22-CO

Elementul CSFRCW-22-CO a fost al doilea element testat în cadrul programului de cercetare. Ordinea în care s-au efectuat testele experimentale, nu a respectat ordinea de numerotare a elementelor. De asemenea peretele a fost testat considerând aceleași condiții de margine cu cele considerate elementului CSRCW-20-CO (forța axială de 60 kN). Comparativ cu celelalte elemente experimentale, durata testului a fost de aproximativ 11:50 ore. De precizat faptul că, din punct de vedere constructiv, peretele prezintă doar o carcasă de armătură verticală cu rol de bordare (Fig. 4.3) în jurul golurilor centrale (cu excepția riglelor de cuplare care prezintă aceeași configurație structurală cu restul pereților cu goluri). Panoul din beton a fost armat dispers cu fibre metalice iar conlucrarea oțel-beton a fost asigurată de prezența gujoanelor metalice. În Fig. 4.21 sunt prezentate rezultatele înregistrate din timpul testului. După cum se poate observa pe curba de comportare, peretele compozit a dezvoltat un nivel semnificativ al ductilității. Curba de comportare ciclică prezintă stabilitate histeretică, fără reduceri semnificative ale rezistenței și rigidității laterale între cicluri de încărcare.

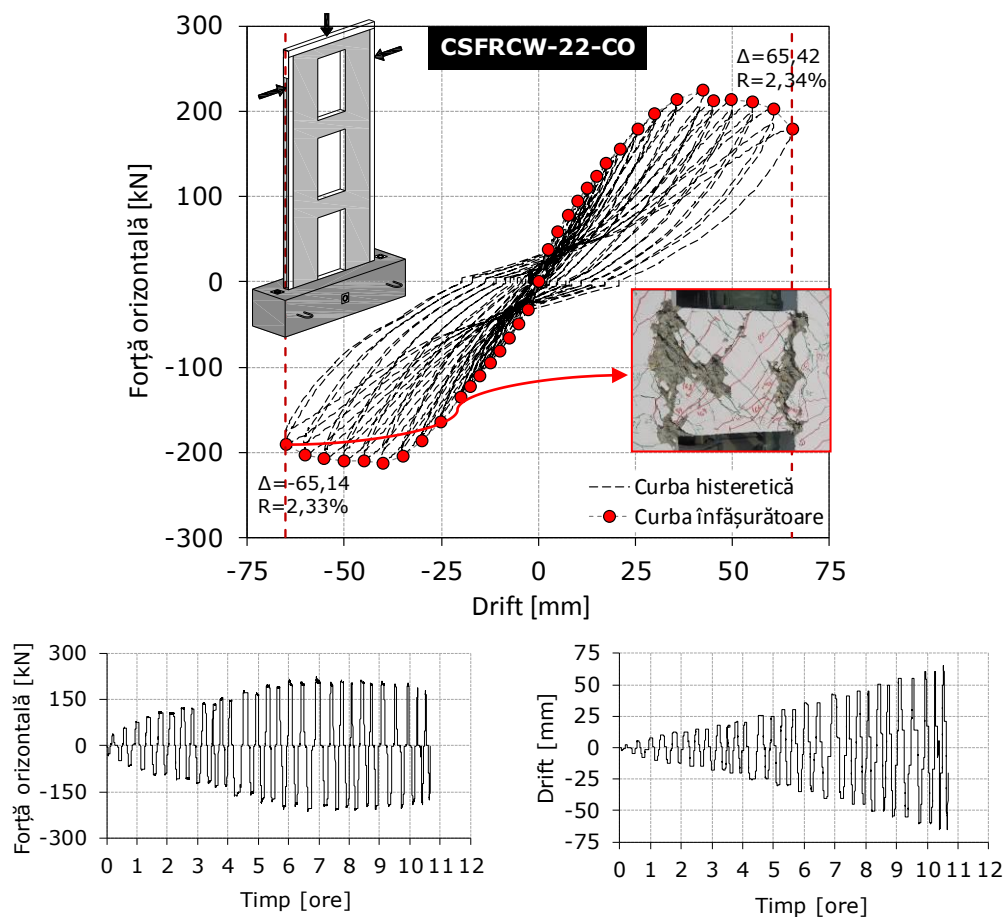


Fig. 4.21 Curba de comportare a elementului CSFRCW-22-CO



Fig. 4.22 Degradarea elementelor componente elementului CSFRCW-22-CO

Astfel, primele fisuri au fost observate la nivelul primului ciclu de încărcare $\Delta=2,56$ mm ($R=0,091\%$) concentrate în colțurile riglelor de cuplare și extinse ca lungime până la interfața profilelor metalice parțial înglobate la extremități. Primele fisuri înclinate au fost notate în cadrul ciclului $\Delta=7,58$ mm ($R=0,27\%$) care au prezentat același grad de înclinare $35^\circ\text{...}45^\circ$. Fisurile existente în colțurile riglelor orizontale au fost mult mai extinse și ramificate ca formă la acest nivel. Degradarea de rigiditate a fost de aproximativ 30% ($0,7EI$) la fel ca în cazul elementelor descrise anterior. La atingerea deplasării $\Delta=21,00$ mm ($R=0,75\%$) timbrele tensometrice montate pe oțel au înregistrat deformația specifică de $\epsilon_s=1,26\%$.

Practic comportarea de ansamblu dezvoltată de element, până la acest nivel al deplasării, este asemănătoare cu a celorlalte elemente CSRCW-20-CO respectiv CSRCW-21-CO. Elementul atinge vârful capacității portante în cadrul ciclurilor de încărcare - 40 mm ($\Delta=42,43$ mm, $R=1,51\%$). Cedarea elementului, comparativ cu celelalte elemente cu secțiunea compozită, se produce ductil. Deformații remanente importante, sunt vizibile pe curba de comportare histeretică a elementului. La extremitățile riglelor de cuplare, în colțuri sunt înregistrate zdrobiri ale betonului după diagonalele principale comprimate, la interfața riglă-montant formându-se articulații plastice asociate solicitării din încovoiere. Fibrele metalice sporesc rezistența la forfecare a betonului a riglelor de cuplare, suplimentar față de armături, astfel încât efectul de tăiere este redus semnificativ. Datorită capacității ridicate de deformare a riglelor la baza montanților sunt înregistrate zdrobiri ale betonului comprimat. Tot la nivelul montanților sunt înregistrate fisuri remanente înclinate, în zona centrală. Elementul înregistrează deplasarea ultimă de $\Delta=65,42$ mm ($R=2,34\%$) și deformația specifică în oțel $\epsilon_s=3,67\%$ fapt ce indică depășirea limitei de curgere a oțelului structural.

4.7.4 Rezultatele primare ale elementului RCW-23-CO

Elementul RCW-23-CO este penultimul perete testat ciclic în cadrul programului experimental. Acesta a fost considerat ca referință (din punct de vedere a rezultatelor) fiind realizat din beton armat fără profile metalice înglobate la extremități. Comportarea de ansamblu sub efectul ciclic al încărcărilor orizontale este prezentată în Fig. 4.23. Durata testului a fost de aproximativ cinci ore. La fel ca în cazul elementelor descrise anterior, primele fisuri au fost notate în cadrul primului ciclu de încărcare $\Delta=2,71$ mm ($R=0,09\%$) în colțurile riglelor de cuplare, orientate perpendicular pe axa orizontală a acestora. Tot la nivelul acestei deplasări au fost vizibile, la nivelul încastrării montanților în blocul de fundare, fisuri orizontale. La atingerea deplasării $\Delta=7,63$ mm ($R=0,27\%$) aceste fisuri se dezvoltă ca număr pe înălțimea elementului, până la nivelul primei rigle de cuplare, fiind simetrice de ambele părți ale montanților. De precizat este faptul că o singură fisură înclinată a fost vizibilă, la nivelul riglei inferioare de cuplare. În lipsa profilelor metalice, raportul de rigiditate între rigle și montanții verticali crește, amplificându-se astfel deformațiile în montanți, sub efectul ciclic al forțelor orizontale.

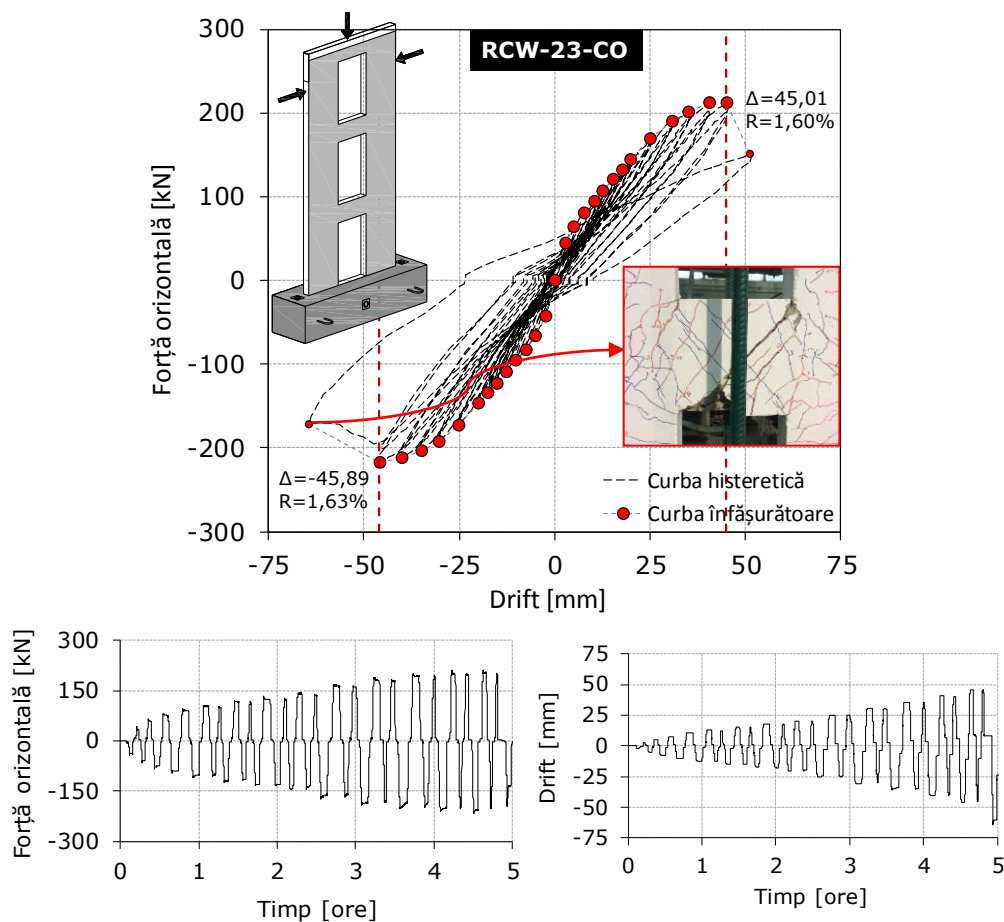


Fig. 4.23 Curba de comportare a elementului RCW-23-CO



Fig. 4.24 Modul de cedare a elementului RCW-23-CO

Crescând deplasarea la vârful peretelui la $\Delta=10,31$ mm ($R=0,36\%$) au fost observate primele fisuri înclinate în zona centrală a riglei de cuplare superioare. De asemenea, fisurile orizontale dezvoltate la extremitățile montanților s-au extins pe înălțimea peretelui, până în zona centrală a elementului. Aceste fisuri sunt asociate eforturilor de întindere concentrate în montanți sub efectul momentelor încovoietoare de răsturnare. Totodată, aceste fisuri se dezvoltă în lungime și se ramifică între ele, rezultând o rețea densă de fisuri pe suprafața elementului. Din cauza gradului important de fisurare, elementul prezintă o degradare mult mai accentuată a rigidității laterale, sub efectul forțelor orizontale, evaluându-se valoarea $\approx 0,51EI$. Pe curba de comportare, la atingerea deplasării de $\Delta=19,98$ mm ($R=0,71\%$) fisurile orizontale de la nivelul montanților, traversează în lungime întreaga lățime a acestora. S-au înregistrat zdrobiri ale betonului comprimat, pe ciclul pozitiv de încărcare corespunzător deplasării de $\Delta=34,97$ mm ($R=1,24\%$) pe fibra exterioară a montanților la nivelul încastrării deasupra blocului de fundare. Elementul atinge forța orizontală de vârf $\Delta=45,01$ mm ($R=1,60\%$) înregistrându-se zdrobiri ale betonului și în colțurile riglelor de cuplare la acest nivel. Elementul prezintă o cedare fragilă, înaintea atingerii deplasării de 50 mm corespunzătoare următorului ciclu de încărcare ($\Delta=47,34$ mm ($R=1,69\%$)). Rigele de cuplare dezvoltă același mod de cedare ca în cazul elementelor cu profile metalice la extremități, prin apariția fisurilor înclinate asociate diagonalei întinse din efectul de forfecare, urmate de pierderea aderenței betonului neconfinat și a stabilității acestuia. În Fig. 4.24 este ilustrat modul de cedare a riglelor de cuplare respectiv a betonului comprimat la baza montanților la nivelul încastrării.

4.7.5 Rezultatele primare ale elementului CSRCW-10

CSRCW-10 a fost ultimul element testat în cadrul programului experimental, fiind realizat cu secțiunea plină fără goluri (Fig. 4.4). Durata testului a fost de aproximativ șase ore jumătate, până când s-a înregistrat cedarea elementului. În Fig. 4.25 sunt prezentate rezultatele obținute. În primul ciclu de încărcare aferent deplasării de $\Delta=2,52$ mm ($R=0,09\%$) au fost observate primele fisuri, dezvoltate la baza peretelui. Fisurile sunt orizontale, prezintă aproximativ 13..15 cm lungime și 0,05 mm deschidere. La sfârșitul ciclurilor corespunzătoare deplasării $\Delta=7,52$ mm ($R=0,26\%$) sunt marcate pe suprafața elementului fisuri cu un grad de înclinare, cuprins între 20° ... 35° orientate spre axul central al peretelui.

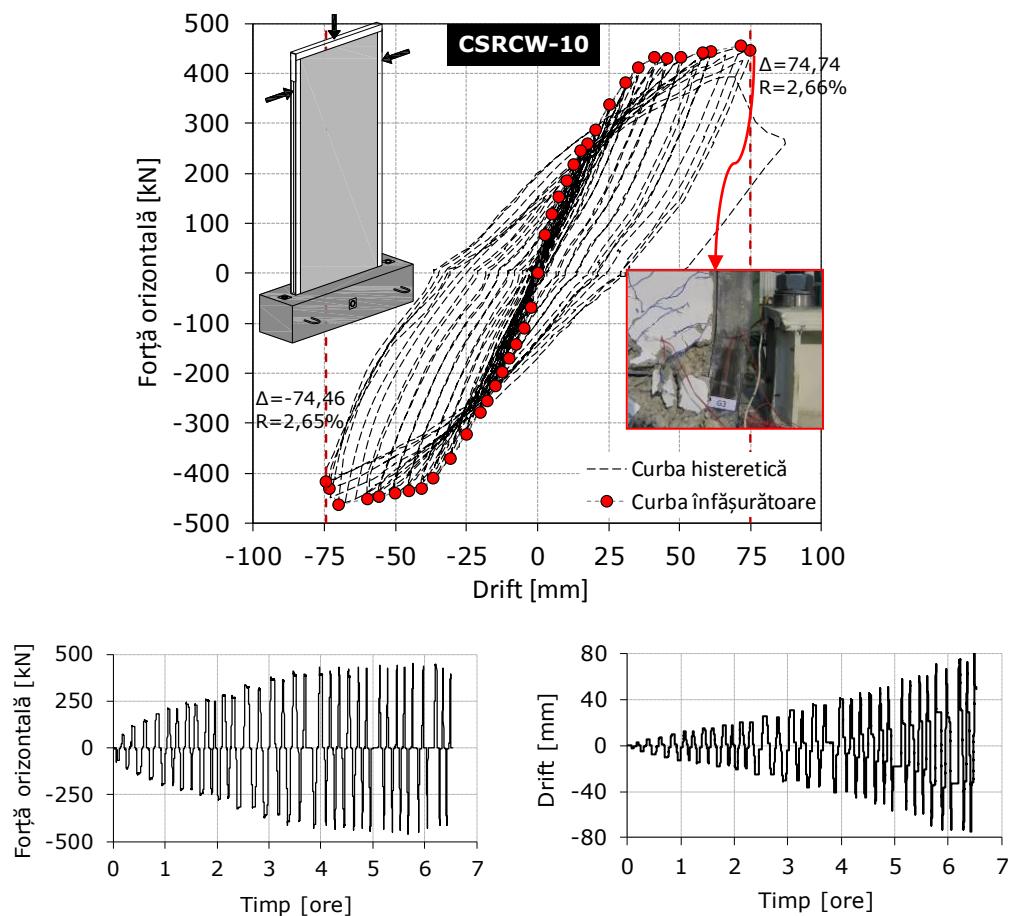


Fig. 4.25 Curba de comportare a elementului CSRCW-10



Fig. 4.26 Modul de cedare a elementului CSRCW-10

Această stare de fisurare, s-a extins până la sfârșitul ciclurilor de încărcare $\Delta=15,13$ mm ($R=0,54\%$) fisurile dezvoltându-se în lungime, atingând limita reprezentată de axul central al elementului. Ulterior, fisurile nou apărute, extinse în lungime dincolo de axul peretelui, prezintă un grad de înclinare cuprins între $43^\circ...45^\circ$. În zona centrală, din cauza fisurilor intersectate de pe ambele direcții de încărcare, s-au format suprafețe rombice delimitate de aceste fisuri. Acest lucru este mult mai evidențiat la nivelul deplasării $\Delta=20,25$ mm ($R=0,72\%$) când aproximativ toate fisurile existente depășesc în lungime, axul central al elementului. Până în acest moment, nu au fost observate zdrobiri ale betonului în zona comprimată. De asemenea, conexiunea oțel-beton este asigurată de conectorii cu cap rotund utilizați. Comportarea elementului este aproximativ liniară pe curba de comportare, în stadiul doi de lucru. O remarcă importantă este legată de unghiul de înclinare a fisurilor ce depășesc ca lungime axul elementului, acesta este mai redus la baza elementului ($33^\circ...35^\circ$) în timp ce spre vârful acestuia, gradul de înclinare este mai semnificativ ($40^\circ...45^\circ$). Spre ciclurile superioare de încărcare, modul de comportare a elementului este unul ductil, prin dezvoltarea deformațiilor plastice, progresiv, în profilele marginale din zona întinsă simultan cu zdrobirea betonului în zona comprimată. Elementul atinge deplasarea maximă de $\Delta=74,74$ mm ($R=2,66\%$) pe direcție pozitivă. Modul de cedare este caracteristic solicitării din încovoiere. Cedarea elementului s-a produs prin zdrobirea betonului în zona comprimată, urmată de flambajul local al profilului metalic. Pe tot parcursul testului, nu au fost observate desprinderi ale profilelor metalice de panoul din beton armat.

4.7.6 Observații generale asupra modului de comportare a pereților

În subcapitolele anterioare au fost prezentate rezultatele testelor ciclice, înregistrate pentru fiecare element experimental în parte, în ordinea numerotării acestora. În baza acestor rezultate, se pot evidenția câteva aspecte, legate de modul de comportare dezvoltat de elemente. Pereții compoziți cu goluri centrale și profile metalice parțial înglobate la extremități prezintă o comportare asemănătoare, până în punctul de vârf al capacității portante. Pereții dezvoltă primele fisuri concentrate în colțurile riglelor de cuplare la nivelul deplasării $\Delta=2,50$ mm ($R=0,09\%$). De asemenea, primele fisuri înclinate ($35^\circ\dots45^\circ$) asociate solicitării de forfecare au fost observate în cadrul ciclurilor de încărcare $\Delta=7,50$ mm ($R=0,26$). Elementele dezvoltă o comportare aproximativ liniară până la sfârșitul ciclurilor corespunzătoare deplasării $\Delta=20,00$ mm ($R=0,71\%$) timp în care, fisurile se multiplică pe suprafața elementelor, iar cele existente se extind în lungime și se măresc în deschidere. La atingerea forțelor orizontale maxime, riglele de cuplare sunt intersectate de noi fisuri diagonale și apar zdrobiri ale stratului de acoperire cu beton în colțurile riglelor. Elementele prezintă moduri diferite de cedare, funcție de capacitatea de deformare a riglelor de cuplare. Cedarea elementelor CSRCW-20-CO și CSRCW-21-CO prezintă un caracter fragil, în timp ce datorită fibrelor metalice înglobate în beton, capacitatea de rezistență a elementului CSFRCW-22-CO este sporită, cedarea producându-se într-un mod ductil, fără pierderi semnificative de rezistență și rigiditate. Elementul RCW-23-CO, considerat ca referință, prezintă aproximativ același mod de comportare, cu cel dezvoltat de elementele cu profile metalice înglobate la extremități, însă o degradare a rigidității mult mai accentuată. În lipsa profilelor metalice, montanții elementului RCW-23-CO prezintă o stare de fisurare mai avansată, încă din primele cicluri de încărcare. Riglele de cuplare dezvoltă același mod de cedare casant, asociat forței tăietoare. În urma testelor ciclice, pereții cu goluri dezvoltă practic o comportare de tip cadru. Conexiunea oțel-beton a fost asigurată pe toată durata testelor în ambele cazuri, utilizând plăcuțe metalice perforate sau gujoane metalice cu cap rotund.

Elementul cu secțiunea plină CSRCW-10 dezvoltă primele fisuri orizontale în zona întinsă, în primul ciclu de încărcare $\Delta=2,52$ mm ($R=0,09\%$). Fisuri cu un grad de înclinare, cuprins între $20^\circ\dots35^\circ$ extinse până în axul central al peretelui, au fost observate la sfârșitul ciclurilor corespunzătoare deplasării $\Delta=7,52$ mm ($R=0,26\%$). Fisurile se extind în lungime sub același grad de înclinare, până la limita axului central al peretelui, la sfârșitul ciclurilor $\Delta=15,13$ mm ($R=0,54\%$). Ulterior, fisurile extinse dincolo de axul central al elementului prezintă un unghi de înclinare mai ridicat cuprins între $43^\circ\dots45^\circ$. În zona centrală, se formează suprafețe rombice delimitate de fisurile intersectate de pe ambele direcții de încărcare, în cadrul ciclurilor de încărcare $\Delta=20,25$ mm ($R=0,72\%$). Starea de fisurare devine maximă la nivelul deplasării de $\Delta=40,85$ mm ($R=1,45\%$) când fisurile nu se mai extind în lungime. Elementul atinge deplasarea maximă de $\Delta=74,74$ mm ($R=2,66\%$) pe direcție pozitivă. Modul de cedare este caracteristic solicitării din încovoiere. Cedarea elementului s-a produs prin zdrobirea betonului comprimat, urmată de flambajul local al profilului metalic. La nivelul profilelor metalice au fost interceptate deformații plastice semnificative.

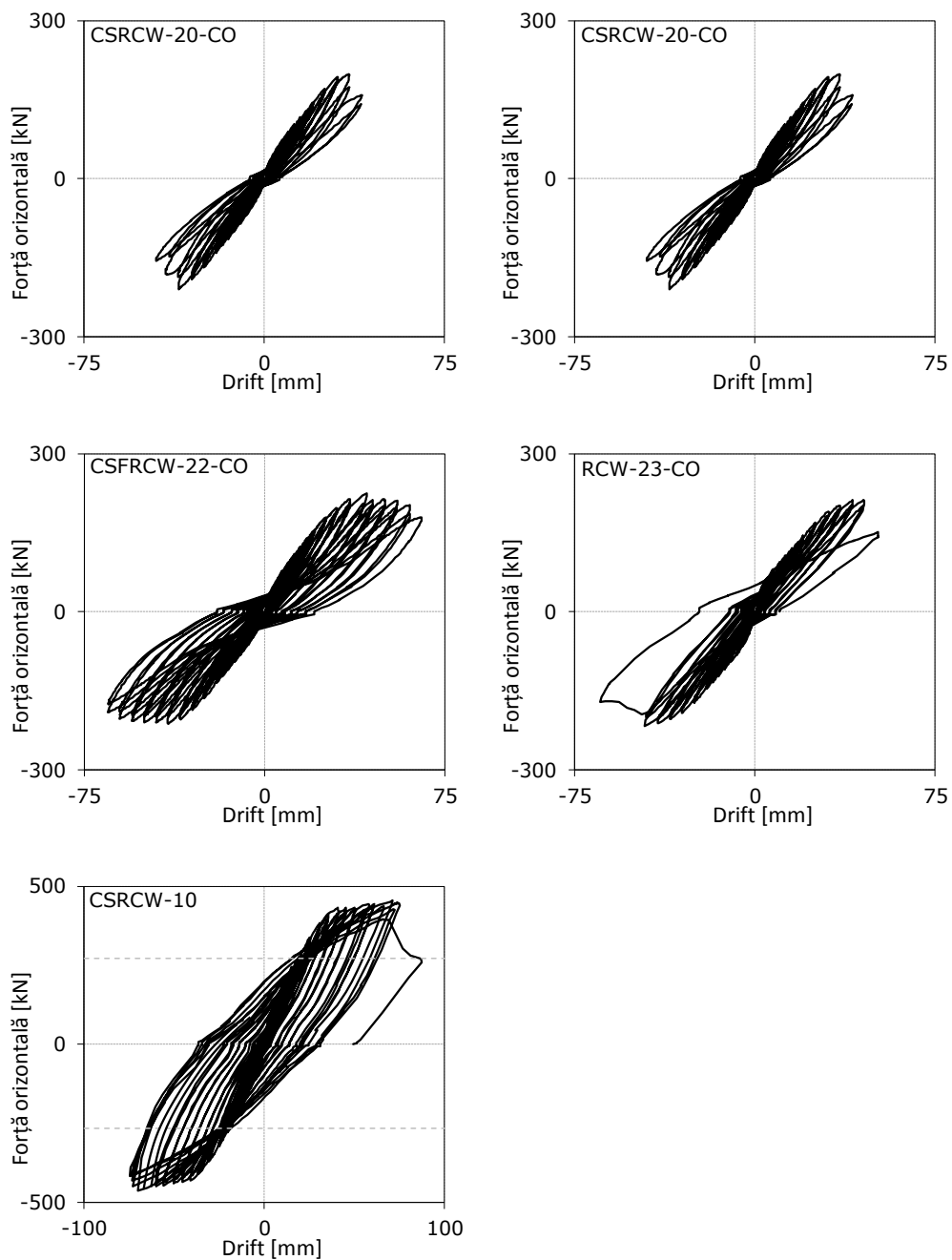


Fig. 4.27 Curbele de comportare ciclică elementelor experimentale

5. INTERPRETAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

5.1 Prelucrarea rezultatelor experimentale

Performanța seismică a unui element structural este cuantificabilă în mod primordial prin intermediul comportării ciclice pe care acesta o dezvoltă în timpul unei acțiuni seismice [129].

Atunci când elementele structurale prezintă o cedare ductilă la care energia seismică este absorbită și disipată în totalitate, prin deformații plastice fără pierderi semnificative ale caracteristicilor de rezistență și rigiditate, curba de comportare prezintă așa numita "stabilitate histeretică". Astfel, elementele prezintă un grad ridicat al capacității de deformare și un răspuns seismic favorabil. În caz contrar, elementele după un anumit număr de cicluri, după atingerea capacității de vârf, pot dezvolta o degradare semnificativă a rezistenței, o cedare fragilă, practic un răspuns seismic nefavorabil structurilor amplasate în zone seismice [130] (Fig. 5.1,[131]).

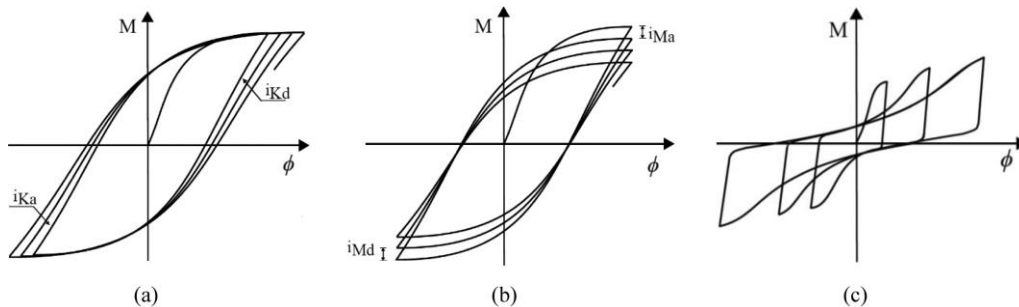


Fig. 5.1 Curbe ciclice cu capacitate ridicată sau redusă de disipare a energiei seismice

Pentru a evalua, performanța seismică a elementelor structurale, este necesară evaluarea unei serii de parametri care caracterizează modul de comportare histeretic: limita elastică, limita maximă a capacității de deformare, suprezistența față de limita elastică, rigiditatea laterală, energia disipată, ductilitatea etc. În cadrul programului experimental, pe toată durata testelor, comportarea seismică a elementelor sub acțiunea ciclică a forțelor orizontale a fost monitorizată și înregistrată, rezultând așadar curbele de comportare prezentate în capitolul patru. Pentru a compara răspunsul seismic, curbele de comportare au fost prelucrate prin intermediul unor relații matematice, iar rezultatele obținute au fost exprimate și comparate în termeni de: rezistență, rigiditate, ductilitate. Primul pas al operațiilor, a fost reprezentat de simplificarea răspunsului ciclic, prin extragerea valorilor de vârf, iar ulterior construirea de grafice, diagrame sau tabele prin intermediul cărora s-au evidențiat și comparat anumite rezultate ce caracterizează acest răspuns.

5.2 Performanța răspunsului ciclic

Din punct de vedere al capacității portante, valorile cele mai importante, sunt valorile de vârf a forțelor orizontale înregistrate în cadrul ciclurilor de încărcare aplicate. În baza acestor valori, s-au construit curbele înfășurătoare ale comportării ciclice, pentru fiecare element experimental. În literatură, pentru a exprima răspunsul seismic, sunt definite mai multe tipuri de astfel de curbe: curbe înfășurătoare ciclice, curbe înfășurătoare monotone, curbe de tip backbone.

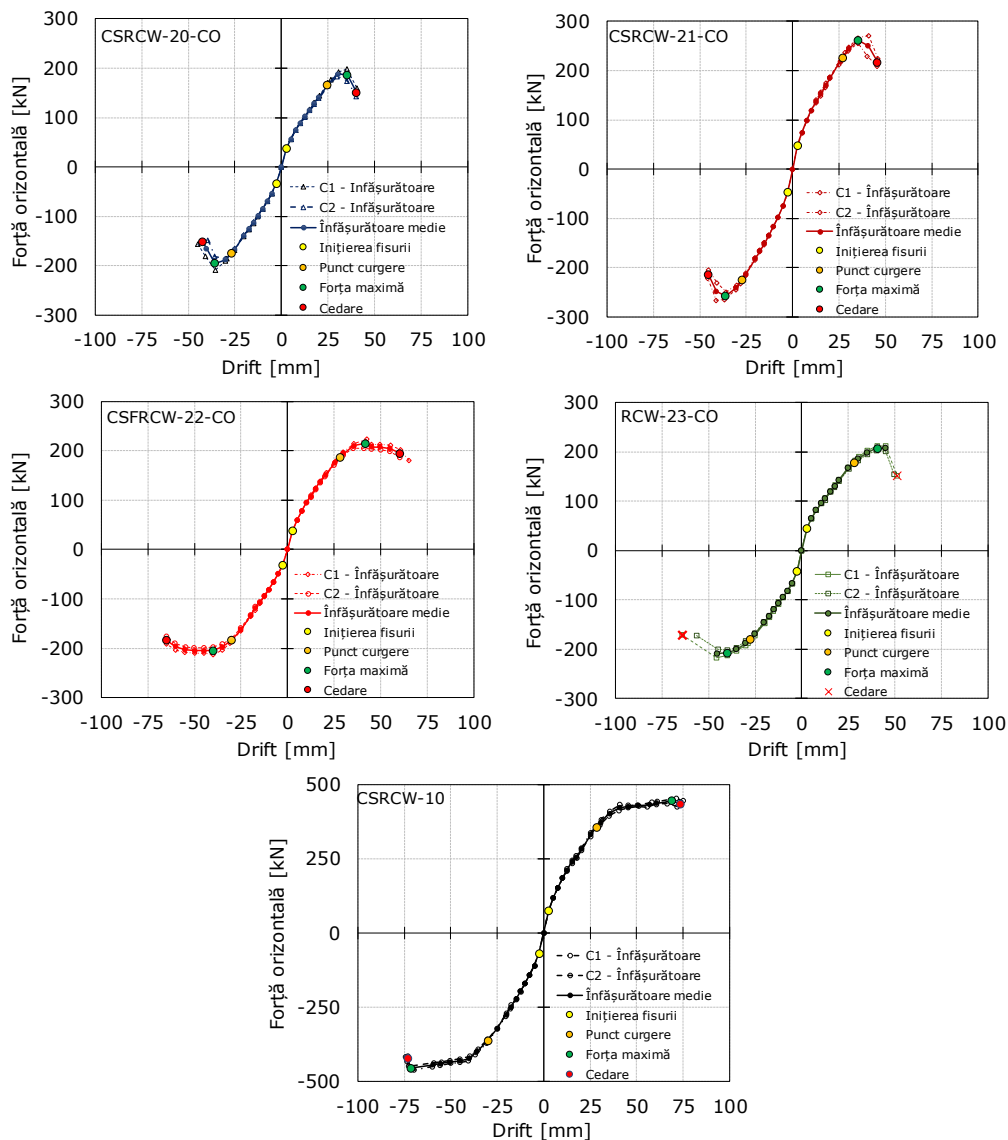


Fig. 5.2 Curbele înfășurătoare a comportării ciclice a elementelor experimentale

În general, aceste curbe simplificite, se obțin conectând între ele, aceste valori de vârf prin intermediul unui segment de linie, rezultând astfel o curbă continuă, monotonă de tip push-over, pe fiecare direcție de încărcare. În cazul de față, pentru construirea curbelor înfășurătoare a răspunsului ciclic, s-au utilizat valorile medii ale punctelor de maxim rezultate, luând în considerare că pe fiecare direcție de aplicare a forțelor orizontale, s-au efectuat câte două cicluri de încărcare-descărcare. Punctele care urmăresc linia curbei înfășurătoare reprezintă valorile maxime obținute pe ciclurile de încărcare primare și secundare pentru fiecare direcție de încărcare considerată. În Fig. 5.3 sunt ilustrate curbele înfășurătoare a răspunsului ciclic pentru fiecare element experimental.

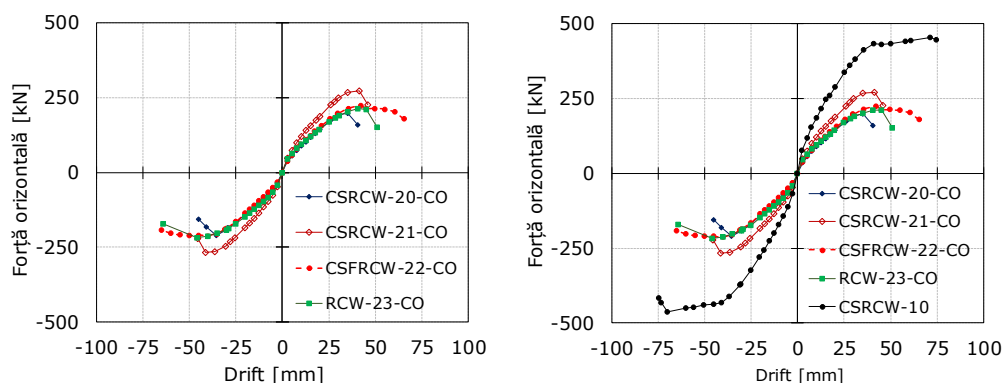


Fig. 5.3 Studiu comparativ – curbele înfășurătoare a răspunsului ciclic

Curbele ciclice dezvoltate de pereții structurali CSRCW-20-CO, CSRCW-21-CO respectiv RCW-23-CO ilustrează o comportare slab disipativă a acestor elemente, pe întreaga perioadă a protocolului de testare ciclică, buclele histeretice fiind restrânse ca formă pe ambele direcții de solicitare, caracterizând astfel performanța elementelor menționate, printr-o capacitate redusă de deformare și disipare a energiei histeretice. Răspunsul seismic al pereților, se modifică substanțial după atingerea pragului maxim al forțelor orizontale, ca urmare a modului fragil de cedare înregistrat la nivelul riglelor de cuplare sub acțiunea forței tăietoare, acest mod de cedare fiind nefavorabil structurilor amplasate în zone seismice. O performanță mai ridicată a fost în schimb înregistrată la nivelul elementului CSFRCW-22-CO, care a prezentat o comportare ciclică stabilă fără pierderi semnificative de rezistență și rigiditate după atingerea pragului maxim al forțelor orizontale capabile. După atingerea pragului de vârf al capacității portante, buclele histeretice ale elementului sunt mai evazate, simetrice pe ambele direcții de încărcare, ilustrând o serie de deformații plastice remanente pe întreg ansamblul. Prin introducerea fibrelor metalice în matricea betonului, performanța seismică în termeni de ductilitate a elementului a fost îmbunătățită semnificativ, fiind comparabilă cu cea a elementului compozit CSRCW-10 (cu secțiunea plină considerat ca referință). În acest context, pentru a spori capacitatea de deformare a pereților structurali, în urma considerării unor goluri de dimensiuni considerabile, armarea dispersă cu fibre metalice a betonului, poate fi o soluție eficientă și economică, ca o alternativă a modului de armare diagonal a riglelor de cuplare.

5.3 Analiza rigidității laterale a pereților

O altă caracteristică importantă ce contribuie la răspunsul în timp a elementelor structurale sub acțiunea unui cutremur este rigiditatea la acțiuni orizontale (K_i). În literatură, rigiditatea laterală a unui element este definită ca fiind forța orizontală necesară producerii unei deplasări unitare într-un punct specificat pe o anumită direcție [132]. În cazul de față, forța orizontală raportată la deplasarea impusă la vârful elementului reprezintă rigiditatea laterală (rigiditatea secantă) a elementului structural care este dependentă de deformațiile produse la nivel de material integrate pe secțiunea transversală a elementelor experimentale.

Rigiditatea inițială (K_{first}) s-a evaluat la nivelul primului ciclu de încărcare corespunzător deplasării de $\Delta=2,50$ mm. De asemenea, rigiditatea elementelor la nivelul limitei elastice (K_y), a punctului de maxim (K_{max}) sau punctului corespunzător cedării ($K_{85\%}$) s-a evaluat prin intermediul rigidității secante (panta care unește originea cu un punct pe curba de comportare).

Din cauza fisurării betonului în timpul ciclurilor de încărcare progresive și repetate, rigiditatea elementelor scade, practic prezintă o degradare progresivă în timp. În Fig. 5.5 este prezentată degradarea rigidității laterale în timp a elementelor experimentale funcție de deplasarea impusă la vârf, considerând ca referință rigiditatea inițială din primul ciclu de încărcare (K_{first}). Pe coloana din stânga este ilustrată rigiditatea în termeni de valori relative ($K_{\text{first}}-K_{i+1}$) respectiv pe coloana din dreapta în valori absolute (K_{i+1}/K_{first}). De asemenea sunt prezentate și din punct de vedere comparativ aceste diagrame.

Prin comparație, pereții experimentali cu goluri centrale prezintă o diminuare a rigidității laterale inițiale cu peste 35% față de elementul CSRCW-10 cu secțiunea plină. Este de menționat faptul că dintr-o eroare practică elementul cu secțiunea plină a fost construit cu o clasă superioară de beton față de ceilalți pereți structurali testați, care prin valoarea modulului de elasticitate mai ridicat influențează acest aspect. De asemenea, diferențele de valori inițiale ale rigidității laterale ale pereților cu goluri, ar putea avea la bază mai multe cauze, legate de procente de armare diferite ale montanților verticali sau variația eforturilor axiale normalizate pe secțiune. Chiar și în acest context, peretele cu goluri centrale din beton armat RCW-23-CO care a prezentat un nivel al rigidității inițiale mai ridicat, a dezvoltat o degradare a rigidității laterale mai mare față de restul elementelor compozite. Acest aspect poate fi legat de lipsa profilelor metalice înglobate la extremități, care a condus la o fisurare mai rapidă a secțiunii din beton armat. În cazul peretelui compozit CSFRCW-22-CO, fibrele metalice înglobate în beton, au contribuit semnificativ la asigurarea stabilității histeretice și a degradării progresive a rigidității laterale în timp sub efectul ciclic al solicitărilor, chiar și în contextul în care procentul de armare vertical al montanților a fost mai redus. Conform graficelor ilustrate în (Fig. 5.5) degradarea de rigiditate a pereților structurali, este mai accentuată până la atingerea punctului de curgere pe curbele ciclice, în jurul deplasării la vârf de 20 mm. La acest nivel, pereții compoziți prezintă valori cuprinse între 0,43-0,50EI ale rigidității laterale, cu excepția elementului din beton armat RCW-23-CO care înregistrează valoarea de 0,38EI. După acest prag, degradare de rigiditate, devine constantă până în momentul înregistrării modurilor de cedare.

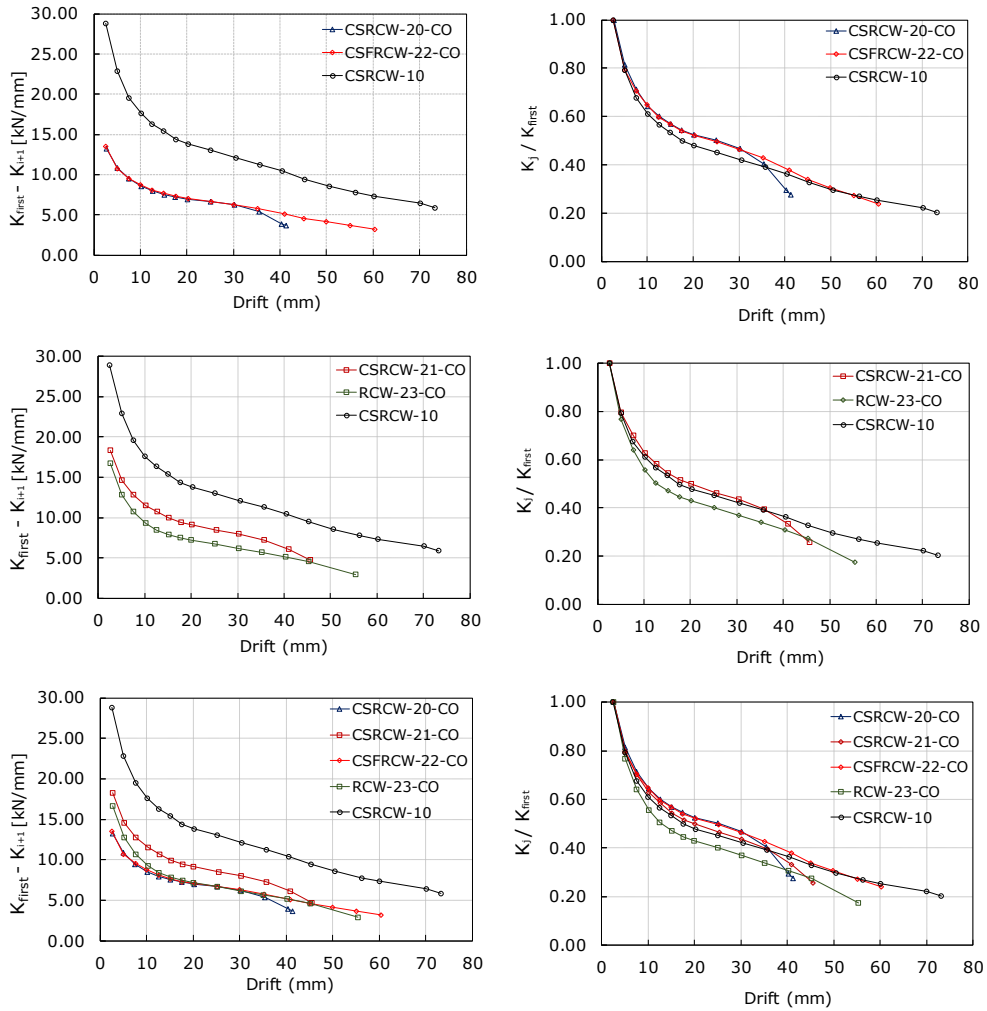


Fig. 5.4 Degradarea rigidității laterale a pereților structurali

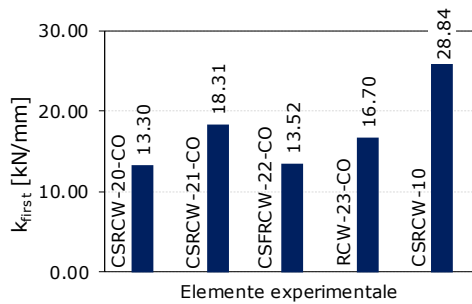


Fig. 5.5 Rigiditatea inițială K_{first} a elementelor experimentale

5.4 Analiza deformațiilor specifice

Pentru a monitoriza comportarea elementelor experimentale, în anumite puncte specifice, au fost montate timbre tensometrice, pe suprafața betonului, la nivelul profilelor metalice și a armăturilor, pentru înregistrarea deformațiilor specifice liniare (ϵ) rezultate în urma stării de eforturi.

În Fig. 5.6 și Fig. 5.7 sunt ilustrate diagramele forță orizontală (P) – deformații specifice (ϵ) înregistrate pe armăturile verticale ale montanților și la nivelul profilelor metalice, deasupra nivelului de încastrare, pentru elementele experimentale testate. Pentru a corela diagramele rezultate cu denumirea timbrilor, în anexa A este specificată poziția geometrică a acestora pe suprafața pereților.

Capacitatea de deformare limitată în cazul pereților compoziți CSRCW-20-CO și CSRCW-21-CO a fost indicată și de starea de eforturi concentrate la nivelul profilelor metalice înglobate parțial la extremități, înregistrată prin timbrele tensometrice. Așa cum este ilustrat în Fig. 5.6 până în momentul atingerii pragului de cedare în cazul acestor pereți, alungirile specifice înregistrate nu depășesc semnificativ limita de curgere în oțelul structural, deformațiile având o formă liniară asemenea comportării elastice pe ambele direcții de solicitare. În cazul elementului CSRCW-20-CO deformația specifică maximă înregistrată a fost $\epsilon_s=2,18\%$ iar în cazul CSRCW-21-CO alungirea specifică maximă înregistrată în oțel a fost $\epsilon_s=2,22\%$. În schimb, o diferență vizibilă este înregistrată de elementul CSFRCW-22-CO care prezintă alungiri în oțel peste limita de curgere $\epsilon_s=6,16\%$. Starea de deformații la nivelul profilelor metalice a acestui element a fost mult mai accentuată, acest lucru datorându-se în principal procentului de armare mai redus la nivelul montanților, a căror limită elastică, este inferioară elementelor compozite cu goluri centrale. Datorită riglelor de cuplare care au prezentat o rezistență superioară, ca urmare a deplasării la vârf mai ridicate, baza elementului a fost supusă unei rotiri mai mari, concentrând astfel eforturi mai semnificative de întindere la nivelul oțelului structural și de compresiune în zonele de la extremitățile montanților, în vecinătatea golurilor, unde au avut loc zdrobiri ale betonului comprimat.

Prin urmare, în cazul elementului RCW-23-CO din beton armat, s-au înregistrat deformații plastice în armăturile verticale din colțurile montanților, deasupra zonei de încastrare. Deformațiile maxime înregistrate pe timbrul G6 au fost de $\epsilon_s=39,41\%$ respectiv G5, $\epsilon_s=37,45\%$. Deformații importante la nivelul armăturilor, comparativ cu cele dezvoltate anterior s-au înregistrat la nivelul forțelor orizontale de 172,6 kN (când probabil au în curgere și alte armături verticale) care prezintă aproximativ aceeași mărime, cu cele corespunzătoare limitei elastice a elementului determinate în Tab. 5.1.

În mod asemănător, așa cum este ilustrat în Fig. 5.6 elementul CSRCW-10 cu secțiunea plină înregistrează pe timbrul G1 deformația maximă în oțel $\epsilon_s=34,46\%$ respectiv la extremitatea opusă, pe timbrul G2 $\epsilon_s=31,60\%$. Deformațiile plastice semnificative la nivelul profilelor metalice, sunt observate la nivelul forței orizontale, de 416,20 kN ($\Delta=40,41$ mm) pe direcția negativă de încărcare, când pe timbrul G1 se înregistrează o creștere spontană a deformațiilor, liniar de la $\epsilon_s=6,67\%$ la 11,43%. Identic, pe direcția pozitivă, se înregistrează în partea opusă pe timbrul G2, la nivelul forței orizontale de 414,80 kN deformații plastice liniare care prezintă o creștere bruscă de la $\epsilon_s=4,93\%$ la 15,32%. În acest context, înregistrându-se deformații plastice la nivelul oțelului structural, conexiunea oțel-beton propusă (prin intermediul conectorilor metalici) a asigurat cu succes transferul eforturilor de la interfața celor două materiale.

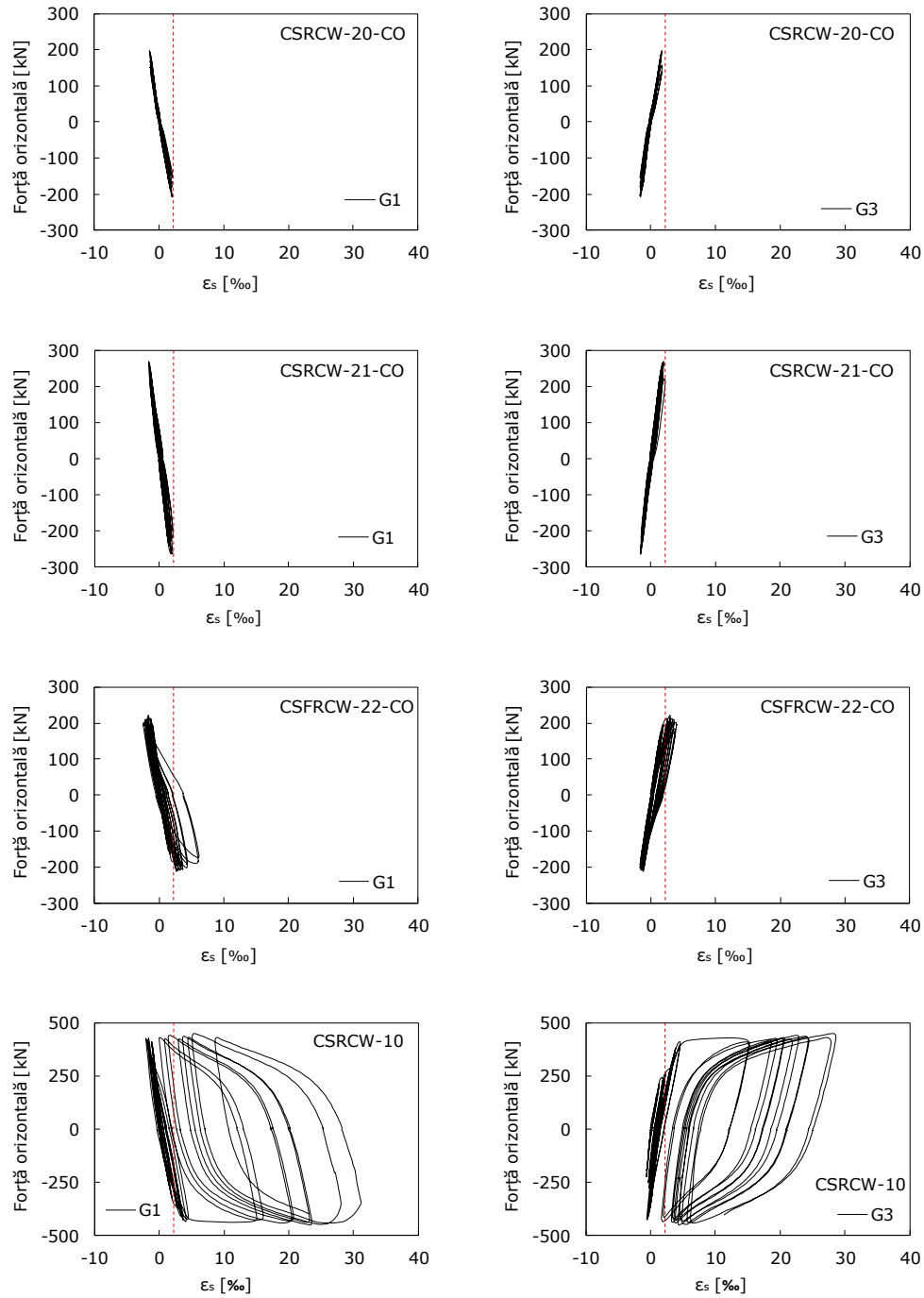


Fig. 5.6 Deformații specifice înregistrate la nivelul profilelor metalice - pereți compoziți

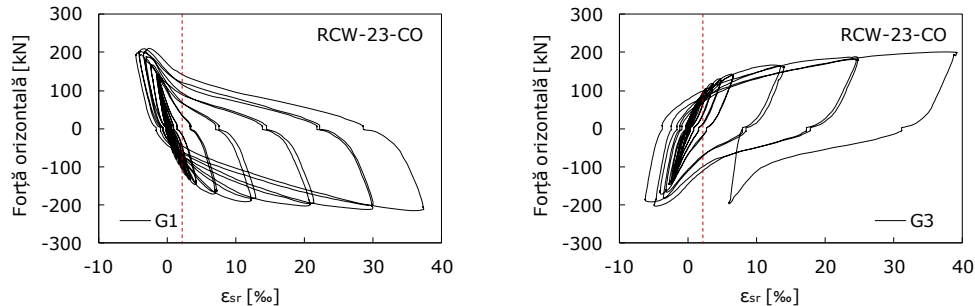


Fig. 5.7 Deformațiile specifice înregistrate pe armături - RCW-23-CO deasupra nivelului de încastrare a elementului

5.5 Analiza capacității portante

În general, în procesul de proiectare a structurilor, prin capacitatea portantă se exprimă rezistența elementelor structurale la anumite tipuri de solicitări (încovoiere, forfecare, compresiune-întindere) verificarea acestora fiind validată prin raportul cerință/capacitate. În cazul de față, evaluând performanța seismică, forțele orizontale maxime (de vârf) înregistrate pe curba ciclică P_{max} definesc capacitatea portantă a elementelor la acțiuni orizontale. Totodată, raportându-ne la nivel de structură, aceste forțe înregistrate reprezintă forța tăietoare de bază de la nivelul încastrării.

În Tab. 5.1 sunt precizate valori caracteristice pentru forțele orizontale corespunzătoare: apariției primelor fisuri P_{Cr} , limitei elastice P_y , punctului de cedare $P_{85\%}$, ce caracterizează răspunsul ciclic al elementelor. Este de menționat faptul că primele fisuri, au fost observate pe suprafața elementelor, în cadrul primului ciclu de încărcare corespunzător deplasării la vârf de $\Delta=2,50$ mm. Forțele orizontale asociate acestor deplasări sunt aproximativ aceleași pentru elementele CSRCW-20-CO și CSFRCW-22-CO. În cazul elementelor CSRCW-21-CO și RCW-23-CO o diferență a capacității de 9.63% este evaluată încă din primul ciclu de încărcare. În schimb, elementul CSRCW-10 cu secțiunea plină, prezintă la nivelul acestei deplasări o rezistență de aproximativ două ori mai ridicată, față de elementele cu goluri centrale.

Pentru a evalua capacitatea de deformare plastică a elementelor experimentale, limita elastică necesită a fi stabilită pe curba de comportare a acestora. În literatură sunt propuse diferite abordări pentru stabilirea limitei elastice: fie prin înregistrarea primelor deformații plastice în elementele componente ale elementelor structurale (curgerea armăturilor; zdrobirea betonului, etc.), prin biliniarizarea curbei de comportare, echivalând ariile rezultate între curba de comportare și cea idealizată sau prin determinarea pantei curbei idealizate considerând un punct pe curba de comportare corespunzător $0.75P_{max}$ [133].

Tab. 5.1 Valoarea forțelor orizontale la diferite niveluri ale deplasărilor

Element	Direcție încărcare	Prima fisură		Limita elastică		Stadiul limită		Cedere	
		P_{cr} [kN]	Δ_{cr} [mm]	P_y [kN]	Δ_y [mm]	P_{max} [kN]	Δ_{max} [mm]	$P_{85\%}$ [kN]	$\Delta_{85\%}$ [mm]
CSRCW-20-CO	Pozitiv	36,80	2,67	165,48	24,63	186,30	35,31	150,70	40,37
	Negativ	33,81	2,64	174,56	26,96	195,70	35,70	152,10	42,28
	Media	35,30	2,66	170,02	25,79	191,00	35,50	151,40	41,33
CSRCW-21-CO	Pozitiv	49,00	2,67	226,52	27,03	261,50	35,30	217,20	45,59
	Negativ	46,60	2,55	223,57	27,20	257,00	36,24	213,10	45,55
	Media	47,80	2,61	225,05	27,11	259,25	35,77	215,15	45,57
CSFRCW-22-CO	Pozitiv	37,81	2,56	186,92	28,20	214,80	41,78	194,30	60,47
	Negativ	32,21	2,62	183,95	30,23	204,81	40,11	196,41	60,33
	Media	35,01	2,59	185,43	29,21	209,80	40,95	195,36	60,40
RCW-23-CO	Pozitiv	44,80	2,71	177,85	28,11	207,20	40,48	206,50	45,02
	Negativ	42,40	2,51	179,55	27,89	207,20	40,10	209,00	45,42
	Media	43,60	2,61	178,70	28,00	207,20	40,29	207,75	45,22
CSRCW-10	Pozitiv	76,20	2,52	357,36	28,42	446,10	68,78	436,80	73,23
	Negativ	68,60	2,50	362,68	30,20	456,50	71,50	423,58	73,35
	Media	72,40	2,51	360,02	29,31	451,30	70,14	430,19	73,29

Stabilirea cu exactitate a limitei elastice este foarte importantă, pentru evaluarea cât mai precisă a ductilității. Metodele precizate în Fig. 5.8 au fost integrate în cazul de față pentru a stabili limita elastică pentru fiecare element experimental. În timpul testelor, pe timbrele tensometrice, au fost înregistrate valori ale deformațiilor specifice corespunzătoare punctului de intrare în domeniul plastic al oțelului, la nivelul armăturilor și a profilelor metalice înglobate la extremități. Așadar, forțele orizontale capabile, corespunzătoare limitei elastice evaluate în urma biliniarizării curbilor de comportare a elementelor experimentale, au fost corelate cu forțele orizontale corespunzătoare înregistrării primelor deformații plastice la nivel de material. În Fig. 5.9 sunt specificate valorile forțelor orizontale corespunzătoare punctului de curgere în oțel, pe direcția negativă de încărcare, ale elementelor CSFRCW-22-CO respectiv CSRCW-10. Pentru aceste elemente, conform Tab. 5.1 se poate observa că rezultatele sunt similare, cu o abatere de aproximativ 2..3%.

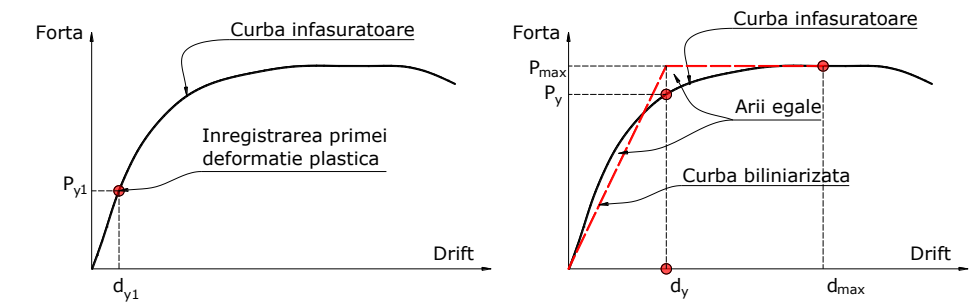


Fig. 5.8 Modul de stabilire a limitei elastice [133]

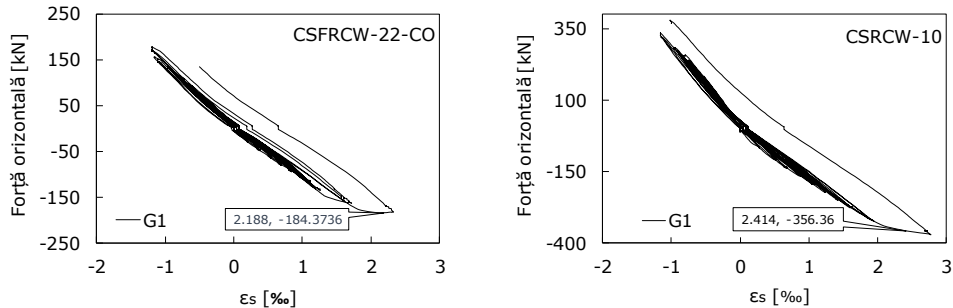


Fig. 5.9 Inițierea curgerii la nivelul profilelor metalice

În Fig. 5.10 sunt prezentate comparativ forțele orizontale maxime înregistrate de elementele experimentale. Deoarece majoritatea elementelor cu goluri centrale prezintă pragul maxim al capacității portante, la nivelul deplasării relative de nivel de $\approx \Delta = 40$ mm, pentru compararea rezultatelor, în cazul elementului CSRCW-10, s-au reprezentat grafic, două valori ale forțelor orizontale capabile, corespunzătoare ciclului de încărcare înainte cedării elementului, respectiv forța orizontală capabilă de 423.55 kN rezultată la nivelul deplasării relative de nivel precizate anterior pentru elementele cu goluri.

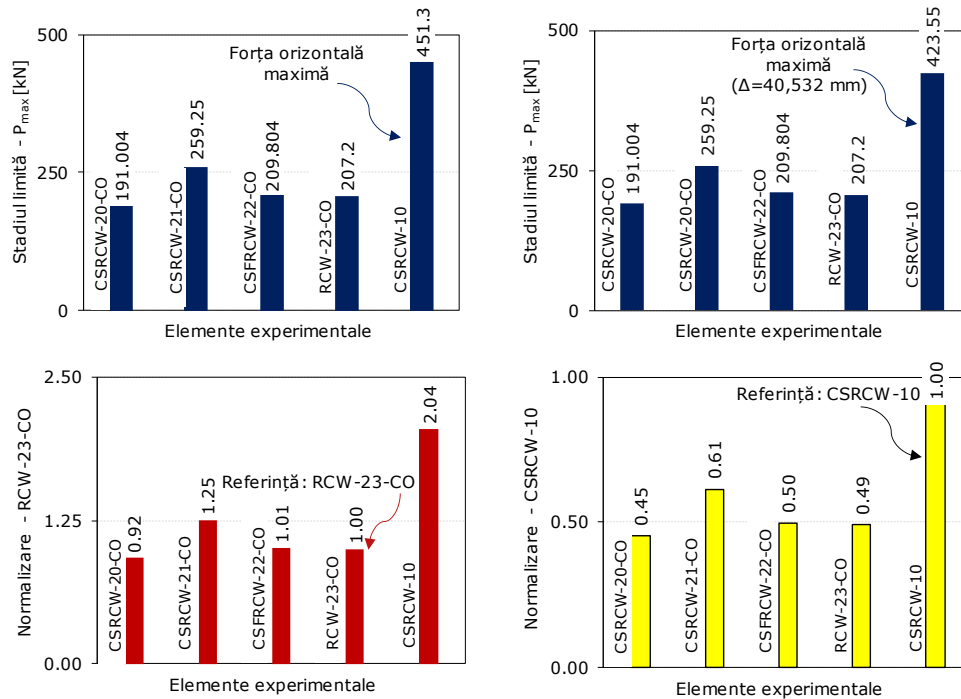


Fig. 5.10 Analiza forțelor orizontale maxime dezvoltate de elemente

În timpul unui cutremur elementele structurale sunt supuse ciclurilor de solicitări alternante care pe anumite intervale prezintă aceeași amplitudine în timp. Comportarea neliniară a elementelor este dependentă de amplitudinea deformațiilor cumulative dezvoltate în timp, astfel încât între ciclurile repetitive, acestea pot să prezinte o degradare semnificativă a rezistenței. Nivelul degradării de capacitate a elementelor structurale, între ciclurile primare (C1) și secundare (C2) efectuate în timpul testelor, s-a evaluat prin intermediul coeficientului $\lambda = F_{C2}/F_{C1}$, care exprimă raportul dintre forța orizontală capabilă dezvoltată în ciclul secundar F_{C2} de încărcare și cea din ciclul primar F_{C1} . Așadar, degradarea de capacitate s-a evaluat pentru fiecare direcție în parte, efectuându-se media aritmetică între rezultatele astfel obținute, iar pentru compararea rezultatelor, s-a trasat curba înfășurătoare la nivelul driftului: 1-10-20-30-40 ș.a.m.d. diagramele fiind reprezentate în Fig. 5.11.

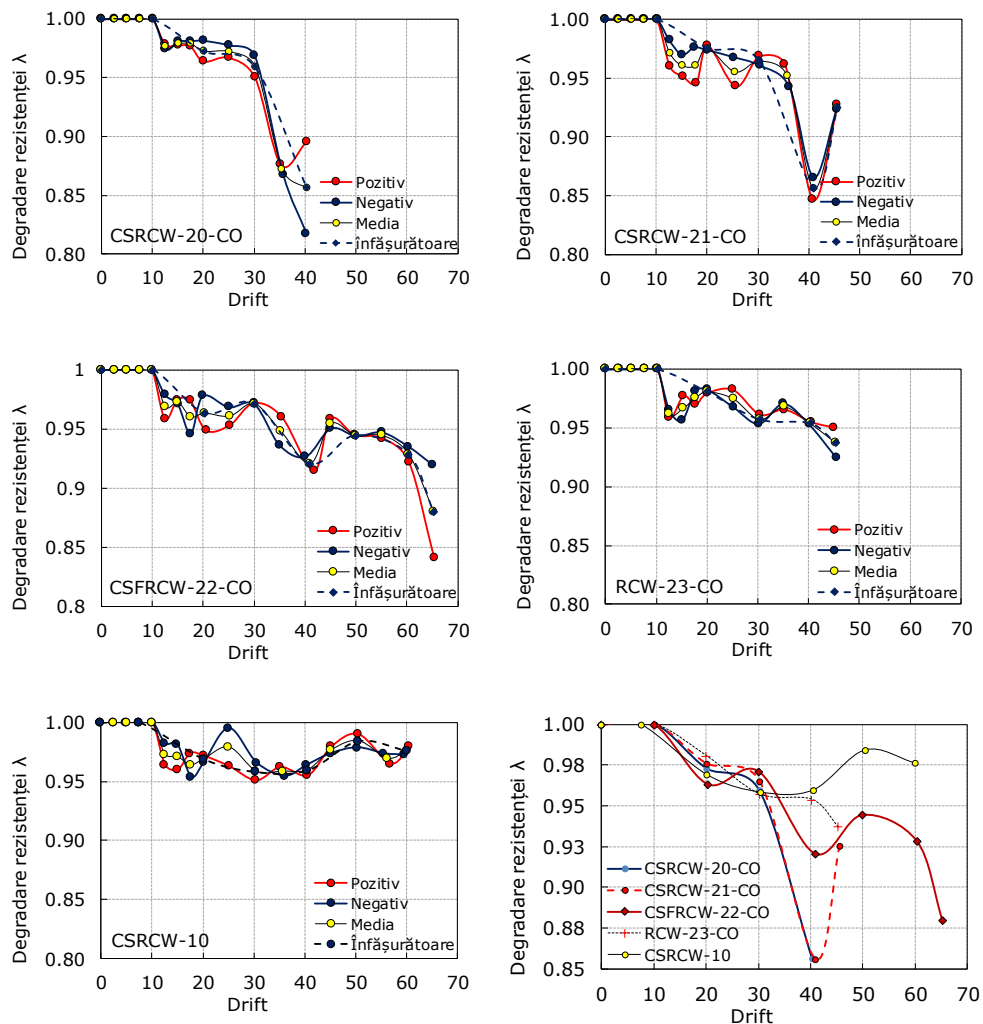


Fig. 5.11 Degradarea rezistenței λ , C2 față de C1

5.6 Analiza ductilității elementelor

Elementele structurale pot fi dimensionate astfel încât sub acțiunea unui cutremur să dezvolte o comportare slab disipativă în domeniul elastic, sau pot fi înzestrate cu o capacitate înaltă de deformare plastică, astfel încât energia seismică indusă în structură, să fie disipată prin apariția articulațiilor plastice și acceptarea unui nivel controlat al degradărilor structurale. Nivelul acestor degradări depinde în mare măsură de raportul dintre rezistența și ductilitatea cu care sunt înzestrate elementele structurale. Așadar, dacă elementele sunt dimensionate încât sub efectul solicitărilor să prezinte o comportare elastică, degradările vor fi limitate, iar elementele pot să prezinte un nivel redus al ductilității. În schimb, dacă elementele sunt dimensionate din condiții de ductilitate, acestea pot să prezinte o capacitate de rezistență mai redusă, însă necesită a fi alcătuite și dimensionate astfel încât sub efectul ciclic al încărcărilor exterioare, să dezvolte o comportare ductilă, fără ca ele să cedeze fragil. În caz contrar acestea necesită a fi dimensionate din condiția de rezistență.

În acest context, acest raport între rezistența și ductilitatea elementelor structurale este evaluat în general prin intermediul factorului de ductilitate μ , sub denumirea în literatură de factor de comportare [134]. Prin intermediul factorului de comportare, se poate aprecia nivelul ductilității elementelor structurale și suparezistența acestora față de limita elastică, funcție de modul de alcătuire constructiv. În majoritatea studiilor de cercetare ductilitatea elementelor este evaluată funcție de capacitatea de deformare ca raport între deplasări [132]. Cu alte cuvinte, factorul de ductilitate este definit prin raportul dintre deplasarea ultimă Δ_u corespunzătoare cedării elementului și deplasarea corespunzătoare limitei elastice Δ_y . În Tab. 5.2 sunt precizați factorii de ductilitate evaluați în cazul elementelor experimentale, pe fiecare direcție de încărcare.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{Rel. 5.1})$$

Rel. 5.1 Factorul de ductilitate evaluat ca raport între deplasări unde:

Δ_y – deplasarea corespunzătoare limitei elastice

Δ_u – deplasarea corespunzătoare cedării elementului structural

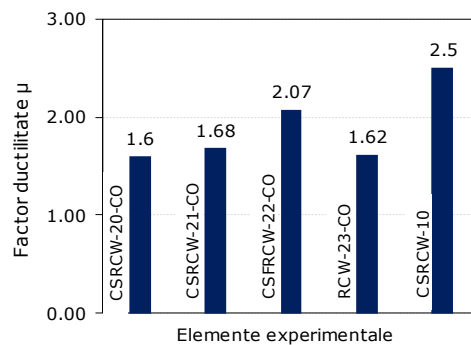


Fig. 5.12 Coeficientul de ductilitate evaluat de elementele experimentale

Tab. 5.2 Valoarea factorilor de ductilitate

Element	Direcție încărcare	Limita elastică	Cedare	Ductilitate
		Δ_y [mm]	$\Delta_{85\%}$ [mm]	$\mu = \Delta_y / \Delta_{85\%}$
CSRCW-20-CO	Pozitiv	24,63	40,37	1,64
	Negativ	26,96	42,28	1,57
	Media	25,79	41,33	1,60
CSRCW-21-CO	Pozitiv	27,03	45,59	1,69
	Negativ	27,20	45,55	1,67
	Media	27,11	45,57	1,68
CSFRCW-22-CO	Pozitiv	28,20	60,47	2,14
	Negativ	30,23	60,33	2,00
	Media	29,21	60,40	2,07
RCW-23-CO	Pozitiv	28,11	45,02	1,60
	Negativ	27,89	45,42	1,63
	Media	28,00	45,22	1,62
CSRCW-10	Pozitiv	28,42	73,23	2,58
	Negativ	30,20	73,35	2,43
	Media	29,31	73,29	2,50

Comportarea ciclică a pereților cu goluri centrale a fost influențată semnificativ de capacitatea de deformare a riglelor de cuplare. În cazul elementelor cu goluri centrale, factorii de ductilitate rezultați sunt cuprinși în intervalul $\mu=1,60..1,68$ cu excepția elementului CSFRCW-22-CO a cărui beton a fost armat dispers cu fibre metalice, dezvoltând un factor de ductilitate $\mu=2,07$, practic cu un nivel de 25% mai ridicat (ca valoare medie, pe ambele direcții de solicitare ciclică). În acest context, dimensionarea pereților cuplați cu configurații structurale asemănătoare, necesită a fi efectuată din condiții de rezistență, elementele dezvoltând o comportare slab disipativă dictată de capacitatea de rotire a grinzilor de cuplare. Peretele compozit cu secțiunea plină CSRCW-10 la starea limită ultimă îndeplinește cerințele din normativele de proiectare antisismică [134] astfel încât prezintă capacitatea de deformare de peste 2,50% raportată la înălțimea de nivel considerată (2800mm dintre captorii de deplasare D1-D2).

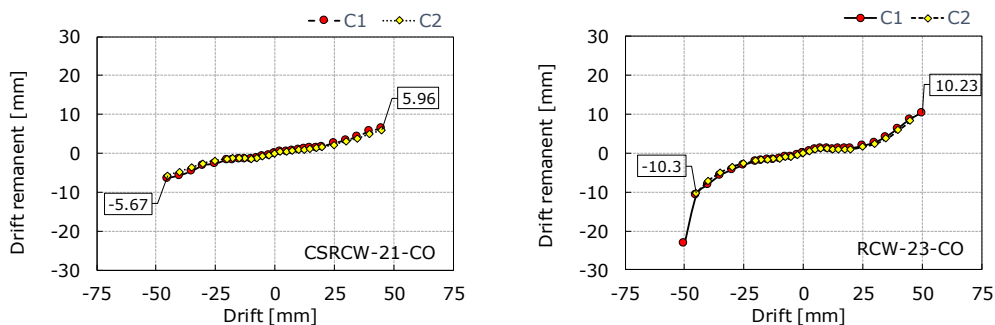


Fig. 5.13 Drift remanent - cedare a elementelor CSRCW-21-CO și RCW-23-CO

5.7 Analiza stării de fisurare

Fisurile observate pe suprafața elementelor experimentale au fost marcate și fotografiate, astfel încât poziția lor geometrică a fost reprodusă ulterior pentru analiza acestora. Pe lângă curbele ciclice înregistrate în timpul testelor care prezintă informații despre modul de comportare, starea de fisurare dezvoltată de elemente prezintă informații relevante asupra distribuției interne de eforturi.

În cadrul Fig. 5.14 - Fig. 5.17 este ilustrată distribuția de fisuri observată pe suprafața elementelor experimentale la nivelul deplasării relative de nivel înregistrate pe intervalul $\Delta=5,00 - 40,00$ mm și în momentul cedării. În figurile respective, zonele hașurate complet reprezintă degradări ale stratului de acoperire cu beton a armăturilor. Pentru a diferenția distribuția de fisuri pe fiecare direcție de încărcare în parte, acestea au fost reprezentate utilizând culori diferite pe suprafața elementelor.

Peretele compozit CSRCW-10 prezintă o comportare asemănătoare unei console verticale, primele fisuri fiind orizontale dezvoltate la extremități din solicitarea de încovoiere, iar ulterior în cadrul ciclurilor superioare de încărcare, fisuri înclinate asociate forței tăietoare extinse dincolo de axul central al elementului sunt observate. Comparativ, în cazul elementelor cu goluri centrale, la nivelul deplasării de $\Delta=5,00$ mm starea de fisurare este aproximativ aceeași, majoritatea fisurilor fiind concentrate în colțurile riglelor de cuplare. La nivelul elementului din beton armat RCW-23-CO fisuri grupate inițiate la extremitățile montanților sunt vizibile încă de la nivelul acestui ciclu de încărcare. Când deplasarea atinge $\Delta=10,00$ mm elementele compozite sunt intersectate de fisuri diagonale asociate solicitării de tăiere la nivelul riglelor de cuplare și de fisuri orizontale pe înălțimea montanților inițiate la interfața oțel-beton. De asemenea, distanța pe verticală între fisuri, este aproximativ identică cu distanța dintre conectorii sudați pe profilele metalice. O stare de fisurare mult mai pronunțată în cazul elementului RCW-23-CO este înregistrată la nivelul montanților, ca urmare a eforturilor axiale de întindere și a procentelor de armare longitudinale mai reduse. Distribuția de fisuri este aproximativ simetrică pe suprafața pereților.

La nivelul deplasării de $\Delta=20,00$ mm datorită fibrelor metalice înglobate în beton, elementul CSFRCW-22-CO prezintă un grad mai redus al distribuției de fisuri comparativ cu a celorlalte elemente. În cazul elementului din beton armat RCW-23-CO, fisurile de la baza montanților traversează întreaga lățime a acestora. La nivelul deplasării de $\Delta=40,00$ mm elementele ating starea de fisurare maximă, riglele de cuplare a elementelor CSRCW-20-CO și CSRCW-21-CO prezintă un nivel avansat al degradărilor, fisuri diagonale cu caracter remanent, exfolieri și zdrobiri ale betonului în colțurile acestora. În schimb, în cazul elementelor CSFRCW-22-CO și RCW-23-CO sunt observate doar ușoare zdrobiri ale betonului la nivelul riglelor de cuplare în colțuri. În Fig. 5.17 se pot observa fisurile diagonale principale la nivelul riglelor de cuplare, după care s-a produs cedarea riglelor de cuplare, cu excepția elementului CSFRCW-22-CO, a cărui rigle prezintă un mod de cedare combinat, prin lunecarea secțiunii de beton la fața montanților și dezvoltarea fisurilor diagonale.

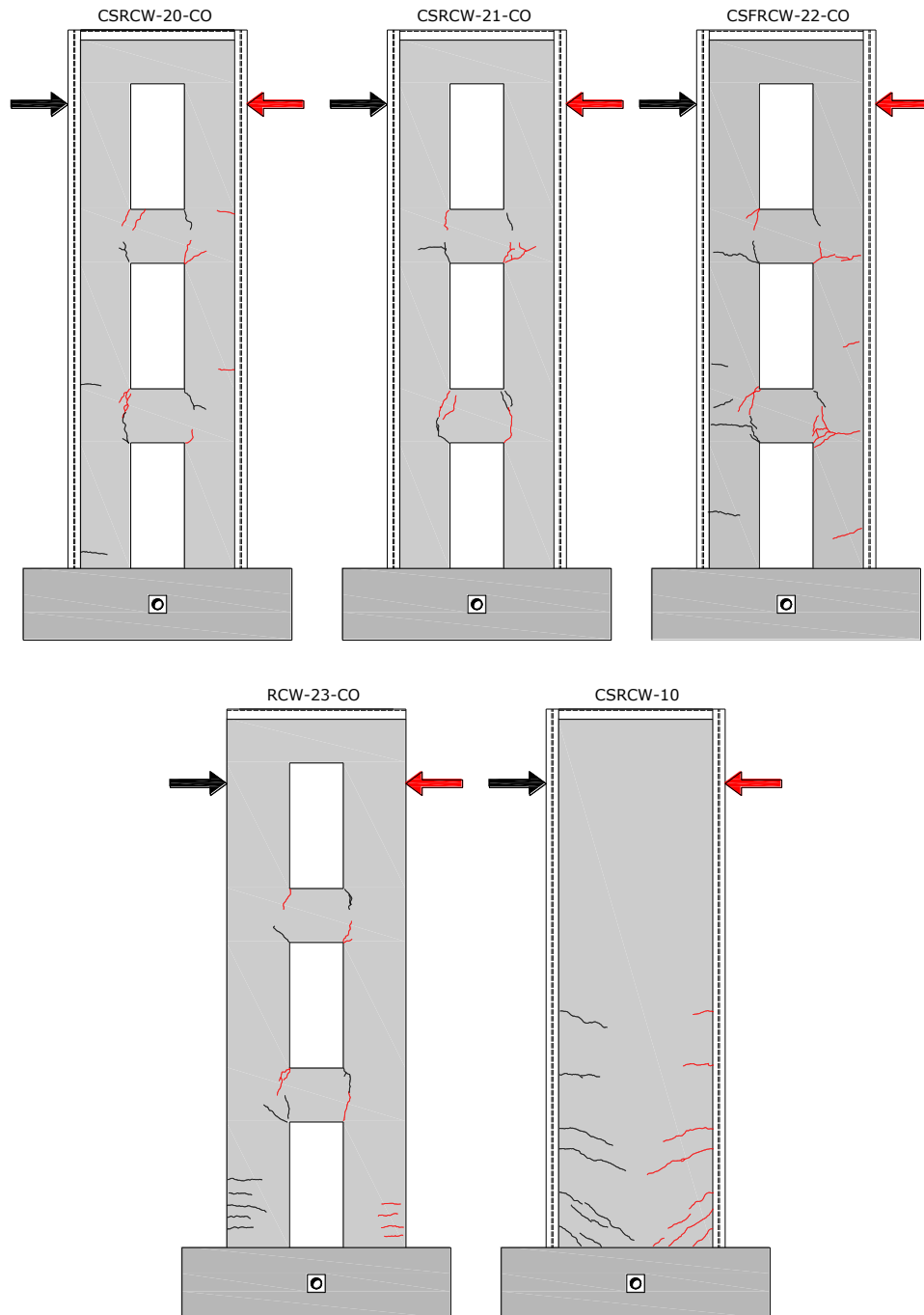


Fig. 5.14 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 5 mm

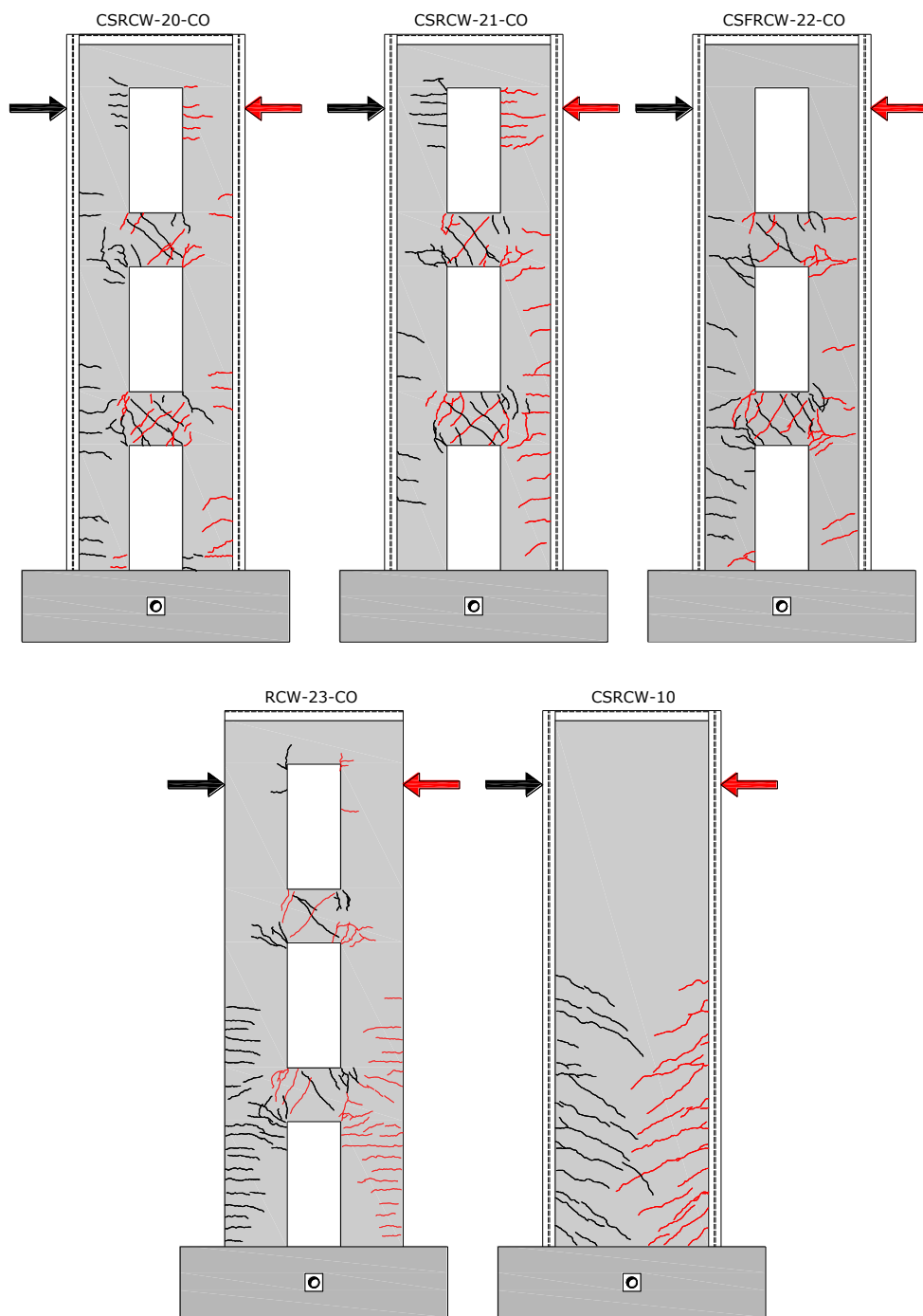


Fig. 5.15 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 10 mm

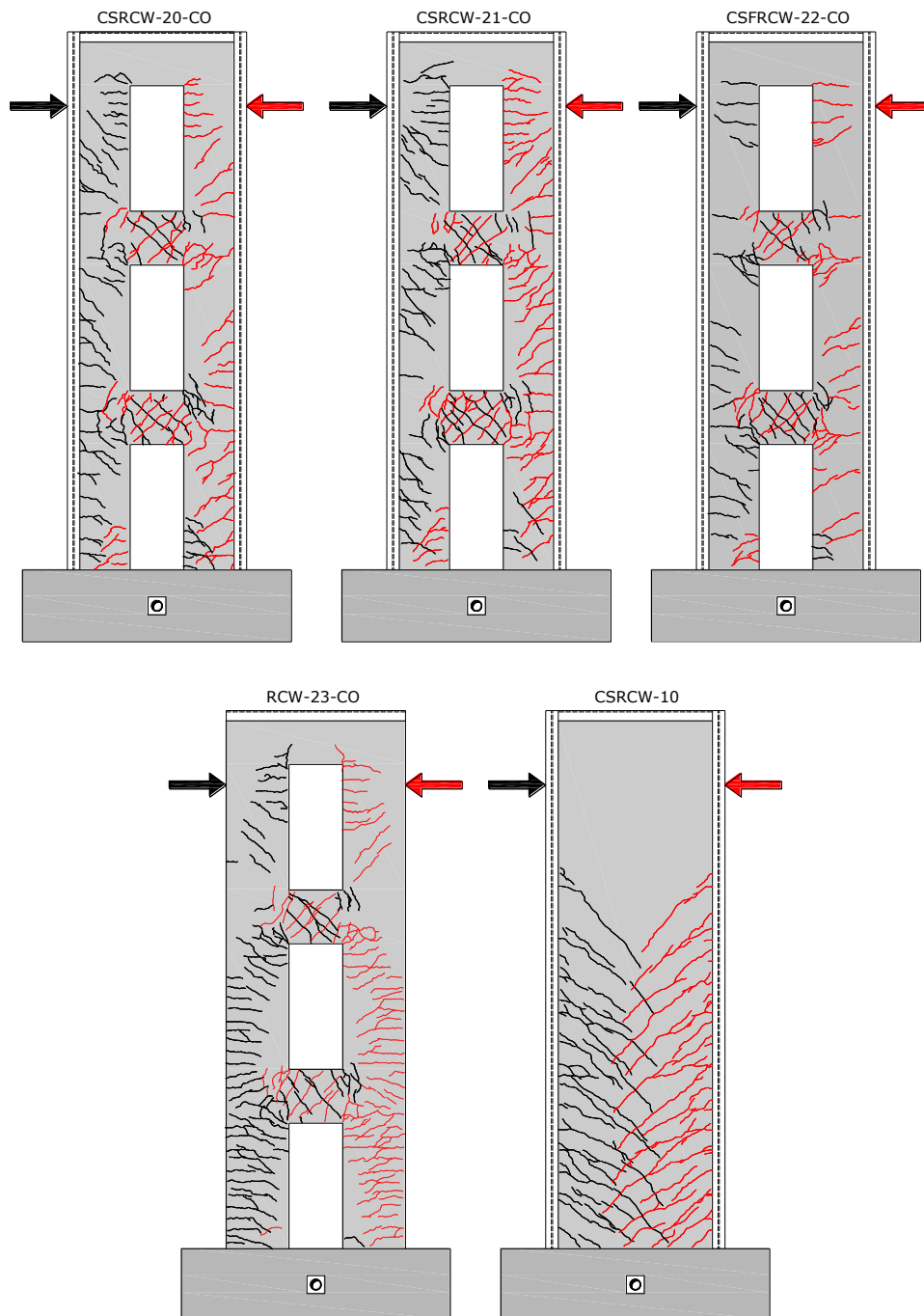


Fig. 5.16 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 20 mm

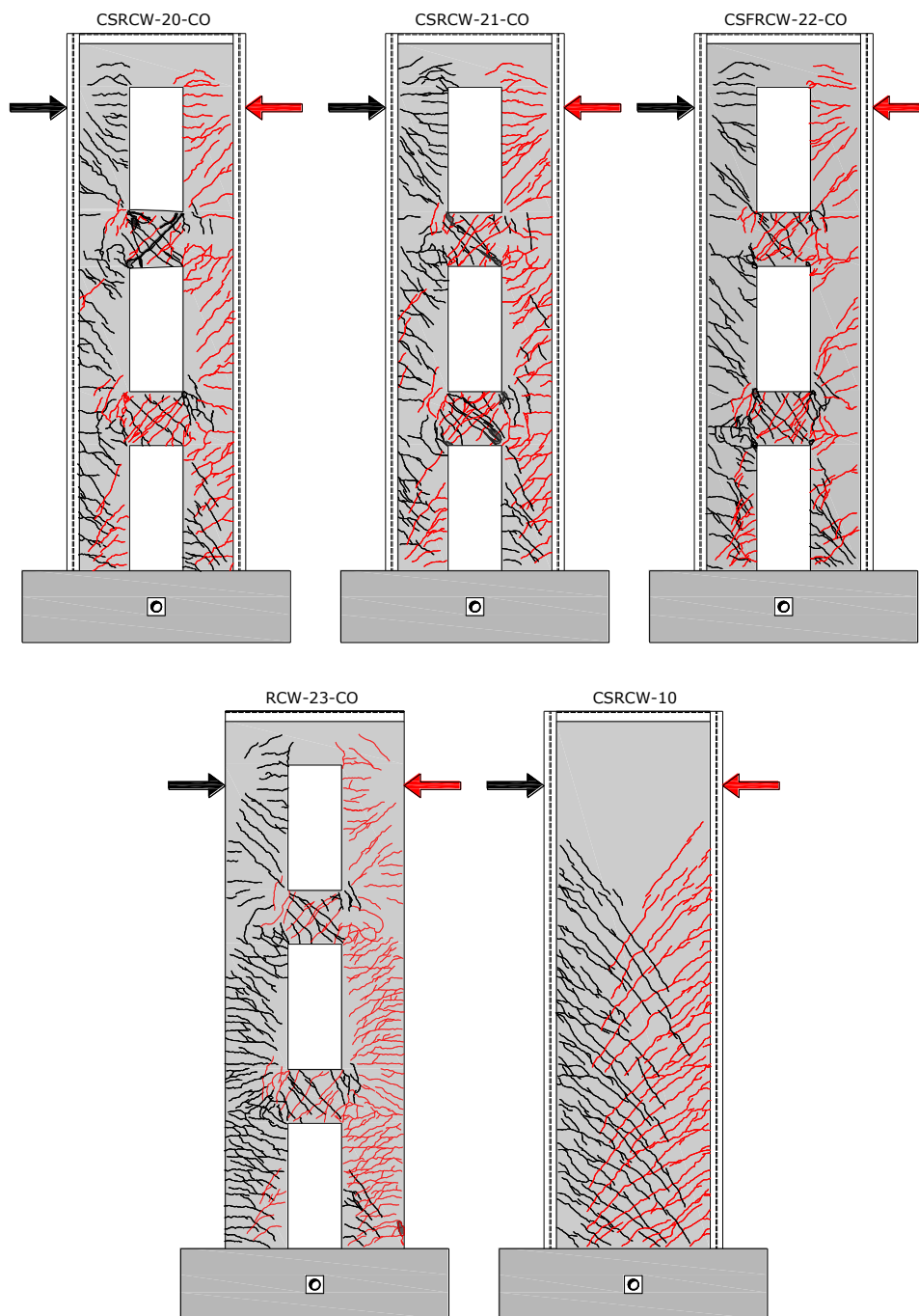


Fig. 5.17 Starea de fisurare la nivelul deplasării de 40 mm

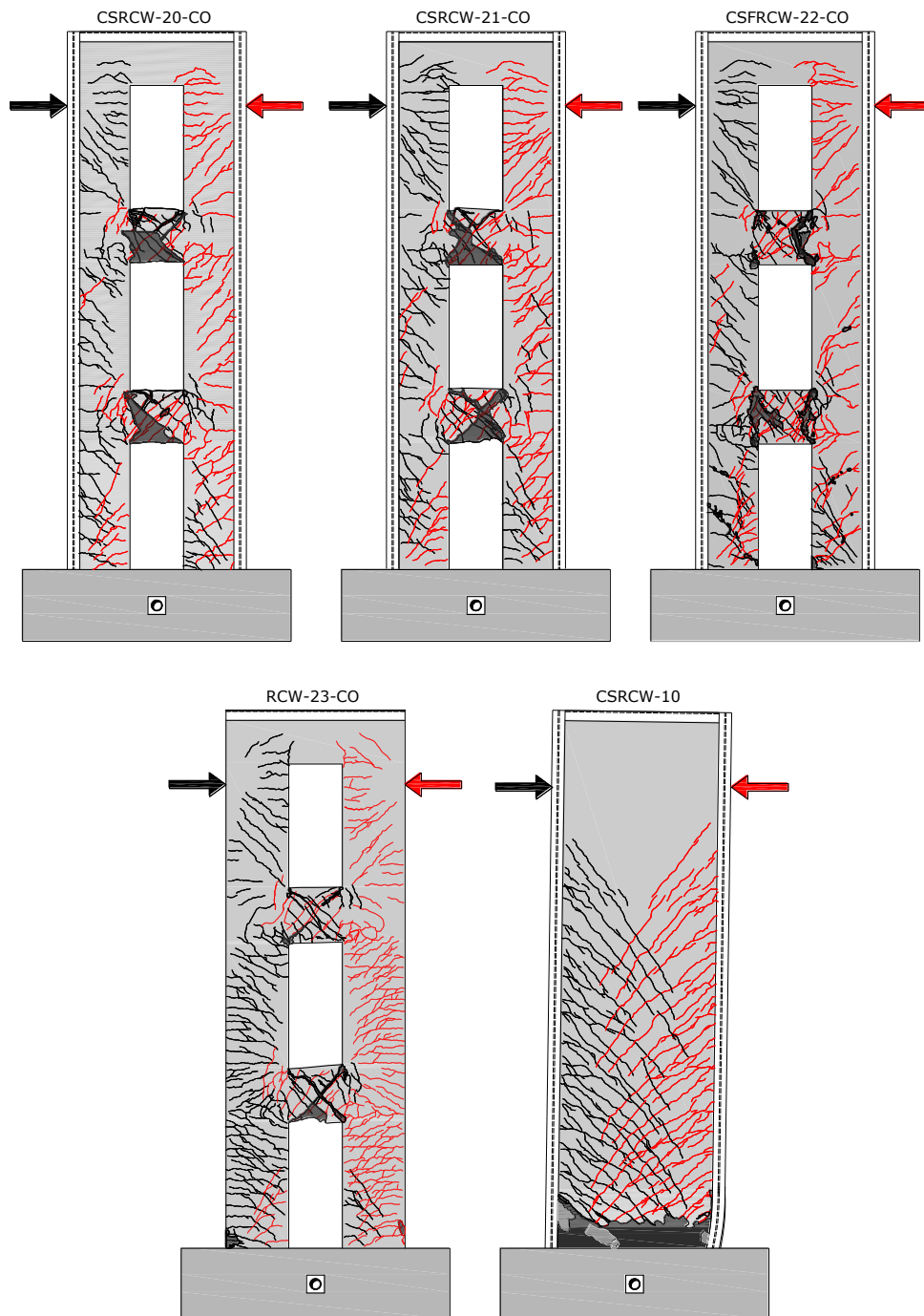


Fig. 5.18 Starea de fisurare în momentul cedării elementelor

5.8 Analiza modurilor de cedare

Modul de cedare a peretelui compozit CSRCW-20-CO a fost unul fragil, concentrat la nivelul riglelor de cuplare orizontale. Până la atingerea capacității de vârf, riglele au fost intersectate de o rețea de fisuri înclinate orientate după diagonalele principale ale grinzilor și de zdrobiri ale betonului în zonele de colț. În pași superiori ale deplasării orizontale, suprafața riglelor a fost divizată în două triunghiuri simetrice, ca urmare a inițierii fisurilor diagonale cu deschideri semnificative remanente, cauzate în principal de curgerea etrierilor verticali sub acțiunea forței tăietoare (diagonala întinsă). După acest nivel, stratul de acoperire cu beton al armăturilor s-a desprins de pe suprafața riglelor de cuplare, cauzând cedarea bruscă și o decădere pe curba ciclică, a capacității portante a elementului testat așa cum este ilustrat în Fig. 5.19. Nu au fost observate zdrobiri ale betonului comprimat la baza montanților în vecinătatea golurilor centrale sau desprinderi ale profilelor metalice de panoul din beton armat. Conexiunea oțel beton a fost asigurată cu succes pe toată durata testelor.

În mod asemănător, a fost înregistrat și modul de cedare al peretelui compozit CSRCW-21-CO, cauzat de cedarea fragilă a riglelor de cuplare sub acțiunea forței tăietoare. În Fig. 5.20 sunt prezentate detalii ale degradărilor structurale la nivelul elementelor componente. Montanții verticali nu au prezentat degradări semnificative caracterizate de zdrobiri ale betonului în zona comprimată. De asemenea, conexiunea oțel-beton a fost asigurată cu succes pe toată durata testelor, prin intermediul plăcuțelor metalice cu goluri perforate sudate pe interiorul profilelor metalice marginale.



Fig. 5.19 Modul de cedare al peretelui compozit - CSRCW-20-CO



Fig. 5.20 Modul de cedare al peretelui compozit CSRCW-21-CO

În cazul elementului CSFRCW-22-CO modul de cedare, a fost unul ductil. La nivelul riglelor de cuplare, fisurile observate pe suprafața riglelor de cuplare au prezentat o formă mai ramificată, fiind mai dese ca mod de apariție. Zonele cu degradări semnificative au fost înregistrate la extremitățile riglelor, la fața montanților, ca urmare a curgerii armăturilor longitudinale și intersectării fisurilor verticale inițiale din colțuri, cu deschideri accentuate, inițiate din cauza concentratorilor de eforturi.



Fig. 5.21 Detalii ale degradărilor la nivelul elementelor componente a peretelui compozit CSFRCW-22-CO

De asemenea, zdrobiri ale betonului în zonele de colț au fost înregistrate. Zona centrală a riglelor a fost intersectată de fisuri diagonale, însă datorită fibrelor metalice înglobate în beton, modul de cedare asociat forței tăietoare a fost suprimat. În Fig. 5.21 sunt prezentate detalii ale degradărilor elementelor structurale la sfârșitul testului experimental. Profilele metalice, la nivelul încastrării în blocul de fundare, în zona întinsă, au intrat în curgere depășind limita elastică a oțelului din care au fost confecționate, în schimb în zona comprimată, flambajul local nu a fost înregistrat. Așa cum este ilustrat în Fig. 5.21 montanții au prezentat la bază un nivel ridicat al degradării secțiunii de beton, fiind intersectați de fisuri înclinate în zona centrală cu deschideri semnificative și zdrobiri locale ale colțurilor pe interiorul golului central, ca urmare a curgerii armăturilor verticale care bordează golul. Cu toate acestea, comparativ cu ceilalți pereți structurali cu goluri centrale, peretele compozit CSFRCW-22-CO a înregistrat o performanță seismică superioară.



Fig. 5.22 Modul de cedare al peretelui structural RCW-23-CO

În Fig. 5.22 sunt prezentate degradări ale riglelor de cuplare și ale montanților, la nivelul încastrării în grinda de fundare, la sfârșitul testului experimental, în cazul elementului din beton armat RCW-23-CO. Riglele au dezvoltat aceeași comportare și același mod de cedare fragil, asociat forței tăietoare. În lipsa profilelor metalice înglobate în beton la extremități, secțiunea montanților a fost din beton armat convențional. Pe fibra exterioară, la bază, la sfârșitul testului experimental, s-au înregistrat zdrobiri ale betonului comprimat, iar pe fibra interioară, fisuri horizontale care au traversat întreaga secțiune, ca urmare a curgerii armăturilor verticale. Nu au fost înregistrate ruperi ale armăturilor în zona întinsă a montanților. De asemenea, sub efectul redistribuirii eforturilor, montantul comprimat nu a cedat la forfecare.

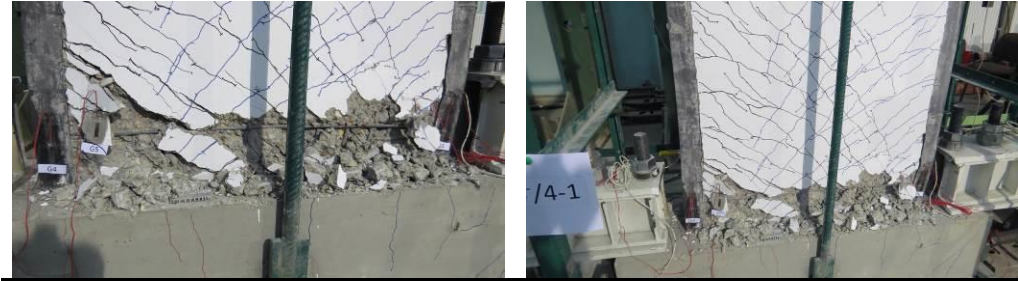


Fig. 5.23 Modul de cedare al peretelui compozit CSRCW-10

Elementul compozit CSRCW-10 a înregistrat o performanță seismică superioară, corelată cu principiul de proiectare, care stipulează ca cedarea să se producă ductil, la încovoiere. Capacitatea la tăiere a peretelui a fost asigurată cu o suprarezistență, fiind asociată momentului capabil al secțiunii transversale. În aceste condiții, cedarea elementului s-a produs prin curgerea armăturii rigide de la extremități, simultan cu zdrobirea betonului comprimat și flambajul local al profilului metalic în zona comprimată așa cum este ilustrat în Fig. 5.23. Conexiunea oțel-beton a fost asigurată cu succes pe toata durata testului, înregistrându-se curgerea profilelor metalice la nivelul încastrării. Nu au fost înregistrate desprinderi ale panoului central din beton armat de profilele metalice marginale. De asemenea, blocul de fundare din beton armat a dezvoltat capacitatea portantă necesară pentru a asigura efectul de încastrare a peretelui pe toata durata testului.

6. MODELĂRI ȘI ANALIZE NUMERICE

6.1 Introducere

În analiza elementelor structurale, pentru determinarea capacității portante și a răspunsului acestora sub efectul încărcărilor, se folosesc în general o serie de metode analitice sau numerice, care funcție de complexitatea problemei, pot genera rezultate mai mult sau mai puțin acoperitoare față de situația reală. Una dintre cele mai avansate și utilizate metode de calcul în acest scop, pentru obținerea răspunsului real al elementelor structurale, este Metoda Elementului Finit (MEF). Metoda prezintă unul dintre cele mai mari avantaje, a analizei stării de eforturi interne pe întreg elementul analizat, în urma stabilirii unor condiții de margine și de echilibru static. Această metodă are la bază o serie de legi și principii fundamentale ale mecanicii, care permite analiza și asocierea modelului real al elementului structural, cu unul matematic, discretizat printr-un număr finit de sub-domenii (elemente finite) interconectate prin noduri sau suprafețe, prin intermediul căruia se obține pe cale numerică răspunsul obiectului analizat. Gradul de precizie, timpul de analiză și acuratețea rezultatelor obținute depind în mare măsură de forma, numărul și dimensiunea acestor elemente finite.

Pentru a simula numeric și a valida răspunsul elementelor analizate în cadrul tezei de doctorat, s-a utilizat programul de analiză numerică avansată ATENA 3D Engineering [135] (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) dezvoltat de Cervenka Consulting. Programul este dedicat în principiu analizei în domeniul nelinier a elementelor din beton armat, având implementate o serie de modele implicite pentru definirea materialelor utilizate. Programul permite modelarea și analiza 3D a elementelor structurale, generând la nivelul fiecărui element finit, în toate cazurile de încărcare definite, starea de eforturi și deformații atât în domeniul elastic cât și post-elastic.

6.2 Modelele numerice analizate

Elementele experimentale au fost concepute și proiectate considerând ca reper un element izolat, perete structural dintr-o clădire multietajată cu 3 niveluri. Modelele numerice abordate, reproduc dimensiunile geometrice ale acestora, modul de alcătuire, condițiile de margine și modul de încărcare ale acestora. Pereții au fost modelați în întregime, pentru a genera starea de eforturi unitare pe întreg ansamblul. În acest fel, sunt eliminate eventuale inexactități sau incertitudini legate de modelare. În Fig. 6.1 sunt ilustrate modelele numerice generate în cazul pereților cu goluri și a peretelui compozit cu secțiunea plină pentru a cuprinde întreaga matrice de elemente experimentale (perete din beton armat convențional cu goluri centrale, perete compozit oțel-beton cu goluri centrale respectiv perete compozit oțel-beton cu secțiunea din beton armat plină). Diferite abordări au fost utilizate din prisma alcătuirii, la nivelul conexiunii dintre profilele metalice și beton, la nivelul legilor de materiale constitutive respectiv a modului de armare.

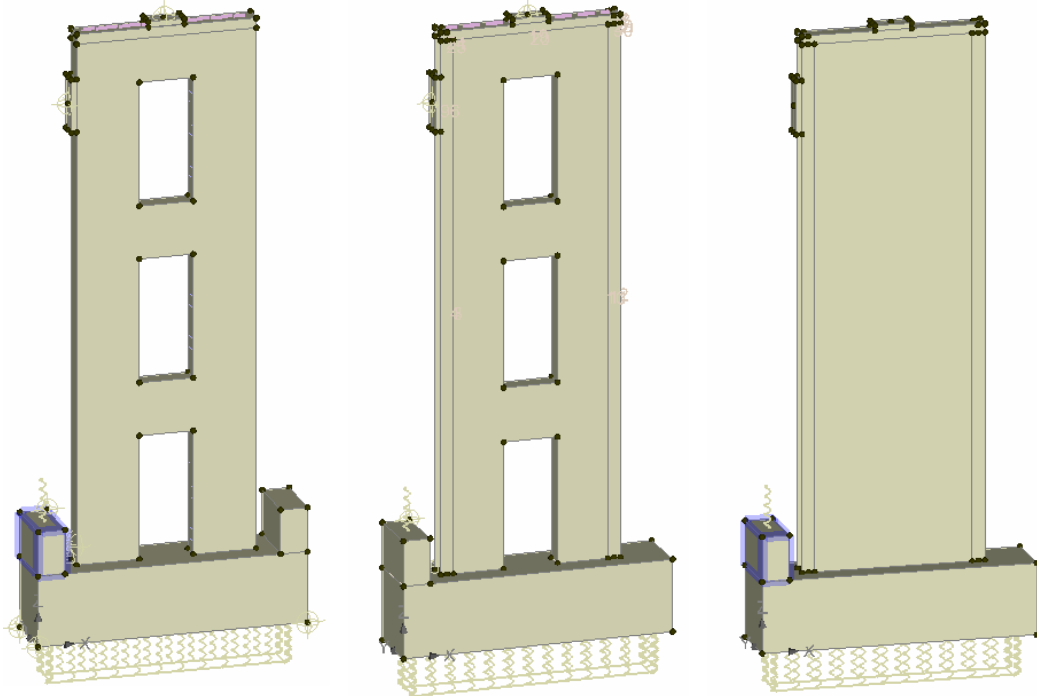


Fig. 6.1 Forma tridimensională a pereților studiați: cu goluri centrale și cu secțiunea plină

În timpul testelor, pereții au fost simplu rezemați pe fundația standului experimental a laboratorului, iar blocul de fundare în care aceștia au fost ancați a fost fixat la extremități prin intermediul unor buloane de ancoraj a unor piese metalice secundare și a unor grinzi metalice rigide. Acest ansamblu de fixare a bazei pereților, a împiedecat cu succes translațiile pe orizontală și verticală a bazei pereților generând astfel efectul de încastrare în timpul testelor. Astfel, numeric, rigiditatea ansamblului compus din buloanele de ancoraj și elementele metalice care a fixat blocul de fundare a pereților experimentali la partea superioară, a fost modelată prin intermediul unui resort concentrat (spring), iar rigiditatea platformei laboratorului la nivelul standului experimental, prin intermediul căruia au fost

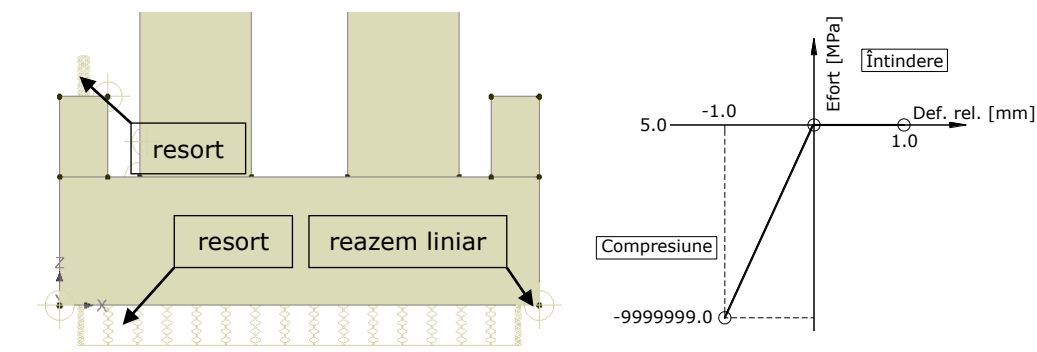


Fig. 6.2 Modul de asigurare a rezemării pereților la bază

împiedicate translațiile pe verticală a bazei pereților, prin intermediul unui resort de suprafață căruia i-au fost atribuite o rigiditate infinită la eforturi de compresiune și aproximativ zero în caz contrar, la cele de întindere, așa cum este ilustrat în Fig. 6.2. Translațiile pe orizontală, pe direcția de aplicare a forțelor orizontale, au fost împiedicate prin atribuirea unui reazem liniar atașat pe grosimea blocului de fundare. Încărcarea orizontală și cea verticală, generată de presele hidraulice la nivelul elementelor experimentale, au fost definite ca încărcări concentrate aplicate prin intermediul unor platbenzi metalice (piese de încărcare) care au avut rolul de a distribui încărcarea și a uniformiza starea de eforturi locală pe element. În acest context au fost evitate o serie de erori privind convergența calcului numeric. Pieselor de încărcare le-au fost atribuite un material cu o comportare perfect elastică, fiind perfect conectate de elementele componente ale pereților (profile metalice).

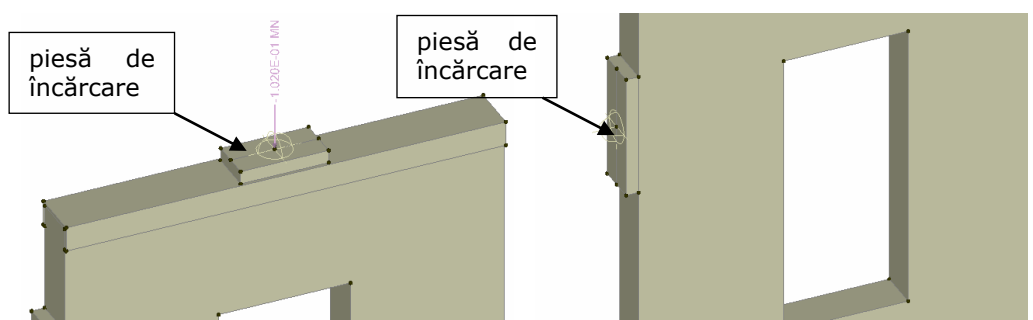


Fig. 6.3 Modul de aplicare a încărcării verticale și orizontale la nivelul elementelor

La discretizarea elementelor de volum s-au utilizat o serie de elemente finite existente în librăria programului de analiză numerică, 3D izoparametrice, quadratice, de tip solid „tetrahedral elements” CCIsoTetra, care prezintă o formă piramidală cu 4, până la 10 noduri echivalente. Dimensiunea acestor elemente finite a fost de 10 cm în cazul macroelementului care prezintă panoul central din beton armat și 5 cm în cazul elementelor din oțel (profile metalice). Aceste dimensiuni au fost alese din raționamente precum reducerea timpului și volumului necesar pentru analiza numerică. În cazul armăturilor verticale și orizontale, elemente finite liniare de tip „truss” (CCIsoTruss) au fost utilizate. Aceste elemente finite dispun de două noduri de integrare numerică, fiind adecvate pentru elemente sollicitate uniaxial, precum barele de armătură, în cazuri de analiză 2D sau 3D.

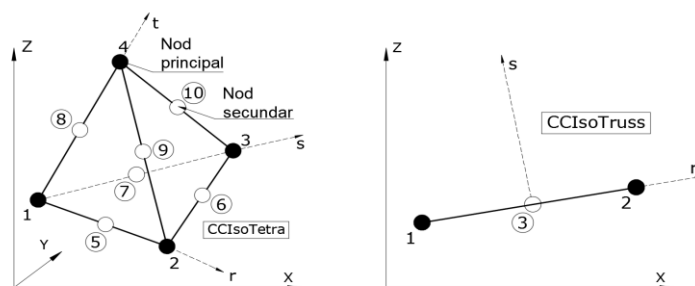


Fig. 6.4 Geometria elementelor finite utilizate

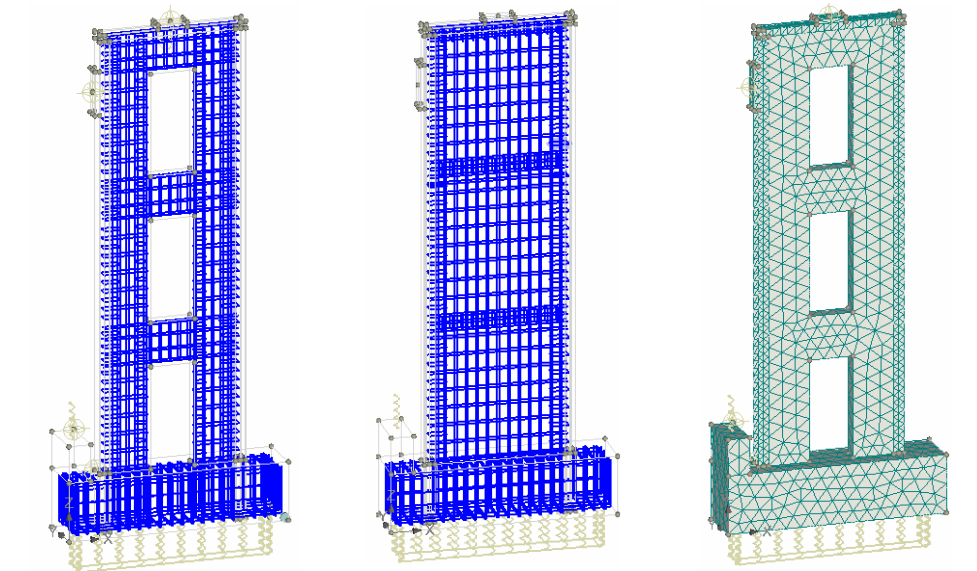


Fig. 6.5 Modelarea armăturilor și discretizarea elementelor experimentale

În modelul de calcul numeric, contactul dintre elementele de volum (macroelemente: panou din beton armat; bloc de fundare etc.) a fost asigurat ca fiind unul perfect (cu o conlucrare perfectă) caracteristic elementelor structurale din beton armat, executate monolit.

6.3 Caracteristicile de material considerate în FEM

În analiza numerică pe lângă modelarea propriu-zisă a geometriei și a condițiilor de margine, în acuratețea și încrederea rezultatelor, parametri considerați la nivelul materialelor componente și legea care descrie comportarea acestora, prezintă un impact semnificativ. ATENA 3D Engineering prezintă implicit, o serie de materiale, atât pentru betonul armat cât și pentru elemente din oțel, care modelează cu suficientă precizie, din punct de vedere numeric, comportarea liniară și neliniară a materialelor.

Pentru modelarea comportării betonului sub starea de solicitări, modelul de material SBETA (StahlBETonAnalyse) "CC3DNonLinCementitious2" a fost utilizat. Modelul include următoarele efecte în comportarea materialului sub starea de eforturi: comportarea neliniară la compresiune, asigurarea ruperii secțiunii de beton la întindere și inițierea fisurilor, reducerea rezistenței la compresiune a betonului după fisurare, reducerea rigidității la întindere și la forfecare după fisurare incorporând criteriul de cedare Rankine bazat pe formularea clasică a soluțiilor de tip "smeared cracks" și Menétrey-Williams pentru modelarea plastică a betonului la compresiune. Comportarea la întindere înainte de fisurare este considerată liniară conform legii uniaxiale efort-deformație ilustrată în Fig. 6.6. Modelul de material include implicit peste 20 de parametri care definesc comportarea betonului, fiind calculați automat, în baza rezistenței nominale determinate experimental pe epruvete cubice f'_{cu} , fiind adecvat pentru cazurile în care aceștia sunt necunoscuți. Calculul parametrilor se bazează pe formulele integrate la nivelul modelului de material, fiind preluate din CEB-FIB Model Code 90 și alte cercetări științifice.

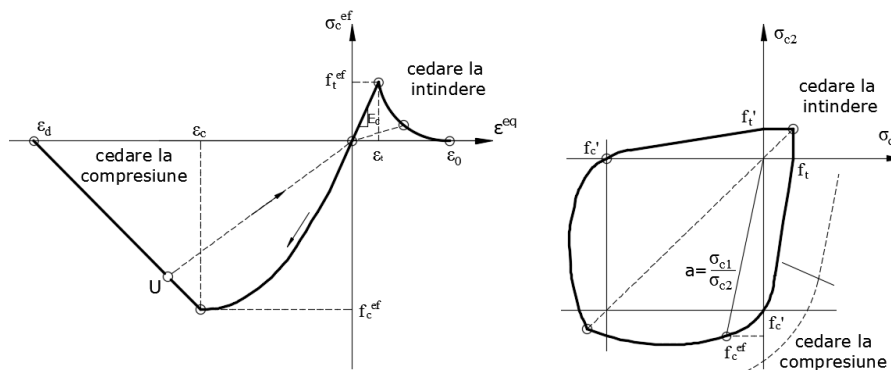


Fig. 6.6 Comportarea betonului definite de legea uniaxială efort-deformație și funcția de cedare biaxială implementată

La nivelul armăturilor din oțel, în modelele de calcul analizate, fiecare bară de armătură a fost modelată individual, având o aderență perfectă cu betonul (perfect bond). Pentru definirea comportării la întindere și la compresiune, o lege de comportare multiliniară a fost considerată, în care componenta elastică, limita platoului de curgere, ecrusajul și capacitatea ultimă a fost definită de mai multe puncte, de tip efort-deformație σ - ε conform Fig. 6.7. Mai multe curbe caracteristice au fost considerate în analizele numerice efectuate pentru a surprinde comportarea de ansamblu a elementelor analizate. Pentru modelarea comportării oțelului din profilele metalice înglobate parțial în beton, de la extremitățile pereților, s-a utilizat modelul de material implicit "3D Steel Bilinear Von Mises" care încorporează criteriile de cedare Von Mises. Modelul de material surprinde comportarea elastică și cea plastică a oțelului prin intermediul unei curbe biliniare de comportare, elasto-plastice, definite prin modulul de elasticitate E (Young modulus), limita de curgere σ_y respectiv de modulul plastic de consolidare H (Hardening modulus) evaluat pe zona de comportare plastică. Mai mult decât atât, modelul de material permite activarea efectului Bauschinger, ca urmare a comportării ciclice a materialului, prin intermediul a trei parametri R , K_1 , K_2 care definesc forma curbei de comportare ciclică a oțelului.

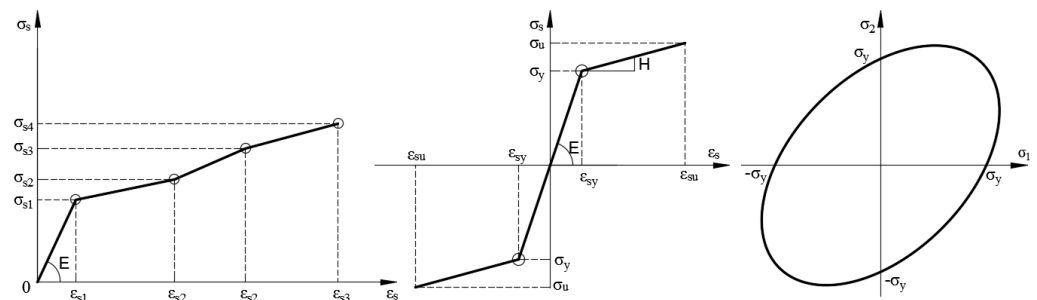


Fig. 6.7 Curbele de comportare pentru oțel considerate la nivelul armăturilor și a profilelor metalice înglobate la extremități în beton

6.4 Calibrarea numerică a materialelor componente

În cazul betonului armat, pentru a obține curba de comportare la compresiune, în baza modelului de material implementat și a parametrilor introduși, s-a modelat un cub cu latura de 100 mm căruia i-a fost atribuit un singur element finit de aceeași dimensiune. Translațiile pe verticală a macroelementului au fost blocate prin intermediul unui reazem de suprafață atribuit la partea inferioară, iar cele pe orizontală au fost deblocate, pentru a nu introduce eforturi suplimentare pe această direcție care să modifice modul de comportare uniaxial la compresiune. Pentru înregistrarea eforturilor și a deformațiilor, s-au atribuit două puncte de monitorizare concentrate la partea superioară a elementului, rezultând astfel curbele efort-deformație la compresiune, din Fig. 6.8.

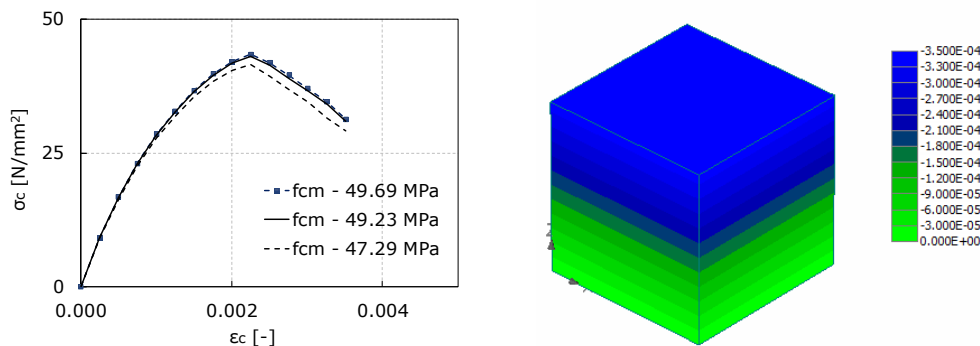


Fig. 6.8 Curba de comportare la compresiune rezultată funcție de parametrii introduși la nivelul modelului de material

Armăturile definite în modelul numeric, necesită a fi atribuite unor macroelemente 3D pentru a fi active atât la întindere cât și la compresiune. Pentru a simula un test de tracțiune pură și a înregistra curba de comportare efort-deformație, s-a creat un model în care barele de armătură la extremități au fost înglobate în două macroelemente cu rigiditate infinită și contactul dintre acestea a fost unul perfect. Starea de eforturi a fost înregistrată la mijlocul deschiderii prin intermediul unor puncte de monitorizare concentrate, atribuite armăturilor, curbele rezultate fiind ilustrate comparativ cu cele experimentale în Fig. 6.9.

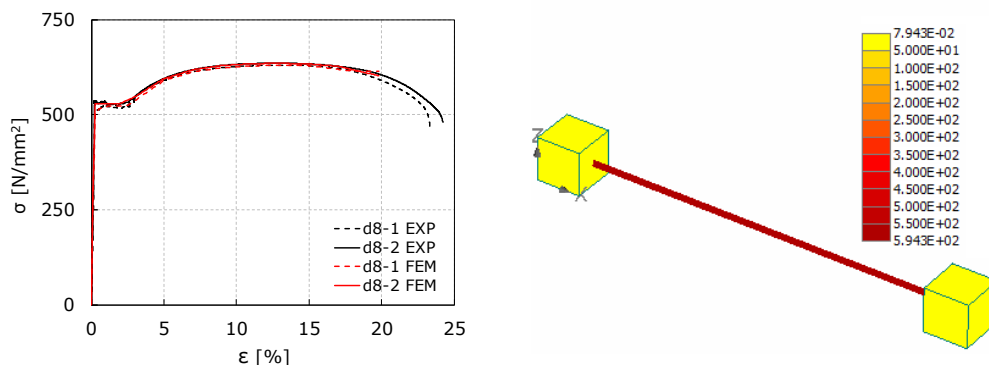


Fig. 6.9 Curbele de comportare la întindere de la nivelul armăturilor

În studiul de față, elementele experimentale au fost testate în regim ciclic până la atingerea pragului de cedare. Așa cum este ilustrat în capitolul patru, la nivelul armăturilor verticale și a profilelor metalice înglobate în beton în cazul pereților compoziți, au fost înregistrate, alungiri specifice ε , peste limita elastică a oțelului. În cazul barelor verticale de la nivelul montanților în cazul elementului RCW-23-CO din beton armat, deformațiile specifice au prezentat valori $\varepsilon_s \approx 4,00\%$ după 21 de cicluri ale forțelor orizontale aplicate. În cazul elementului compozit cu secțiunea plină, CSRCW-10, la nivelul profilelor metalice, deformațiile specifice înregistrate în oțel de $\varepsilon_s \approx 3,50\%$ au fost înregistrate după aproximativ 33 de cicluri de încărcare-descărcare.

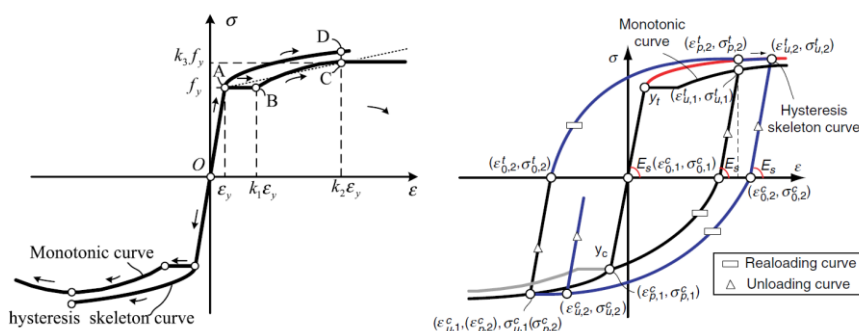


Fig. 6.10 Modul de comportare a oțelului solicitat ciclic față de modul de solicitare monoton crescător înregistrat în urma unui test la tracțiune pură [136] [137]

Prin studiile experimentale și teoretice, efectuate de S. Yongjiu, W. Meng [136], G. Shi [137], C. Zub [138], P. Krolo [139] s-a înregistrat faptul că răspunsul oțelului structural solicitat ciclic peste limita elastică, este diferit de răspunsul monoton crescător obținut în urma unui test la tracțiune pură. Prin creșterea deformațiilor în domeniul plastic, aplicate în regim ciclic, oțelul dezvoltă un efect de consolidare, a cărui capacitate este sporită față de valorile înregistrate pe curba monotonă, așa cum este ilustrat în Fig. 6.10. Pentru a lua în considerare acest efect, în analizele numerice efectuate, au fost introduse curbele înfășurătoare [136], [137] a răspunsului ciclic pentru tipul de oțel S500 și S460 rezultate conform [4] și ilustrate în Fig. 6.11, în baza curbelor monotone înregistrate experimental.

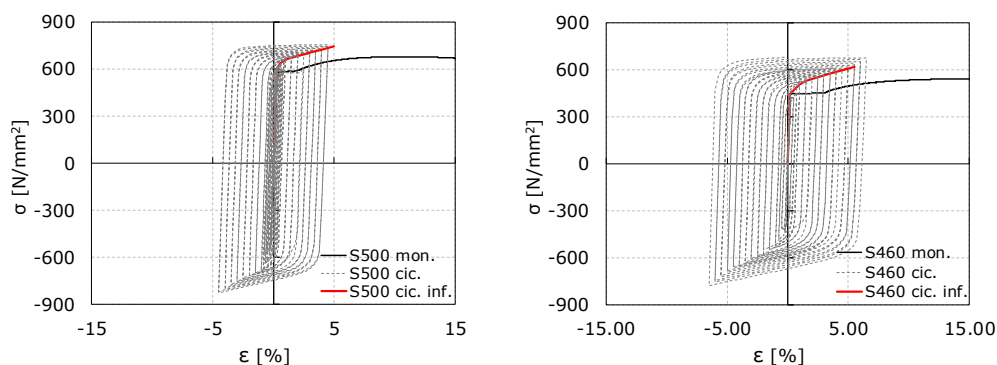


Fig. 6.11 Curbele înfășurătoare a răspunsului ciclic pentru tipul de oțel S500 și S460 [138]

La nivelul armăturilor, curba ciclică înfășurătoare a fost introdusă utilizând legea de comportare multiliniară, prin perechi de puncte de tip efort-deformație, iar în cazul macroelementelor 3D (profilele metalice) prin intermediul modelului de material 3D Steel Bilinear Von Mises, la care a fost activat efectul Bauschinger, introducând următoarele valori ale parametrilor $E=210000$ MPa; $\sigma_y=445$ MPa; $H=2100$ MPa; $R=1,0$; $K1=9500$ MN/m²; $K2=140$.

Pentru betonul armat cu fibre metalice (SFRC), procedura de calibrare precizată de C. A. Benedetty [140] a fost abordată în cazul de față, pentru a simula capacitatea de deformare a materialului sub starea de eforturi. Tipul de material "3D Nonlinear Cementitious 2 User" a fost selectat, introducând parametrii de bază a rezistenței la compresiune sau la întindere, funcție de rezultatele experimentale înregistrate: $E=36830$ MPa; $\mu=0,20$; $f_t=4,275$ MPa; $f_c=-42,10$ MPa. Capacitatea de deformare post-fisurare ($\sigma > f_t$) și degradarea de capacitate, sub starea de eforturi de întindere, au fost introduse prin intermediul unei legi de comportare multiliniare, rezultate iterativ, funcție de starea de fisurare generată în analiza cu element finit, în baza dimensiunii elementelor finite considerate ($\epsilon_f = W_{max}/L_t$) respectiv de valoarea eforturilor de întindere normalizate (σ/f_t) așa cum este ilustrat în Fig. 6.12. Curba de comportare rezultată la solicitarea de încovoiere este prezentată în Fig. 6.13 comparativ cu cele înregistrate experimental.

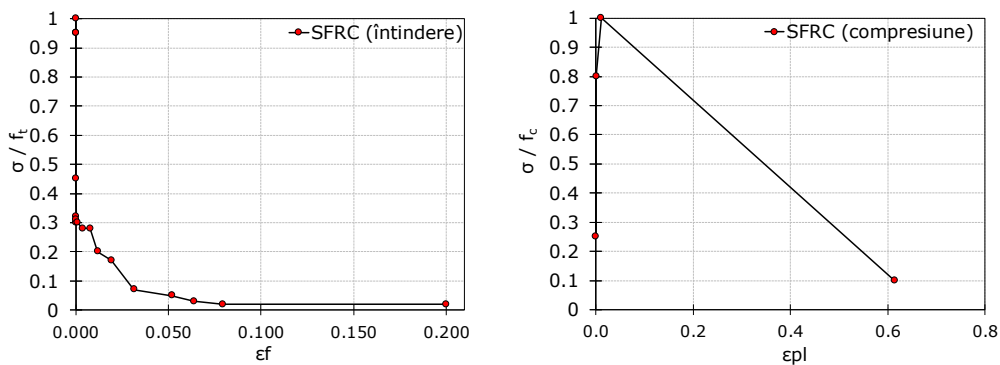


Fig. 6.12 Parametrii considerați pentru simularea curbelor de comportare la întindere și compresiune a betonului armat cu fibre metalice SFRC

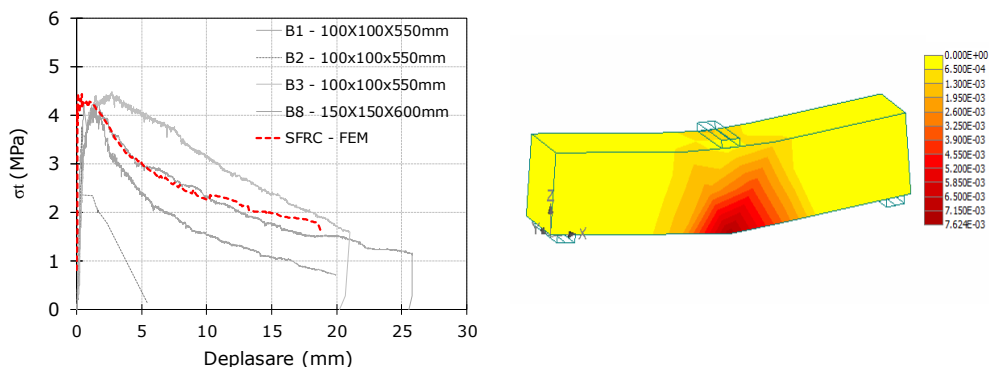


Fig. 6.13 Curba de comportare efort - deplasare la încovoiere pentru SFRC

6.5 Calibrarea și validarea modelelor numerice

În literatura de specialitate, există diverse abordări numerice, prin care răspunsul seismic a elementelor testate poate fi înregistrat, luând în considerare aspecte precum reducerea timpului și volumului necesar pentru analiza numerică. În cazul de față, comportarea seismică a elementelor experimentale, a fost obținută prin intermediul curbelor de tip forță-deplasare înfășurătoare, caracterizate de valorile maxime ale forțelor orizontale rezultate la un anumit prag al deplasării impuse la vârful elementelor, așa cum este ilustrat în studiile teoretice efectuate de A. Fabian [141], W. Cao [142], B. Wang [143].

6.5.1 Rezultatele analizei numerice a elementului RCW-23-CO

În Fig. 6.14 sunt prezentate starea de eforturi și deformații rezultate numeric precum și starea de fisurare la atingerea punctului de maxim al capacității. În stânga figurii, sunt ilustrate cu gradient de culoare, eforturile de întindere ce depășesc limita de curgere a oțelului, iar în zona din mijloc, deformațiile plastice, de compresie înregistrate la nivelul betonului armat. În Fig. 6.14 sunt reprezentate, în mod comparativ, curbele înfășurătoare ale răspunsului seismic, de tip forță-deplasare, înregistrate experimental (RCW-23-CO-EXP) și numeric (RCW-23-CO-FEM) în urma modelării elementului considerând modelele de material și condițiile de margine precizate anterior.

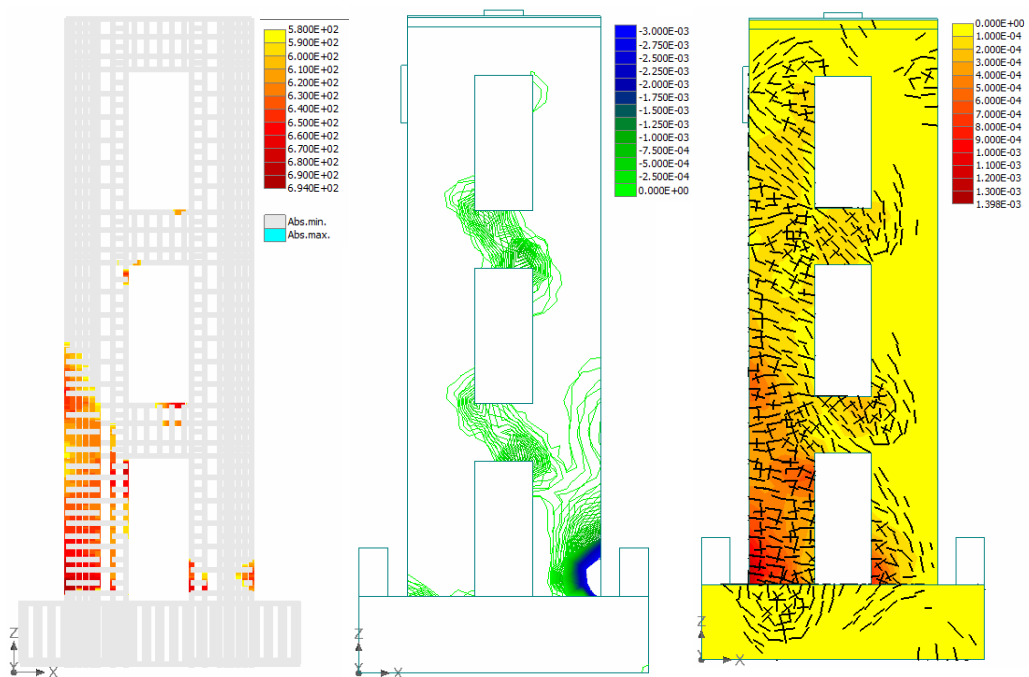


Fig. 6.14 Starea de eforturi unitare în armături; deformațiile maxime de compresie în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru RCW-23-CO

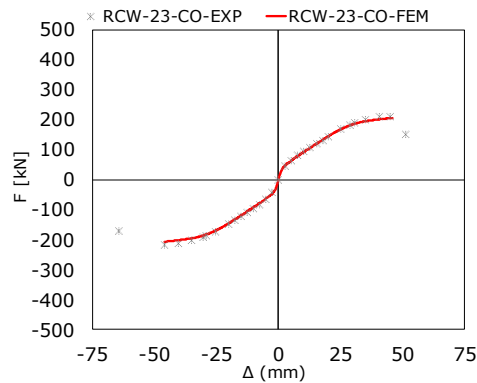


Fig. 6.15 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului RCW-23-CO pe cale numerică (RCW-23-CO-FEM) cu cea experimentală (RCW-23-CO-EXP)

Așa cum se poate observa în Fig. 6.15 între curba experimentală și cea numerică există o foarte bună similitudine până la atingerea pragului de cedare a elementului testat. Din prisma capacității, forța orizontală capabilă înregistrată experimental, a fost de 212 kN pe direcție pozitivă de solicitare și 217 kN pe cea negativă, în timp ce numeric, s-a înregistrat valoarea de 206,6 kN, între aceste valori existând o diferență de $\approx 2,6\%$. De asemenea, așa cum este ilustrat în Fig. 6.16 la baza montantului întins, deformațiile de întindere înregistrate la nivelul armăturilor verticale, au fost de $\epsilon_s = 24,7\%$ în mod asemănător cu cele înregistrate pe graficul timbrului tensometric G3 prezentat în capitolul cinci.

Conform modurilor de cedare discutate în capitolul 5.8 la nivelul elementului RCW-23-CO, au fost observate zdrobiri ale betonului în zonele comprimate ale montanților la baza acestora, precum și la nivelul riglelor de cuplare, la extremitățile acestora după diagonalele principale comprimate. Aceste zone concentrate, sunt ilustrate și prin intermediul analizei numerice efectuate, conform Fig. 6.14, betonul comprimat atingând valori ale deformațiilor specifice la compresiune de peste $\epsilon_c = 3,0\%$. O concordanță între modelul numeric și cel experimental, există și din prisma stării de fisurare înregistrate conform Fig. 6.14. La nivelul montantului întins, fisurile traversează aproximativ întreaga înălțime a elementului în timp ce la nivelul montantului comprimat, acestea sunt prezente în zona de la baza peretelui.

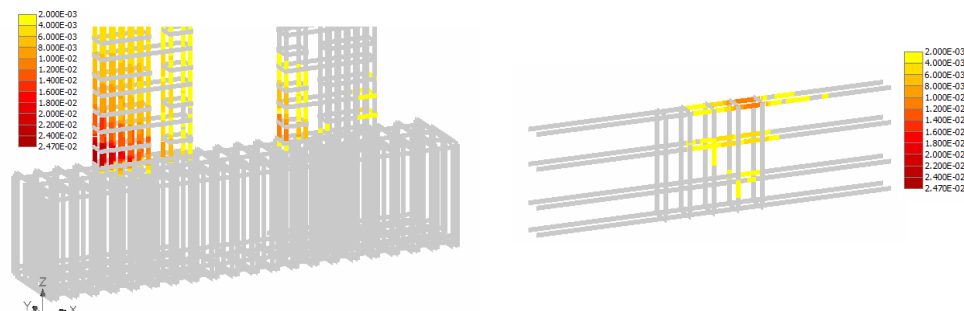


Fig. 6.16 Deformațiile specifice înregistrate la nivelul armăturilor din montați și riglele de cuplare

6.5.2 Rezultatele analizei numerice a elementului CSRCW-21-CO

În Fig. 6.17 sunt prezentate, ca și în cazul elementului precedent, starea de eforturi și deformații la nivelul oțelului și a betonului armat, precum și starea de fisurare, în punctul de vârf al capacității portante pe curba de comportare forță-deplasare. În stânga figurii, cu gradient de culoare este ilustrată starea de eforturi unitare la nivelul armăturilor și a profilelor metalice înglobate în beton, iar în zona centrală, zonele de beton comprimat a căror deformații depășesc valoarea de $\varepsilon_c=3,0\%$. În Fig. 6.18 este reprezentată curba înfășurătoare a răspunsului ciclic, determinată experimental (CSRCW-21-CO-EXP) comparativ cu cea obținută numeric, în urma modelării elementului în întregime (CSRCW-21-CO-FEM).

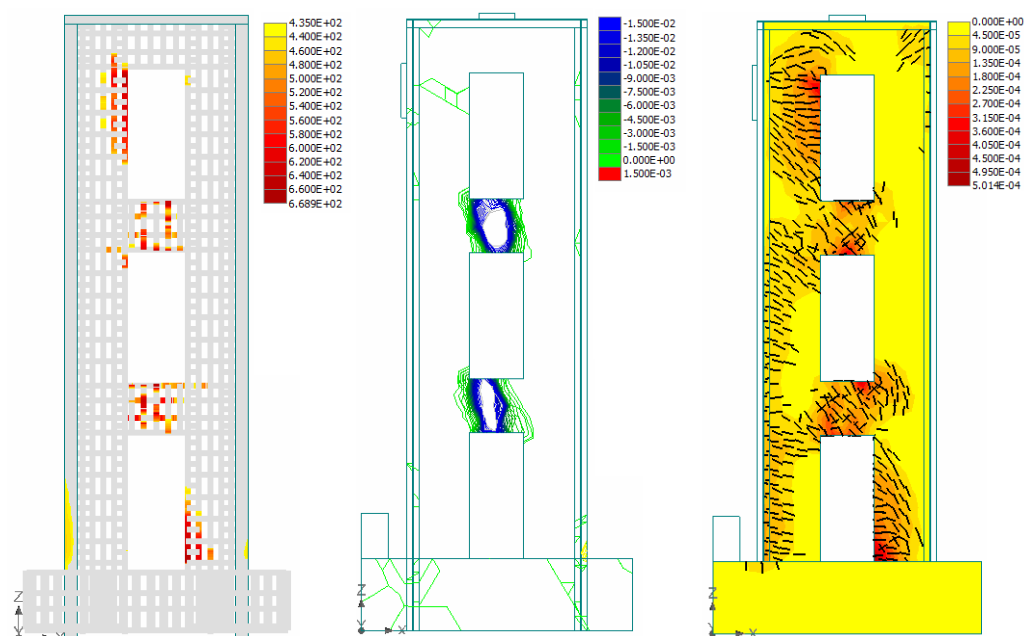


Fig. 6.17 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSRCW-21-CO

Răspunsul numeric al elementului considerat conform Fig. 6.18 este asemănător cu cel obținut experimental. O mică diferență rezultă, la nivelul rigidității laterale, înainte de atingerea pragului de cedare, având ca posibilă cauză, considerarea contactului perfect al betonului cu profilele metalice înglobate la extremități. În schimb, din prisma capacităților portante, diferența pe cele două direcții principale de solicitare este de $\approx 3\%$, astfel încât numeric a fost înregistrat o forță orizontală capabilă de 263,70 kN în timp ce, pe direcție negativă de încărcare elementul a înregistrat 271,6 kN iar în direcție opusă de 264,6 kN. În același timp, modul de cedare ilustrat este unul fragil în ambele cazuri considerate. La nivelul profilelor metalice înglobate în beton, așa cum este ilustrat în Fig. 6.19 deformațiile la nivel de material, în zona întinsă, sunt în jurul valorii caracteristice la curgere a oțelului, fapt înregistrat și experimental de timbrele tensometrice dispuse pe tălpile profilelor metalice și prezentat în capitolul cinci. Din punct de vedere al modului de fisurare, modelul numeric analizat, surprinde cu suficientă exactitate, starea de

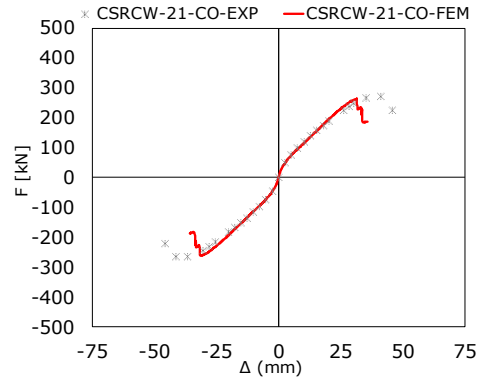


Fig. 6.18 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSRCW-21-CO pe cale numerică (CSRCW-21-CO-FEM) cu cea experimentală (CSRCW-21-CO-EXP)

fisurare înregistrată experimental, reprezentând în Fig. 6.17 fisurile inițiate a căror deschidere măsoară peste 0,5 mm și localizarea acestora pe suprafața elementului. La nivelul panoului din beton armat, experimental, nu au fost înregistrate zdrobiri ale betonului comprimat, decât la nivelul riglelor de cuplare. Așa cum este prezentat în Fig. 6.17 deformațiile plastice înregistrate la nivelul betonului în zonele comprimate, sunt accentuate la nivelul ambelor rigle de cuplare, depășind valoarea de $\varepsilon_c=3,5$ ‰ la compresiune. Acest lucru a fost validat și experimental, înregistrându-se modul fragil de cedare, aproximativ în aceeași perioadă de timp, a ambelor rigle orizontale. Conform Fig. 6.19 etrierii verticali au intrat în curgere iar armăturile orizontale dispuse la extremități au dezvoltat un nivel semnificativ al deformațiilor plastice.

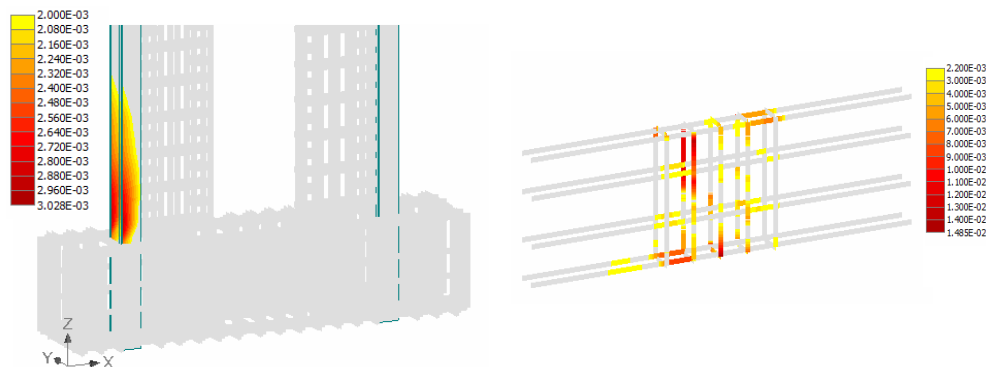


Fig. 6.19 Deformații înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților, precum și la nivelul grinzilor de cuplare orizontale

6.5.3 Rezultatele analizei numerice a elementului CSRCW-10

La nivelul elementului compozit cu secțiunea plină CSRCW-10 starea de eforturi din armături și profilele metalice înglobate la extremități, deformațiile maxime înregistrate la nivelul betonului armat și starea de fisurare, sunt prezentate în Fig. 6.20. În Fig. 6.21 sunt reprezentate comparativ curbele de comportare înfășurătoare, înregistrate experimental (CSRCW-10-EXP) și numeric (CSRCW-10-FEM). De asemenea, în Fig. 6.22 sunt prezentate starea de deformații la nivelul profilului întins respectiv, al celui comprimat în extremitatea opusă a secțiunii.

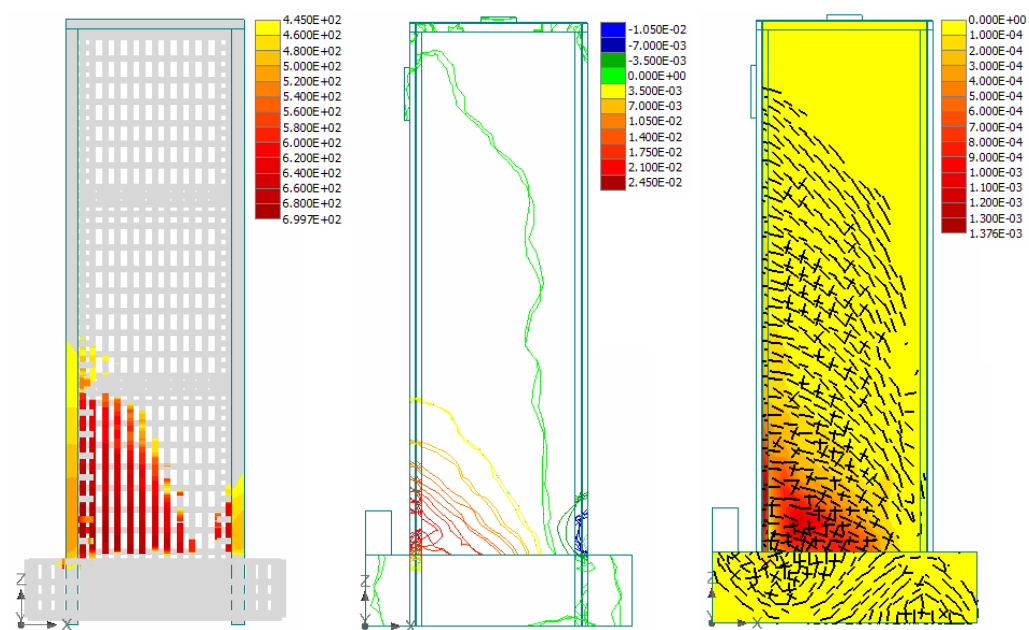


Fig. 6.20 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSRCW-10

Din punct de vedere a capacității portante înregistrate numeric și experimental, diferența dintre valorile de vârf este nesemnificativă, fiind aproximativ de $\approx 1,0\%$. Numeric, la nivelul deplasării de 70 mm, elementul compozit înregistrează forța orizontală de 453,20 kN, în timp ce experimental, pe direcție pozitivă de solicitare, 454,60 kN iar în direcție negativă de 463,00 kN. În acest context, modelul numeric, reproduce cu suficientă precizie capacitatea în stadiul ultim al elementului experimental, considerând condițiile de margine și modelele de material enunțate la începutul capitolului. De asemenea, starea de fisurare rezultată din analiza cu element finit, reproduce în totalitate modul de solicitare la încovoiere a peretelui compozit. Fisurile prezintă un grad de înclinare mai ridicat la partea superioară, în timp ce la bază, fisurile sunt aproximativ orizontale ca formă, așa cum a fost ilustrat și în capitolul cinci, în cadrul analizei stării de fisurare a elementelor experimentale. Pe durata experimentului, deformațiile specifice de alungire, de la nivelul profilelor metalice, au fost monitorizate prin intermediul unor timbre tensometrice atașate pe tălpile acestora. Conform Fig. 6.22 în zona întinsă, deformațiile rezultate ca urmare a eforturilor de întindere, ating local pragul maxim

de $\varepsilon_s=3,0\%$, în domeniul plastic, fiind într-o mare măsură corelate cu cele înregistrate experimental.

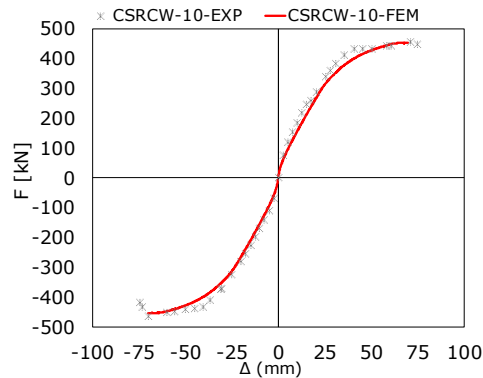


Fig. 6.21 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSRCW-10 pe cale numerică (CSRCW-10-FEM) cu cea experimentală (CSRCW-10-EXP)

Elementul experimental, a cedat ductil, în urma solicitării la încovoiere, ca urmare a zdrobirii betonului în zona comprimată și a flambajului profilului metalic comprimat. Acest aspect este ilustrat în Fig. 6.20 și în Fig. 6.22, betonul dezvoltând deformații plastice la compresiune de peste $\varepsilon_c=7,0\%$ iar oțelul la nivelul profilului metalic comprimat intrând în curgere. Armătura orizontală dispusă pe înălțimea elementului, pentru solicitarea de tăiere, a fost dimensionată, la eforturile de tăiere asociate momentului capabil la încovoiere a secțiunii transversale. Conform Fig. 6.20 eforturile la nivelul acestor armături nu depășesc valoarea de 450 MPa, fiind sub limita de curgere în oțel.

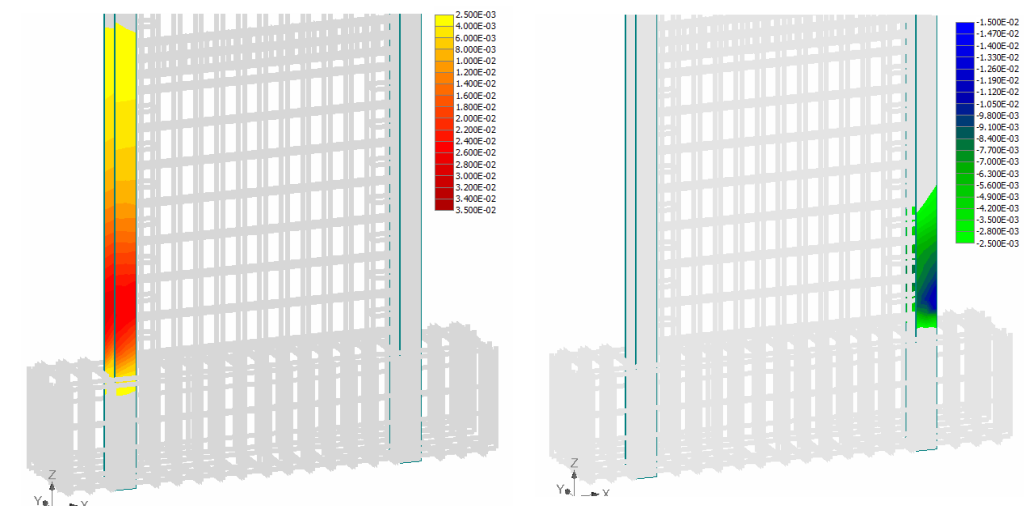


Fig. 6.22 Deformații înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților

6.5.4 Rezultatele analizei numerice a elementului CSRCW-20-CO

În cazul elementului CSRCW-20-CO în Fig. 6.23 sunt prezentate comparativ, starea de eforturi și deformații la nivelul oțelului și a betonului armat, precum și starea de fisurare, în punctul de vârf al capacității portante pe curba de comportare forță-deplasare. În stânga figurii, cu gradient de culoare este ilustrată starea de eforturi unitare la nivelul armăturilor și a profilelor metalice înglobate în beton, iar în zona centrală deformațiile plastice înregistrate la nivelul betonului armat. În Fig. 6.24 este reprezentată curba înfășurătoare a răspunsului ciclic, determinată experimental (CSRCW-20-CO-EXP) comparativ cu cea obținută numeric (CSRCW-20-CO-FEM).

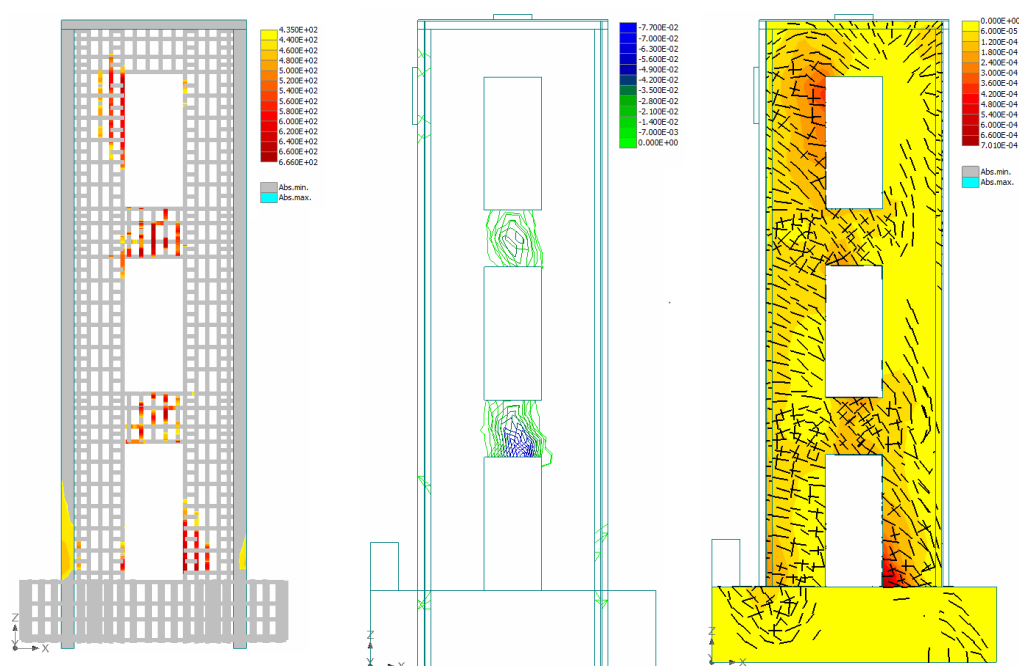


Fig. 6.23 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSRCW-20-CO

Capacitatea de deformare redusă a elementului experimental a fost înregistrată și pe cale numerică așa cum poate fi observat în Fig. 6.24. Din perspectiva capacităților portante, pentru acest element există în schimb o diferență între răspunsul numeric și cel experimental de aproximativ 45 kN, pe ambele direcții de solicitare considerând ipotezele simplificatoare menționate la începutul capitolului. La nivelul profilelor metalice înglobate în beton, datorită acestei creșteri ale forțelor capabile, așa cum este ilustrat în Fig. 6.25 deformațiile specifice în zona întinsă, depășesc valorile caracteristice limitei de curgere a oțelului, contrar valorilor experimentale înregistrate de timbrele tensometrice dispuse pe tălpile acestora în timpul încercărilor experimentale. Totuși, așa cum poate fi observat, la nivelul armăturilor verticale nu au fost înregistrate deformații plastice accentuate, așa cum a fost înregistrat în cazul elementului din beton armat RCW-23-CO, montanții pereților compoziți dezvoltând o capacitate portantă superioară.

Satisfăcător este faptul că din punct de vedere al modului de fisurare, modelul numeric analizat, surprinde cu suficientă exactitate starea de fisurare înregistrată experimental, reprezentată în Fig. 6.23 în partea dreaptă. De asemenea, modelul numeric surprinde cu suficientă exactitate zonele concentrate ale degradărilor pe suprafața elementului.

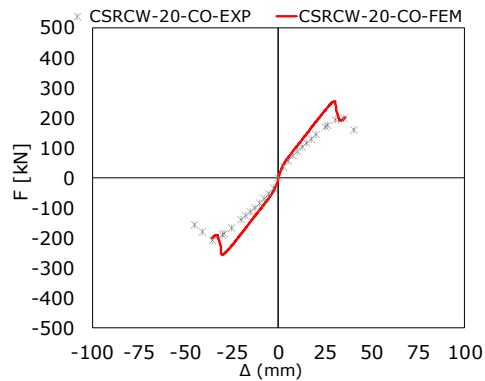


Fig. 6.24 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSRCW-20-CO pe cale numerică (CSRCW-20-CO-FEM) cu cea experimentală (CSRCW-20-CO-EXP)

La nivelul panoului din beton armat, experimental, nu au fost înregistrate zdrobiri ale betonului comprimat, decât la nivelul riglelor de cuplare. Așa cum este prezentat în Fig. 6.23 deformațiile plastice înregistrate la nivelul betonului în zonele comprimate, sunt accentuate la nivelul ambelor rigle de cuplare, depășind valoarea de $\epsilon_c=3,5\%$ la compresiune. Acest lucru a fost validat și experimental, înregistrându-se moduri fragile de cedare ale acestora.

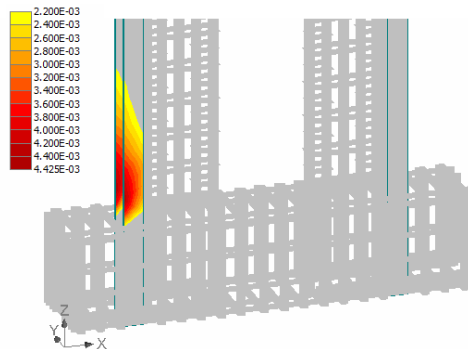


Fig. 6.25 Deformații specifice înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților în zona întinsă

6.5.5 Rezultatele analizei numerice a elementului CSFRCW-22-CO

În cazul peretelui compozit cu goluri centrale CSFRCW-22-CO care a prezentat fibre metalice înglobate dispers în beton rezultatele înregistrate numeric sunt ilustrate în Fig. 6.26. În stânga figurii, este prezentată starea de eforturi unitare la nivelul armăturilor și a profilelor metalice, în zona centrală deformațiile plastice înregistrate la nivelul betonului armat, iar în dreapta figurii, starea de fisurare pe întreg elementului. În Fig. 6.27 este reprezentată curba înfășurătoare a răspunsului ciclic determinată experimental (CSFRCW-22-CO-EXP) comparativ cu cea obținută numeric (CSFRCW-22-CO-FEM).

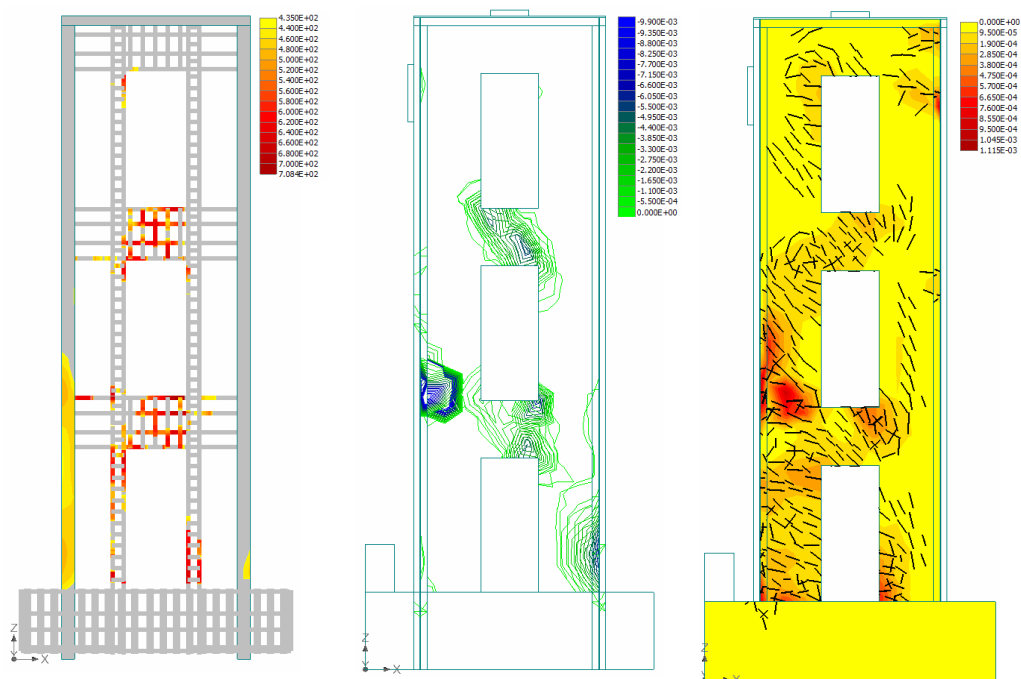


Fig. 6.26 Starea de eforturi unitare în armături și profile; deformațiile maxime de compresiune în beton și starea de fisurare rezultate numeric pentru CSFRCW-22-CO

Conform Fig. 6.27 modelul numeric analizat nu reproduce cu exactitate comportarea neliniară a peretelui înregistrată experimental, astfel încât între cele două situații există o diferență considerabilă din punct de vedere al degradării capacității și a rigidității laterale evidențiată în stadiul ultim. Totuși, din perspectiva ductilității, curba înfășurătoare a răspunsului numeric prezintă o anumită dualitate cu cea înregistrată experimental.

Din analiza stării de eforturi și deformații pe întreg elementul, se poate observa faptul că, numeric sunt concentrate o serie de degradări la interfața profilului metalic la nivelul primei rigle de cuplare și mai puțin în zonele de la baza montanților așa cum a fost înregistrat experimental. Acest lucru ar putea fi cauzat de o incompatibilitate a rețelei elementelor finite definite între macroelementele din beton armat și profilele metalice sau de modul de definire a parametrilor care caracterizează comportarea neliniară a betonului armat cu fibre metalice, necesitând o serie de investigații suplimentare pentru o calibrare mai corectă a modelului.

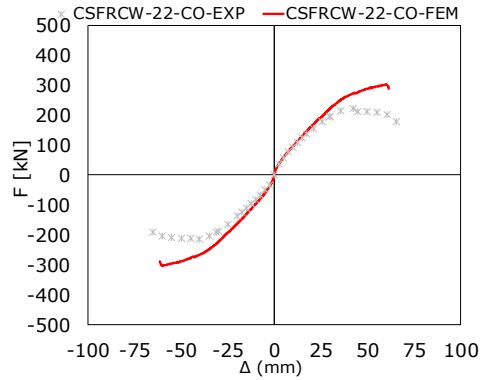


Fig. 6.27 Comparație privind curbele înfășurătoare a răspunsului seismic a elementului CSFRCW-22-CO pe cale numerică (CSFRCW-22-CO-FEM) cu cea experimentală (CSFRCW-22-CO-EXP)

Starea de fisurare a elementului prezentată numeric în Fig. 6.26 este apropiată cu cea înregistrată experimental. În stadiul ultim, datorită ductilității mai ridicate dezvoltate de element, deformațiile plastice înregistrate la nivelul profilelor metalice pe cale experimentală sunt validate și numeric, alungirile specifice fiind peste $\varepsilon_s = 7,0 \text{ ‰}$ (Fig. 6.28). De asemenea, aceste deformații sunt înregistrate și de armăturile verticale concentrate în jurul golurilor la baza elementului, fiind într-o strânsă corelare cu starea de fisurare și degradare a montanților înregistrată experimental în aceste zone.

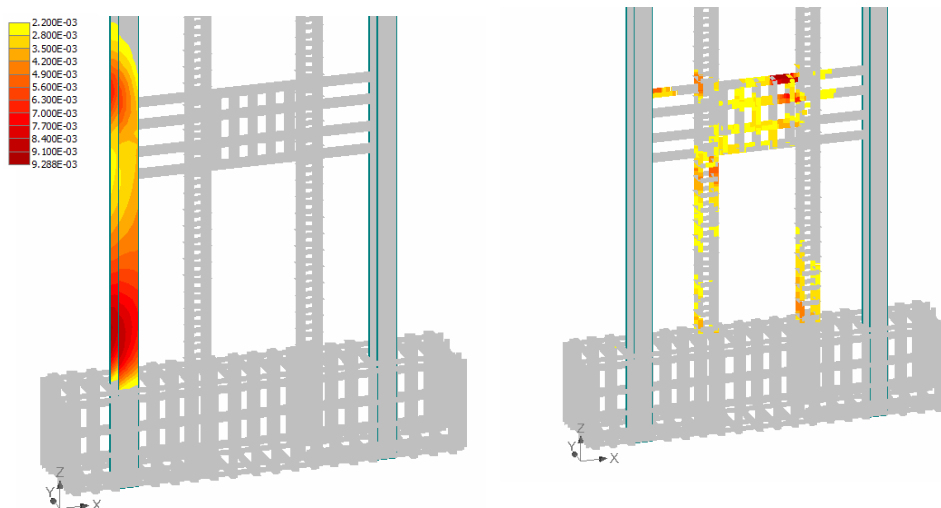


Fig. 6.28 Deformații specifice înregistrate la nivelul profilelor metalice la baza pereților în zona întinsă

6.6 Considerații privind analizele numerice

În Tab. 6.1 este centralizat raportul dintre forțele capabile înregistrate pe cale experimentală ($F_{u,EXP}$) și cele înregistrate prin intermediul analizelor numerice efectuate ($F_{u,FEM}$). Rezultatele obținute dovedesc o convergență bună între analizele numerice și încercările experimentale, în cazul tuturor elementelor încercate, în baza modului de definire a materialelor, a contactelor, interfețelor și a condițiilor de margine din analizele numerice. Există în schimb, mici diferențe în ceea ce privește forma diagramelor ilustrate din analizele numerice, suprapuse peste cele determinate experimental. Această diferență ar putea fi influențată, în primul rând de faptul că, răspunsul ciclic obținut prin analizele numerice este unul monoton, comparat cu cel experimental, în care elementele au fost solicitate în regim ciclic alternant și la care toate condițiile de margine, în general, au fost relativ dificil de monitorizat. În al doilea rând, faptul că la nivelul modelelor numerice, nu au fost luate în considerare imperfecțiuni geometrice, globale sau locale, ale elementelor experimentale sau ale elementelor componente ce alcătuiesc secțiunea transversală a acestora, ar putea fi un al doilea considerent.

Tab. 6.1 Similitudinea rezultatelor experimentale cu cele obținute numeric

Element experimental	$F_{u,EXP}$ [kN]	$F_{u,FEM}$ [kN]	$F_{u,EXP} / F_{u,FEM}$
CSRCW-20-CO	209,6	256,8	0,81
CSRCW-21-CO	264,6	263,7	0,99
CSFRCW-22-CO	224,4	302,7	0,74
RCW-23-CO	212	206,6	0,97
CSRCW-10	454,6	453,2	0,99

Totuși, în baza celor considerate, modelele numerice analizate, reflectă cu suficientă exactitate, starea de fisurare, de eforturi și deformații, atât la nivelul profilelor metalice înglobate în beton, a armăturilor verticale și orizontale precum și în cazul betonului armat cu cele înregistrate experimental. Cu toate acestea, una din direcțiile viitoare de cercetare, pentru o rafinare mai optimă a modelelor numerice abordate, ar fi o calibrare mai precisă, teoretic cu cea experimentală, a conexiunii oțel-beton asigurate la nivelul elementelor compozite testate experimental. În acest context, s-ar putea ține cont mult mai exact de modul de transfer a eforturilor de la nivelul profilelor metalice, betonului armat, la extremitățile pereților compoziți.

7. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

7.1 Concluzii ale cercetării

Obiectivul tezei de doctorat a fost studiul comportării pereților compoziți oțel-beton cu profile metalice parțial înglobate la extremități și goluri centrale solicitate ciclic sub efectul forțelor orizontale, luând în considerare faptul că, în literatura de specialitate, studii și cercetări asupra acestor tipuri de sisteme structurale sunt relativ restrânse. Performanța seismică în termeni de capacitate, ductilitate și rigiditate, dezvoltată de elementele concepute în cadrul programului experimental, a fost comparată și discutată în capitolele anterioare. Starea de fisurare analizată, modurile de cedare și zonele cu degradări concentrate pe suprafața elementelor, au fost monitorizate și ilustrate în mod comparativ cu cele rezultate pe cale numerică, utilizând metoda elementului finit. Analizând rezultatele obținute, următoarele concluzii ale programului de cercetare științifică, pot fi formulate, luând în considerare caracterul limitativ al cercetării (număr restrâns de elemente; modul de testare adoptat; dimensiunea elementelor concepute; modul de alcătuire secțional etc.)

- Pereții compoziți oțel-beton cu goluri centrale au prezentat o performanță seismică superioară față de elementul din beton armat tradițional considerat ca referință. Datorită gradului de cuplare ridicat, generat de acțiunea grinzilor de cuplare, eforturi axiale semnificative au fost introduse la nivelul montanților verticali, sub efectul momentului global de răsturnare de la baza elementelor, produs de acțiunea forțelor orizontale. Chiar dacă grinzile de cuplare au fost proiectate să prezinte aceeași capacitate în cazul tuturor elementelor experimentale (prin intermediul modului de armare longitudinal și transversal) și modurile de cedare a pereților cu goluri centrale au fost concentrate la nivelul acestora, s-a putut observa faptul că procentul de armare longitudinal și modul de dispunere a armăturilor flexibile la nivelul secțiunii montanților verticali, prezintă un impact semnificativ în comportarea ciclică a pereților cuplați. Elementul RCW-23-CO a dezvoltat o stare de fisurare mult mai pronunțată și un nivel mai ridicat al degradării de rigiditate comparativ cu celelalte elemente experimentale testate. În baza acestui considerent, înglobarea parțială a profilelor metalice în beton poate fi o soluție viabilă pentru a spori capacitatea portantă, rigiditatea laterală și a suprima gradul de fisurare a pereților cuplați din beton armat.
- Datorită golurilor considerate la nivelul pereților cuplați (21% din suprafața totală) capacitatea pereților compoziți s-a redus cu mai mult de 75% față de cea înregistrată la nivelul elementului CSRCW-10 cu secțiunea plină considerat ca referință. În plus, nivelul ductilității elementelor s-a redus considerabil, ca urmare a comportării slab disipative a riglelor de cuplare, care au cedat fragil la forfecare. În schimb, o excepție a fost înregistrată de elementul CSFRCW-22-CO care a prezentat fibre metalice înglobate la nivelul betonului și care a dezvoltat un nivel mai ridicat al

ductilității cu 35% față de celelalte elemente testate cu goluri centrale. Așadar, capacitatea limitată de deformare a pereților cuplați rezultată în urma proiectării unor goluri de dimensiuni considerabile, poate fi sporită substanțial, dacă betonul din care sunt executate elementele este armat dispers cu fibre metalice, ca o alternativă mai economică la modul de armare diagonal, propus în SR EN 1998-1-1:2004 secțiunea 5.5.3.5. În plus, pereții vor prezenta stabilitate histeretică, disipând o cantitate suplimentară a energiei seismice induse de cutremur.

- Modul de cedare a grinzilor de cuplare (cu raportul lungime/înălțime egal cu unu) de la nivelul elementelor testate, armate cu carcasa ortogonale, în majoritatea cazurilor a fost unul fragil, guvernat de acțiunea forței tăietoare. Fisuri diagonale cu caracter remanent și zdrobiri ale betonului în zonele de colț au fost înregistrate la nivelul acestora, în timpul testelor experimentale. În cazul elementului CSFRCW-22-CO, efectul forței tăietoare asupra modului de comportare a riglelor de cuplare a fost diminuat ca urmare a armării disperse a betonului armat, utilizând fibre metalice. În acest fel, fibrele metalice au sporit rezistența la întindere a betonului, integritatea secțiunii și capacitatea de deformare a riglelor de cuplare, astfel încât modul de cedare fragil a fost suprimat, transformând cedarea într-una mai ductilă, cu o capacitate superioară de disipare a energiei histeretice și a ductilității de ansamblu. Efectul înglobării acestora în răspunsul seismic al elementului, a fost mai vizibil după ce deplasarea impusă la vârf a atins 35 mm.
- Două tipuri de conectori metalici au fost utilizați la nivelul pereților compoziți pentru a asigura conexiunea dintre profilele metalice parțial înglobate în beton și panoul din beton armat (conectori cu cap rotund respectiv plăcuțe metalice perforate sub forma unor rigidizări) care a fost dimensionată total rezistentă. Prin rezultatele înregistrate, s-a putut observa că plăcuțele metalice pot fi o soluție alternativă și la fel de performantă pentru a asigura conexiunea oțel-beton în cazul solicitării ciclice a pereților compoziți. Mai mult decât atât, o rigiditate superioară în plan longitudinal, la interfața oțel-beton poate fi obținută utilizând plăcuțe metalice perforate în locul gujoanelor cu cap rotund de tip Nelson.
- Analizele numerice efectuate reproduc cu suficientă acuratețe comportarea elementelor experimentale testate, considerând modul de definire al materialelor și a modului de alcătuire abordat. Din punct de vedere al capacității portante, pentru trei dintre elemente (RCW-23-CO, CSRCW-21-CO, CSRCW-10) precizia cu care a fost surprinsă valoarea de vârf a forței orizontale pe curba înfășurătoare a răspunsului histeretic, a fost foarte ridicată, abaterea fiind mai mică de $\approx 3\%$. Pe de altă parte, pentru celelalte două elemente (CSRCW-20-CO și CSFRCW-22-CO) capacitatea de vârf, este supraestimată, modelele generate astfel, necesitând o calibrare și o rafinare mai precisă, acest lucru fiind și una din direcțiile viitoare de cercetare.

7.2 Contribuții personale

Principalele contribuții ale autorului în cadrul tezei de doctorat, pot fi rezumate astfel după cum urmează:

1. Întocmirea unui studiu bibliografic care inventariază exhaustiv aspectele importante legate de comportarea seismică a pereților din beton armat și pereților compoziți oțel-beton precum și de performanțele pereților compoziți cu goluri centrale.
2. Conceperea unui program de studiu constituit din cinci elemente experimentale, dintre care trei pereți cu secțiunea compusă oțel beton cu goluri centrale, unul cu secțiunea plină și ultimul din beton armat cu goluri centrale considerat ca referință. Programul experimental a urmărit evidențierea performanțelor seismice prezentate de anumite soluții tehnologice, incluzând în studiu două moduri distincte de asigurare a conexiunii dintre profilele metalice înglobate în beton și panoul din beton armat și elemente care identifică aportul betonului armat dispers cu fibre metalice. Totodată, studiul a urmărit evidențierea efectelor generate de introducerea unor goluri mari în pereții compoziți oțel-beton.
3. Efectuarea unor încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice ale materialelor componente ale elementelor experimentale pentru: armături, profile metalice și beton armat cu fibre metalice.
4. Efectuarea încercărilor experimentale asupra celor cinci pereți, toți fiind testați în regim ciclic alternant până la cedare.
5. Procesarea și prelucrarea rezultatelor înregistrate cu privire la comportarea seismică a pereților testați: generarea curbelor de capacitate și a celor cu privire la starea de eforturi și deformații înregistrate pe parcursul testelor, respectiv reprezentarea modului de cedare și fisurare a pereților testați.
6. Analiza și interpretarea rezultatelor experimentale prin studii comparative în termeni de capacitate, rigiditate, ductilitate, precum și interpretarea modurilor de cedare a pereților.
7. Calibrarea și validarea numerică a testelor experimentale printr-un program teoretic extins ce a condus la similitudini extrem de importante între rezultatele teoretice și cele experimentale, astfel încât se poate afirma că extinderea ulterioară a observațiilor pe cale numerică/parametrică va fi relativ facilă!
8. Publicarea a cincisprezece lucrări științifice în circuitele naționale și internaționale de reviste, publicații și conferințe.

7.3 Diseminarea rezultatelor cercetării

Pe durata programului de cercetare științifică, ca și student doctorand am participat la numeroase manifestări științifice care s-au desfășurat atât în interiorul țării cât și în afara acesteia, precum și la diseminarea rezultatelor fiind autor și coautor al unui număr de peste cincisprezece lucrări științifice în domeniul tehnic. De asemenea, am făcut parte și contribuit cu succes la derularea altor programe de cercetare științifică care s-au desfășurat în cadrul departamentului și a laboratorului de încercări experimentale. Cele mai reprezentative lucrări sunt enumerate mai jos.

1. **V. Todea**, D. Dan, S. C. Floruț, V. Stoian, "Experimental investigations on the seismic behavior of composite steel concrete coupled shear walls with central openings", Structures, vol. 33, pp. 878-896, doi: 10.1016/j.istruc.2021.04.074.
2. Boita I.E., Dan D., Stoian V. A., Floruț S. C., **Todea V.C.** "Composite Steel Fibber Reinforced Concrete Shear Walls with Vertical Steel Encased Profiles. Experimental Study", 16th National Technical-Scientific Conference on Modern Technologies for the 3rd Millennium, pp. 127-132, 2017, ISBN 978-88-87729-41-2.
3. **Todea V.**, Stoian V. A., Dan D., Floruț S. C., Nagy-Gyorgy T., Popescu D., "Strengthening of hybrid steel-concrete shear walls using high performance steel fibre reinforced cementitious composite", 17th National Technical-Scientific Conference on Modern Technologies for the 3rd Millennium, pp. 375-380, 2018, ISBN 978-88-87729-49-8.
4. Floruț S.C., Popescu D. A., Stoian V., Nagy-Gyorgy T., **Todea V.**, Teodorescu A., "Strengthening of RC Flat Slabs Against Punching Shear – State-of-the-art Report and Preliminary Aspects of Research Program" 18th National Technical-Scientific Conference on Modern Technologies for the 3rd Millennium, pp. 173-178, 2019, ISBN 978-88-87729-61-0.
5. Teodorescu A., Floruț S. C., **Todea V.**, Popescu D. A., "On the influences of FEM Modelling Approach upon the Analysis Results for RC Structures Modelled using Two Distinct Software Packages" 18th National Technical-Scientific Conference on Modern Technologies for the 3rd Millennium, pp. 307-314, 2019, ISBN 978-88-87729-61-0.
6. **Todea V.**, Stoian V. A., Dan D., Floruț S. C., Popescu D., "Nonlinear Behaviour of Hybrid Steel-Concrete Shear Walls with Central Openings" 18th National Technical-Scientific Conference on Modern Technologies for the 3rd Millennium, pp. 315-322, 2019, ISBN 978-88-87729-61-0.
7. **Todea V.**, Stoian V., Floruț S.-C., Popescu D.A., "Strengthening of hybrid steel-concrete shear walls using high performance steel fiber reinforced cementitious composites" 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering; Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague, pp. 931-936, 2018, ISBN 978-80-01-06401-6.
8. **V. Todea**, V.A. Stoian, D. Dan, S.C. Floruț, D.A. Popescu, "Antiseismic strengthening of composite steel-concrete shear walls using high performance steel fiber reinforced cementitious composites", Bulletin of the Transilvania, University of Brașov, 11 (60), pp. 187-194, 2018.
9. Daniel Dan, Sorin-Codrut Floruț, **Viorel Todea**, Valeriu Stoian, "Theoretical Study on Steel Reinforced Concrete Hybrid Walls with Centered and Staggered Openings", Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2018), Key Engineering Materials, 763, pp. 812-817, 2017, ISSN: 1662-9809.

10. **Viorel Constantin Todea**, Valeriu Stoian, Daniel Dan, Tamas Nagy-Gyorgy, Sorin Codruț Floruț, Emanuela Boita, "Hybrid steel-concrete shear walls strengthened using high performance steel fibre reinforced composites", The 12th Central European Congress on Concrete Engineering, Tokaj, Hungary, pp. 277-283, ISBN 978-963-12-9651-8.
11. **Viorel Todea**, Sorin-Codruț Floruț, Daniel Dan, Valeriu Stoian, "Strengthening of hybrid steel-concrete shear walls using steel fibre reinforced cementitious composite", 13th International Conference on Steel, Space and Composite Structures, Perth, Australia, 2018 ISBN: 978-1-74052-392-9.
12. **Viorel Constantin Todea**, Valeriu Augustin Stoian, Sorin-Codruț Floruț, Tamas Nagy-Gyorgy, "Reabilitarea structurală a pereților hibridi oțel-beton utilizând mortare de înaltă performanță armate cu fibre", Revista AICPS 1-2/2018, pp. 66-75, 2018, ISSN 2067-4546.
13. **Viorel Constantin Todea**, Valeriu Augustin Stoian, Sorin-Codruț Floruț, Daniel Dan, "Strengthening of hybrid steel-concrete shear walls using high performance steel fibre reinforced cementitious composite", 17th European Bridge Conference, Structural Faults & Repair, 2018, ISBN: 0-947644-86-5.
14. **Viorel Constantin Todea**, Valeriu Augustin Stoian, Daniel Dan, Sorin-Codruț Floruț, Dan-Adrian Popescu, "Comportarea seismică a pereților structurali oțel-beton cu goluri centrale", Revista AICPS 3-4/2018, pp. 86-96, 2018, ISSN 2067-4546.
15. **Viorel Constantin Todea**, Valeriu Stoian, Dan Daniel, Sorin-Codruț Floruț, "Comportarea seismică a pereților cuplați din beton armat cu goluri centrale", Revista AICPS 1/2021, pp. 87-94, 2021, ISSN 2067-4546.

BIBLIOGRAFIE

2. STADIUL ACTUAL AL CERCETĂRILOR

- [1] Ingalls Building, Cincinnati, Ohio, 1903
https://en.wikipedia.org/wiki/Ingalls_Building
- [2] C. W. Condit, The First Reinforced-Concrete Skyscraper: The Ingalls Building in Cincinnati and Its Place in Structural History, Technology and Culture, vol. 9, no. 1, p. 1, Jan. 1968, doi: 10.2307/3102041
- [3] The Concrete Clock Tower of Robert Gair
<https://www.brownstoner.com/architecture/brooklyn-architecture-dumbo-1-main-street-robert-gair/>
- [4] Tour Perret: <http://www.skyscrapercenter.com/building/wd/4947>
- [5] Pirelli Tower: https://en.wikipedia.org/wiki/Pirelli_Tower#History
- [6] Telefonica Building: https://en.wikipedia.org/wiki/Telef%C3%B3nica_Building
- [7] Torre de Madrid Building: https://en.wikipedia.org/wiki/Torre_de_Madrid
- [8] Velasca Tower, Torre-Velasca, Milano, Italy, 1956
https://en.wikipedia.org/wiki/Torre_Velasca
- [9] C. Chesi, M. A. Parisi, and V. Sumini, "HISTORICAL REINFORCED CONCRETE HIGH-RISE BUILDINGS," p. 11, 2014
- [10] Brutalism, architectural style: <https://ro.wikipedia.org/wiki/Brutalism>
- [11] Ingalls Building, Ernest L. Ransome
http://www.wikiwand.com/en/Ernest_L._Ransome
- [12] High Rise for the Middle Class: Housing in the 1970's
<https://www.urbanarchive.org/stories/a2UTmNfgp3V>
- [13] 1964 Alaska Earthquake:
https://en.wikipedia.org/wiki/1964_Alaska_earthquake
- [14] Alaska's Digital Archives
<https://vilda.alaska.edu/digital/collection/cdmg11/id/7263/rec/2>
- [15] Concrete coupling beams damaged due to earthquakes
<https://db.world-housing.net/building/111/>
- [16] Alaska Quake Street Apartments
https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/9a/1964_Alaska_Quake_L_3_Street_Apartments.jpg
- [17] The 1994 Northridge Earthquake, St. John Hospital - Santa Monica
http://www.johnmartin.com/earthquakes/eqshow/no1_0118.htm
- [18] <https://www.elnuevodia.com/noticias/locales/nota/inciertalavulnerabilidaddeloscondominiosanteunterremoto-2539356/>
- [19] A. R. Santhakumar, The ductility of coupled shear walls, Ph.D. Thesis, 1974
- [20] A. M. Iain, Shear wall-frame interaction: A design aid. Portland Cement Association, 1970
- [21] C. W.G., S. K.N., A. J.D., and B. G.B., "Earthquake Resistant Structural Walls - Coupled Wall Tests," Communications Program (OPRM), National Science Foundation, no. NSF/CEE-81034, Jul. 1981
- [22] A. E. Aktan and V. V. Bertero, "Evaluation of Seismic Response of RC Buildings Loaded to Failure," Journal of Structural Engineering, vol. 113, no. 5, pp. 1092-1108, May 1987, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:5(1092)

- [23] A. E. Aktan and V. V. Bertero, "Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 110, no. 8, pp. 1803–1821, Aug. 1984, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:8(1803)
- [24] A. E. Aktan, V. V. Bertero, and M. Piazza, Earthquake engineering research center, The seismic resistant design of R/C coupled structural walls, National Technical information service, report no. UCB/EERC-81/07, 1981
- [25] K. Sugaya, M. Teshigawara, M. Kato, and Y. Matsushima, "EXPERIMENTAL STUDY ON CARRYING SHEAR FORCE RATIO OF 12 - STOREY COUPLED SHEAR WALL," 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000
- [26] J. I. Daniel, K. N. Shiu, and W. G. Corley, "Openings in Earthquake-Resistant Structural Walls," *Journal of Structural Engineering*, vol. 112, no. 7, pp. 1660–1676, Jul. 1986, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:7(1660)
- [27] J. D. Aristizabal-Ochoa, "Seismic Behavior of Slender Coupled Wall Systems," *Journal of Structural Engineering*, vol. 113, no. 10, pp. 2221–2234, Oct. 1987, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:10(2221)
- [28] K. Makoto, S. KEN-ICHI, and N. NORIKAZU, "Optimum moment distribution between shear walls and boundary beams of coupled shear wall with flange walls." 12th World Conference on Earthquake Engineering, 1996
- [29] N. K. Subedi, "RC Coupled Shear Wall Structures. II: Ultimate Strength Calculations," *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no. 3, pp. 681–698, Mar. 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:3(681)
- [30] N. K. Subedi, A. K. Marsono, and G. Aguda, "Analysis of reinforced concrete coupled shear wall structures," *THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS*, 8, 117-143, 1999
- [31] Lequesne D. Rémy, "Behavior and design of High-performance fiber-reinforced concrete coupling beams and coupled wall systems.", Ph.D. Thesis, The University of Michigan, 2011
- [32] M. Fischinger, P. Kante, and T. Isakovic, "Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers," *J. Struct. Eng.*, vol. 143, no. 5, p. 04017004, May 2017, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001718
- [33] M.-Y. Cheng, R. Fikri, and C.-C. Chen, "Experimental study of reinforced concrete and hybrid coupled shear wall systems," *Engineering Structures*, vol. 82, pp. 214–225, Jan. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.10.039
- [34] J. A. Turgeon, "The Seismic Performance of Coupled Reinforced Concrete Walls," M.Sc. Thesis, University of Washington, 2011
- [35] D. E. Lehman et al., "Seismic Behavior of a Modern Concrete Coupled Wall," *J. Struct. Eng.*, vol. 139, no. 8, Art. no. 8, Aug. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000853
- [36] H.-K. Choi, "Experimental Study on Shear Wall with Slab and Openings," *Int J Civ Eng*, vol. 15, no. 4, pp. 451–471, Jun. 2017, doi: 10.1007/s40999-016-0078-2
- [37] B. Li, K. Qian, and H. Wu, "Flange effects on seismic performance of reinforced concrete squat walls with irregular or regular openings," *Engineering Structures*, vol. 110, pp. 127–144, Mar. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.11.051
- [38] J. Zhang, W. Zheng, C. Yu, and W. Cao, "Shaking table test of reinforced concrete coupled shear walls with single layer of web reinforcement and inclined steel bars," *Advances in Structural Engineering*, vol. 21, no. 15, pp. 2282–2298, Nov. 2018, doi: 10.1177/1369433218772350
- [39] T. Paulay, "The Coupling of Shear Walls," Ph.D. Thesis, University of Canterbury, New Zealand, 1969

- [40] K. Subedi, "Ultimate strength analysis of reinforced concrete coupling beams" *The Structural Engineer*, Volume 68, No.3, 6 Feb. 1990
- [41] J. R. Binney, "Diagonally reinforced coupling beams." M.Sc. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Feb. 1972.
- [42] B.C. Barney, Shiu K. N., Rabbat B. G., and A. E. Fiorato, "Earthquake resistant structural walls - Tests of coupling beams." Portland cement association, Report no. NSF/RA-760844, Oct. 29, 1976
- [43] L. Galano, A. Vignoli, "Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts," *ACI Structural Journal*, S89, vol. 97, no. 6, 2000, doi: 10.14359/9633
- [44] Kwan A. K. H. and Zhao Z. Z., "Cyclic behavior of deep reinforced concrete coupling beams." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings*, August 2002, Issue 3, pages 283-293
- [45] Z. Z. Zhao, A. K. H. Kwan, and X. G. He, "Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams," *Engineering Structures*, vol. 26, no. 1, pp. 13-25, Jan. 2004, doi: 10.1016/j.engstruct.2003.08.014
- [46] Theodosios P. T., Moretti M., Bezas A., "On the Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls," *ACI Structural Journal*, S68, vol. 93, no. 6, 1996, doi: 10.14359/518
- [47] S. F. Breña and O. Ihtiyar, "Performance of Conventionally Reinforced Coupling Beams Subjected to Cyclic Loading," *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 6, pp. 665-676, Jun. 2011, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000316
- [48] E. Lim, S.-J. Hwang, T.-W. Wang, and Y.-H. Chang, "An Investigation on the Seismic Behavior of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams," *ACI Structural Journal*, vol. 113, no. 2, Mar. 2016, doi: 10.14359/51687939
- [49] S.-Y. Seo, H.-D. Yun, and Y.-S. Chun, "Hysteretic Behavior of Conventionally Reinforced Concrete Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Shear Wall," *Int J Concr Struct Mater*, vol. 11, no. 4, pp. 599-616, Dec. 2017, doi: 10.1007/s40069-017-0221-8
- [50] X. Li, Y.-S. Sun, B.-D. Ding, and C.-Z. Xia, "Cyclic Behavior of Deep RC Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 1, pp. 155-174, Jan. 2020, doi: 10.1080/13632469.2018.1452806
- [51] H. Moghaddam and M. Harati, "SEISMIC PERFORMANCE COMPARISON OF MID-RISE MOMENT RESISTING FRAME AND SHEAR WALL SYSTEM," 7th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering, 18-21 May 2015
- [52] M. Fintel, "Performance of Buildings With Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years," *pcij*, vol. 40, no. 3, pp. 62-80, May 1995, doi: 10.15554/pcij.05011995.62.80
- [53] T. Paulay, "Design Aspects of Shear Walls for Seismic Areas," *Can. J. Civ. Eng.* 2, 321 (1975)
- [54] W. Wang, Y. Wang, and Z. Lu, "Experimental study on seismic behavior of steel plate reinforced concrete composite shear wall," *Engineering Structures*, vol. 160, pp. 281-292, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.050
- [55] D. Jiang, C. Xiao, T. Chen, and Y. Zhang, "Experimental Study of High-Strength Concrete-Steel Plate Composite Shear Walls," *Applied Sciences*, vol. 9, no. 14, p. 2820, Jul. 2019, doi: 10.3390/app9142820
- [56] F. Alexandru Adrian, "Study on the performances of composite steel concrete structural shear walls under lateral loads," Ph.D. Thesis, University Politehnica of Timisoara, 2012

- [57] B. Tupper, "SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE WALLS WITH STEEL BOUNDARY ELEMENTS," M.Sc. Thesis, McGill University, Montreal, Canada, 1999
- [58] S. H. Cho, B. Tupper, W. D. Cook, and D. Mitchell, "Structural Steel Boundary Elements for Ductile Concrete Walls," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 5, pp. 762–768, May 2004, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:5(762)
- [59] F.-Y. Liao, L.-H. Han, and Z. Tao, "Experimental Behaviour of RC Shear Walls Framed with Steel Reinforced Concrete (SRC) Columns under Cyclic Loading," in *Steel & Composite Structures*, 2010, pp. 233–238, doi: 10.3850/978-981-08-6218-3_CC-We022
- [60] F.-Y. Liao, L.-H. Han, and Z. Tao, "Performance of reinforced concrete shear walls with steel reinforced concrete boundary columns," *Engineering Structures*, vol. 44, pp. 186–209, Nov. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.05.037
- [61] F.-Y. Liao, L.-H. Han, and Z. Tao, "Seismic behaviour of circular CFST columns and RC shear wall mixed structures: Experiments," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, no. 8–9, pp. 1582–1596, Aug. 2009, doi: 10.1016/j.jcsr.2009.04.023
- [62] J. X., Q. J., and J. Z., "Seismic Behaviour of Steel Tube-Reinforced Concrete Composite Walls," in *Steel & Composite Structures*, 2010, pp. 185–190, doi: 10.3850/978-981-08-6218-3_CC-We012
- [63] J. Qian, Z. Jiang, and X. Ji, "Behavior of steel tube-reinforced concrete composite walls subjected to high axial force and cyclic loading," *Engineering Structures*, vol. 36, pp. 173–184, Mar. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.10.026
- [64] D. Dan, A. Fabian, and V. Stoian, "Nonlinear behavior of composite shear walls with vertical steel encased profiles," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 10, pp. 2794–2804, Oct. 2011, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.06.004
- [65] D. Dan, A. Fabian, and V. Stoian, "Theoretical and experimental study on composite steel-concrete shear walls with vertical steel encased profiles," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, no. 5, pp. 800–813, May 2011, doi: 10.1016/j.jcsr.2010.12.013
- [66] Y. Zhou, X. Lu, and Y. Dong, "Seismic behaviour of composite shear walls with multi-embedded steel sections. Part I: experiment," *Struct. Design Tall Spec. Build.*, vol. 19, no. 6, pp. 618–636, Oct. 2010, doi: 10.1002/tal.597
- [67] Y. Zhou, X. Lu, Z. Huang, and Y. Bo, "Seismic behavior of composite shear walls with multi-embedded steel sections. Part II: analysis," *Struct. Design Tall Spec. Build.*, vol. 19, no. 6, pp. 637–655, Oct. 2010, doi: 10.1002/tal.598
- [68] X. Lu and J. Yang, "Seismic behavior of T-shaped steel reinforced concrete shear walls in tall buildings under cyclic loading: SEISMIC BEHAVIOR OF SRC T-SHAPED WALLS," *Struct. Design Tall Spec. Build.*, vol. 24, no. 2, pp. 141–157, Feb. 2015, doi: 10.1002/tal.1158
- [69] W. Lan, Z. Zhang, and B. Li, "Seismic performance of T-shaped steel-concrete composite structural walls subjected to loadings from different directions," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 128, pp. 7–18, Jan. 2017, doi: 10.1016/j.jcsr.2016.08.007
- [70] X. Ji, Y. Sun, J. Qian, and X. Lu, "Seismic behavior and modeling of steel reinforced concrete (SRC) walls: SEISMIC BEHAVIOR AND MODELING OF SRC WALLS," *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, vol. 44, no. 6, pp. 955–972, May 2015, doi: 10.1002/eqe.2494
- [71] Q. Zhang, L. Bai, X. Liang, and E. Xiong, "Experimental study on seismic

- behavior of steel tube confined high-strength concrete shear walls," *J VIBROENG*, vol. 18, no. 4, pp. 2263–2277, Jun. 2016, doi: 10.21595/jve.2016.16657
- [72] L. Bai, C. Zhang, and E. Xiong, "Investigations on the Shear Mechanism of Steel-Tube-Reinforced Concrete Shear Walls with a Low Shear-Span Ratio," *KSCE J Civ Eng*, vol. 23, no. 7, pp. 2983–2996, Jul. 2019, doi: 10.1007/s12205-019-1170-3
- [73] J. Zhou, X. Fang, and Z. Yao, "Mechanical behavior of a steel tube-confined high-strength concrete shear wall under combined tensile and shear loading," *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 673–685, Sep. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.06.024
- [74] J. Zhou, X. Fang, and Y. Jiang, "Cyclic behavior of concrete-encased high-strength concrete-filled steel tube composite walls: An experiment," *Structural Concrete*, p. suco.201900233, Aug. 2020, doi: 10.1002/suco.201900233
- [75] K.-Z. Ma, Y.-D. Ma, and X.-W. Liang, "Seismic Behavior of Steel Reinforced High-Strength Concrete Composite Walls," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 8, pp. 1290–1310, Aug. 2020, doi: 10.1080/13632469.2018.1458665
- [76] M. H. Kisa, S. B. Yuksel, and N. Caglar, "Experimental study on hysteric behavior of composite shear walls with steel sheets," *Journal of Building Engineering*, vol. 33, p. 101570, Jan. 2021, doi: 10.1016/j.jobbe.2020.101570
- [77] X. Lu, Y. Zhang, H. Zhang, H. Zhang, and R. Xiao, "Experimental study on seismic performance of steel fiber reinforced high strength concrete composite shear walls with different steel fiber volume fractions," *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 247–259, Sep. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.068
- [78] I.-E. Boita, D. Dan, and V. Stoian, "Seismic Behaviour of Composite Steel Fibre Reinforced Concrete Shear Walls," *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 245, p. 022006, Oct. 2017, doi: 10.1088/1757-899X/245/2/022006
- [79] W. Cao, J. Zhang, H. Dong, and M. Wang, "Research on seismic performance of shear walls with concrete filled steel tube columns and concealed steel trusses," *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 10, no. 4, pp. 535–546, Dec. 2011, doi: 10.1007/s11803-011-0087-8
- [80] F. Ren, J. Chen, G. Chen, Y. Guo, and T. Jiang, "Seismic behavior of composite shear walls incorporating concrete-filled steel and FRP tubes as boundary elements," *Engineering Structures*, vol. 168, pp. 405–419, Aug. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.032
- [81] Q.-Y. Qiao, W.-L. Cao, X.-Y. Li, H.-Y. Dong, W.-W. Zhang, and F. Yin, "Seismic behavior of shear walls with boundary CFST columns and embedded multiple steel plates: Experimental investigation," *Engineering Structures*, vol. 160, pp. 243–256, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.040
- [82] L. Wu, Y. Tian, Y. Su, and H. Chen, "Seismic performance of precast composite shear walls reinforced by concrete-filled steel tubes," *Engineering Structures*, vol. 162, pp. 72–83, May 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.069
- [83] J. Zhang, X. Li, W. Cao, and C. Yu, "Seismic behavior of composite shear walls incorporating high-strength materials and CFST boundary elements," *Engineering Structures*, vol. 220, p. 110994, Oct. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110994
- [84] W. Cao, H. Liu, H. Dong, and J. Zhang, "Experimental study on the seismic behavior of coupled shear wall with concealed partitioned steel plates," *J*

- VIBROENG, vol. 18, no. 4, pp. 2304–2318, Jun. 2016, doi: 10.21595/jve.2016.16846
- [85] G. Li, M. Pang, Y. Li, L. Li, F. Sun, and J. Sun, "Experimental comparative study of coupled shear wall systems with steel and reinforced concrete link beams," *Struct Design Tall Spec Build*, vol. 28, no. 18, Dec. 2019, doi: 10.1002/tal.1678
- [86] Skyscrapercity.com: www.skyscrapercity.com/threads/
- [87] Skyscrapercenter.com
- [88] Skyrisecities.com
- [89] One Excellence District: <https://farrells.com/project/one-excellence>
- [90] M. Fintel, "Performance of Buildings With Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years," *pcij*, vol. 40, no. 3, pp. 62–80, May 1995, doi: 10.15554/pcij.05011995.62.80
- [91] A. R. Santhakumar, *The ductility of coupled shear walls*, Ph.D. Thesis, p. 414, 1974
- [92] K. N. Shiu, T. Takayanagi, and W. G. Corley, "Seismic Behavior of Coupled Wall Systems," *Journal of Structural Engineering*, vol. 110, no. 5, Art. no. 5, May 1984, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:5(1051)
- [93] A. E. Aktan and V. V. Bertero, "Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 110, no. 8, Art. no. 8, Aug. 1984, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:8(1803)
- [94] N. K. Subedi, A. K. Marsono, and G. Aguda, "Analysis of reinforced concrete coupled shear wall structures," *The Structural Design of Tall Buildings*, 8, 117–143 (1999)
- [95] C. Sabau, C. Popescu, N. Bagge, G. Sas, T. Blanksvärd, and B. Täljsten, "Local and global behavior of walls with cut-out openings in multi-story reinforced concrete buildings," *Engineering Structures*, vol. 187, pp. 57–72, May 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.02.046
- [96] C. Popescu, G. Sas, T. Blanksvärd, and B. Täljsten, "Concrete walls weakened by openings as compression members: A review," *Engineering Structures*, vol. 89, pp. 172–190, Apr. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.02.006
- [97] B. Li, K. Qian, and H. Wu, "Flange effects on seismic performance of reinforced concrete squat walls with irregular or regular openings," *Engineering Structures*, vol. 110, pp. 127–144, Mar. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.11.051
- [98] J. I. Daniel, K. N. Shiu, and W. G. Corley, "Openings in Earthquake-Resistant Structural Walls," *Journal of Structural Engineering*, vol. 112, no. 7, Art. no. 7, Jul. 1986, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:7(1660)
- [99] J. D. Aristizabal-Ochoa, "Seismic Behavior of Slender Coupled Wall Systems," *Journal of Structural Engineering*, vol. 113, no. 10, Art. no. 10, Oct. 1987, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:10(2221)
- [100] B. C.B., S. K. N., R. B. G., and A. E. Fiorato, "Earthquake resistant structural walls - Tests of coupling beams." Portland cement association, Oct. 29, 1976
- [101] S. F. Breña and O. Ihtiyar, "Performance of Conventionally Reinforced Coupling Beams Subjected to Cyclic Loading," *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 6, Art. no. 6, Jun. 2011, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000316
- [102] F.-Y. Liao, L.-H. Han, and Z. Tao, "Experimental Behaviour of RC Shear Walls Framed with Steel Reinforced Concrete (SRC) Columns under Cyclic Loading," in *Steel & Composite Structures*, 2010, pp. 233–238, doi: 10.3850/978-981-08-6218-3_CC-We022
- [103] K.-Z. Ma, Y.-D. Ma, and X.-W. Liang, "Seismic Behavior of Steel Reinforced

- High-Strength Concrete Composite Walls," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 8, Art. no. 8, Aug. 2020, doi: 10.1080/13632469.2018.1458665
- [104] M. H. Kisa, S. B. Yuksel, and N. Caglar, "Experimental study on hysteric behavior of composite shear walls with steel sheets," *Journal of Building Engineering*, vol. 33, p. 101570, Jan. 2021, doi: 10.1016/j.jobbe.2020.101570
- [105] W. Cao, H. Liu, H. Dong, and J. Zhang, "Experimental study on the seismic behavior of coupled shear wall with concealed partitioned steel plates," *J VIBROENG*, vol. 18, no. 4, Art. no. 4, Jun. 2016, doi: 10.21595/jve.2016.16846
- [106] G. Li, M. Pang, Y. Li, L. Li, F. Sun, and J. Sun, "Experimental comparative study of coupled shear wall systems with steel and reinforced concrete link beams," *Struct Design Tall Spec Build*, vol. 28, no. 18, Art. no. 18, Dec. 2019, doi: 10.1002/tal.1678

3. DE DIMENSIONAREA ȘI PROIECTAREA PEREȚILOR COMPOZIȚI

- [107] U.T.C.B., M.L.P.A.T., "NP033/1999 - Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armatura rigida." 1999
- [108] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings, Chapter 6, 2004
- [109] P100/2013-1, Romanian Seismic Code for the Assessment of New Buildings, Chapter 7, 2013
- [110] Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Chapter 7, 2005

4. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

- [111] P100/2013-1, Romanian Seismic Code for the Assessment of New Buildings
- [112] European Committee for Standardization and Standards Policy and Strategy Committee, Eurocode 8, design of structures for earthquake resistance, 2005
- [113] EN 12390-1: 2012, Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and modulus
- [114] EN 10002-1:2001, Tensile testing of metallic materials. Method if test (at ambient temeprature)
- [115] F. Alexandru Adrian, "Study on the performances of composite steel concrete structural shear walls under lateral loads," Ph.D. Thesis, University Politehnica of Timisoara, 2012, Chapter 4, Section 4.1.2.
- [116] I.-E. Boita, D. Dan, and V. Stoian, "Seismic Behaviour of Composite Steel Fibre Reinforced Concrete Shear Walls," *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 245, p. 022006, Oct. 2017, doi: 10.1088/1757-899X/245/2/022006
- [117] British Standards Institution, Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. British Standards Institution, 2004
- [118] N. Zabihi and O. Eren, "Compressive Strength Conversion Factors of Concrete as Affected by Specimen Shape and Size," *RJASET*, vol. 7, no. 20, pp. 4251-4257, May 2014, doi: 10.19026/rjaset.7.796
- [119] EN 14651:Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)." EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE EUROPÄISCHE NORM, Jun. 2005
- [120] EN 1998-1-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings." Dec. 2004
- [121] EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings." Dec. 2004

- [122] CERVENKA CONSULTING, "ATENA - Non-linear structural analysis software for reinforced concrete structures: <https://www.cervenka.cz/>
- [123] P. Robert, "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing," Ninth World Conference on Earthquake Engineering, vol. VIII, pp. 605–616, Aug. 1988
- [124] D. Dan, A. Fabian, and V. Stoian, "Theoretical and experimental study on composite steel–concrete shear walls with vertical steel encased profiles," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, no. 5, pp. 800–813, May 2011, doi: 10.1016/j.jcsr.2010.12.013
- [125] H. Krawinkler, "LOADING HISTORIES FOR CYCLIC TESTS IN SUPPORT OF PERFORMANCE ASSESSMENT OF STRUCTURAL COMPONENTS", Stanford University, Dept. of Civil and Environmental Engineering
- [126] ECCS(1985) European Convention for Constructional Steelwork TWG 13 Seismic Design, Report No. 45, Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. 1985
- [127] I. Demeter, T. Nagy-György, V. Stoian, and D. Dan, "Quasi-Static Loading Strategy for Earthquake Simulation on Precast RC Shear Walls," 12th WSEAS International Conference on SYSTEMS, Heraklion, Greece, July 22-24, 2008
- [128] C. Todut, D. Dan, and V. Stoian, "Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force," *Engineering Structures*, vol. 80, pp. 323–338, Dec. 2014, doi:10.1016/j.engstruct.2014.09.019

5. INTERPRETAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

- [129] P. Thomas, "The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance." *Earthquake Spectra*, 1986
- [130] M. J. N. Priestley and F. Seible, "Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures," *Construction and Building Materials*, vol. 9, no. 6, pp. 365–377, Dec. 1995, doi: 10.1016/0950-0618(95)00049-6
- [131] S. Oliveira, R. Costa, A. Shahbazian, C. Rebelo, Y. Harada, and L. S. da Silva, "Component-based method for quasi-static cyclic behaviour of steel joints," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 181, p. 106551, Jun. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106551
- [132] F. Alexandru Adrian, "Study on the performances of composite steel concrete structural shear walls under lateral loads," Ph.D. Thesis, University Politehnica of Timisoara, 2012, Chapter 5, Section 5.4
- [133] P. Robert, "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing," Ninth World Conference on Earthquake Engineering, vol. VIII, pp. 605–616, Aug. 1988
- [134] P100/2013-1, Romanian Seismic Code for the Assessment of New Buildings, Chapter 5, 2013

6. MODELĂRI ȘI ANALIZE NUMERICE

- [135] CERVENKA CONSULTING, "ATENA – Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis", Atena 3D Engineering, version 5.4 <https://www.cervenka.cz/>
- [136] Y. Shi, M. Wang, and Y. Wang, "Experimental and constitutive model study of structural steel under cyclic loading," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, no. 8, pp. 1185–1197, Aug. 2011, doi:

- 10.1016/j.jcsr.2011.02.011
- [137] G. Shi, Y. Gao, X. Wang, and Y. Zhang, "Mechanical properties and constitutive models of low yield point steels," *Construction and Building Materials*, vol. 175, pp. 570–587, Jun. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.04.219
- [138] C. I. Zub, A. Stratan, and D. Dubina, "Modelling the cyclic response of structural steel for FEM analyses," *ITM Web Conf.*, vol. 29, p. 02011, 2019, doi: 10.1051/itmconf/20192902011
- [139] P. Krolo, D. Grandić, and Ž. Smolčić, "Experimental and Numerical Study of Mild Steel Behaviour under Cyclic Loading with Variable Strain Ranges," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2016, pp. 1–13, 2016, doi: 10.1155/2016/7863010
- [140] C. A. Benedetty, L. H. Oliveira, L. C. Almeida, and L. M. Trautwein, "Nonlinear modeling of SFRC beam using multilinear softening function obtained by inverse analysis," *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 596, p. 012005, Aug. 2019, doi: 10.1088/1757-899X/596/1/012005
- [141] F. Alexandru Adrian, "Study on the performances of composite steel concrete structural shear walls under lateral loads," Ph.D. Thesis, University Politehnica of Timisoara, 2012, Chapter 6, Section 6.3
- [142] W. Cao, H. Liu, H. Dong, and J. Zhang, "Experimental study on the seismic behavior of coupled shear wall with concealed partitioned steel plates," *J VIBROENG*, vol. 18, no. 4, Art. no. 4, Jun. 2016, doi: 10.21595/jve.2016.16846
- [143] B. Wang, H. Jiang, and X. Lu, "Experimental and numerical investigations on seismic behavior of steel truss reinforced concrete core walls," *Engineering Structures*, vol. 140, pp. 164–176, Jun. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.02.055

Anexa A - Instrumentarea pereților structurali

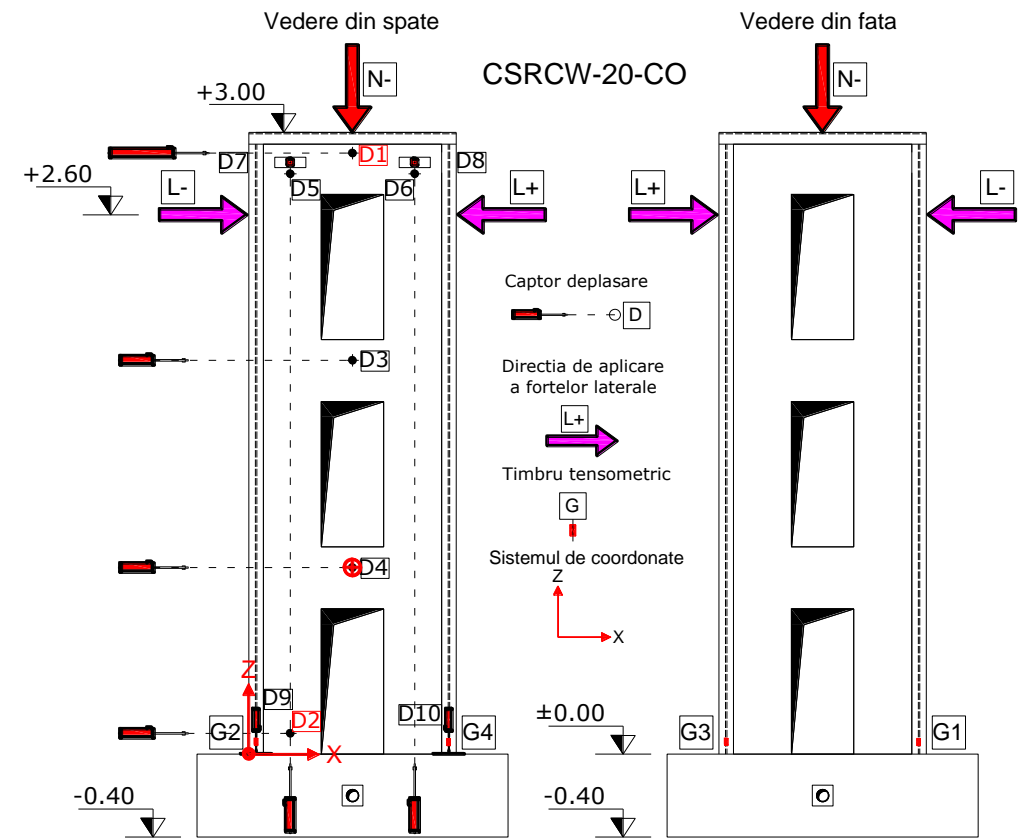


Fig. A.1 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSRCW-20-CO

Tab. A.1 Lista cu poziția senzorilor de măsurat utilizați la nivelul CSRCW-20-CO față de sistemul de coordonate considerat ca referință

Nr. identificare	Dispozitiv utilizat	Poziția pe suprafața elementului	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
D1	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	2900
D2	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	100
D3	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	1900
D4	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	900
D5	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2800
D6	Captor deplasare	Panou beton armat	850	0	2800
D7	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2850
D8	Captor deplasare	Panou beton armat	800	0	2850
D9	Captor deplasare	Fundație	35	-62.5	0
D10	Captor deplasare	Fundație	965	-62.5	0
G1	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	38	100	65
G2	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	35	0	110
G3	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	975	100	75
G4	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	965	0	120
L-	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	0	50	2600
L+	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	1000	50	2600
N-	Presă hidraulică	Fibră superioară panou beton armat	500	50	3000

Tab. A.2 Lista cu poziția senzorilor de măsurat utilizați la nivelul CSRCW-21-CO față de sistemul de coordonate considerat ca referință

Nr. identificare	Dispozitiv utilizat	Poziția pe suprafața elementului	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
D1	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	2900
D2	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	100
D3	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	900
D4	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	1900
D5	Captor deplasare	Panou beton armat	180	0	2790
D6	Captor deplasare	Panou beton armat	830	0	2780
D7	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2850
D8	Captor deplasare	Panou beton armat	800	0	2850
D9	Captor deplasare	Fundație	35	-62.5	0
D10	Captor deplasare	Fundație	965	-62.5	0
G1	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	45	100	95
G2	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	955	100	90
G3	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	30	0	120
G4	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	965	0	90
G7	Timbru tensometric	Beton montant	650	55	80
G8	Timbru tensometric	Beton montant	320	100	100
G9	Timbru tensometric	Beton montant	350	55	110
L-	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	0	50	2600
L+	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	1000	50	2600
N-	Presă hidraulică	Fibră superioară panou beton armat	500	50	3000

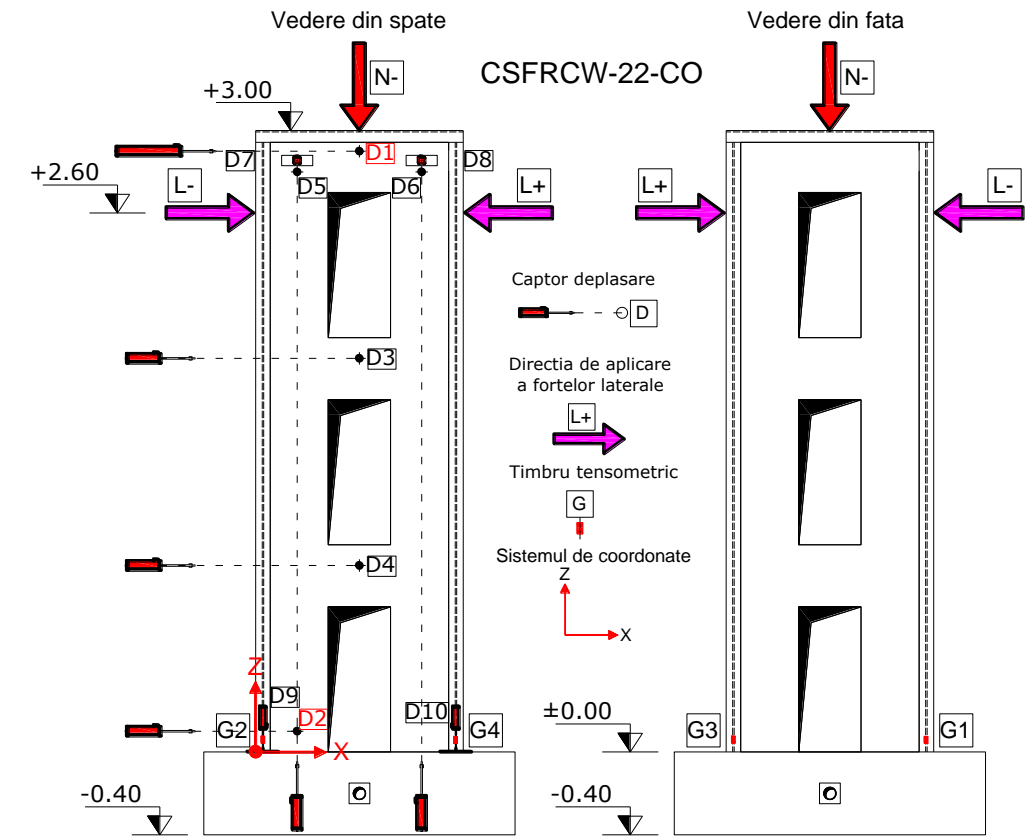


Fig. A.3 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSFRCW-22-CO

Tab. A.3 Lista cu poziția senzorilor de măsurat utilizați la nivelul CSFRCW-22-CO față de sistemul de coordonate considerat ca referință

Nr. identificare	Dispozitiv utilizat	Poziția pe suprafața elementului	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
D1	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	2900
D2	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	100
D3	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	900
D4	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	1900
D5	Captor deplasare	Panou beton armat	170	0	2800
D6	Captor deplasare	Panou beton armat	815	0	2800
D7	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2850
D8	Captor deplasare	Panou beton armat	800	0	2850
D9	Captor deplasare	Fundație	35	-62.5	0
D10	Captor deplasare	Fundație	965	-62.5	0
G1	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	35	100	65
G2	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	35	0	55
G3	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	965	100	55
G4	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	965	0	55
L-	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	0	50	2600
L+	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	1000	50	2600
N-	Presă hidraulică	Fibră superioară panou beton armat	500	50	3000

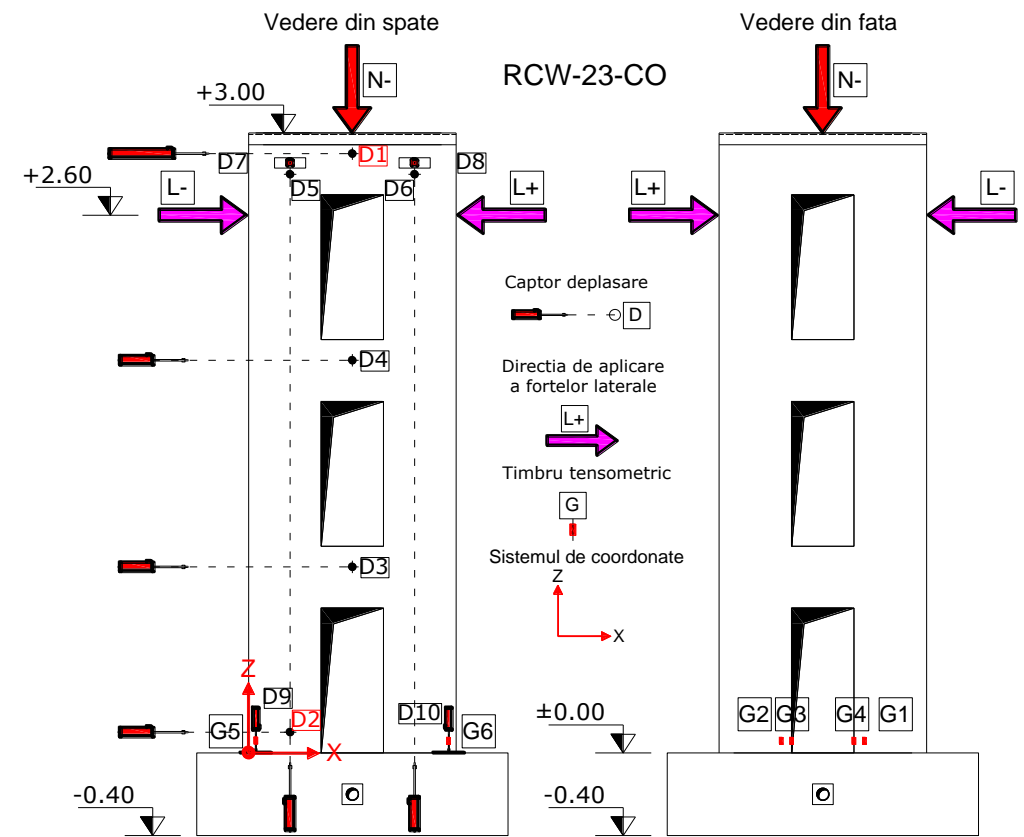


Fig. A.4 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural RCW-23-CO

Tab. A.4 Lista cu poziția senzorilor de măsurat utilizați la nivelul RCW-23-CO față de sistemul de coordonate considerat ca referință

Nr. identificare	Dispozitiv utilizat	Poziția pe suprafața elementului	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
D1	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	2900
D2	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	100
D3	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	900
D4	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	1900
D5	Captor deplasare	Panou beton armat	130	0	2800
D6	Captor deplasare	Panou beton armat	890	0	2780
D7	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2850
D8	Captor deplasare	Panou beton armat	800	0	2850
D9	Captor deplasare	Fundație	35	-62.5	0
D10	Captor deplasare	Fundație	965	-62.5	0
G1	Timbru tensometric	Beton montant	310	100	100
G2	Timbru tensometric	Beton montant	675	100	70
G3	Timbru tensometric	Beton montant	650	70	110
G4	Timbru tensometric	Beton montant	350	55	130
G5	Timbru tensometric	Armătură verticală	22	22	110
G6	Timbru tensometric	Armătură verticală	978	22	110
L-	Presă hidraulică	Panou beton armat	0	50	2600
L+	Presă hidraulică	Panou beton armat	1000	50	2600
N-	Presă hidraulică	Fibră superioară panou beton armat	500	50	3000

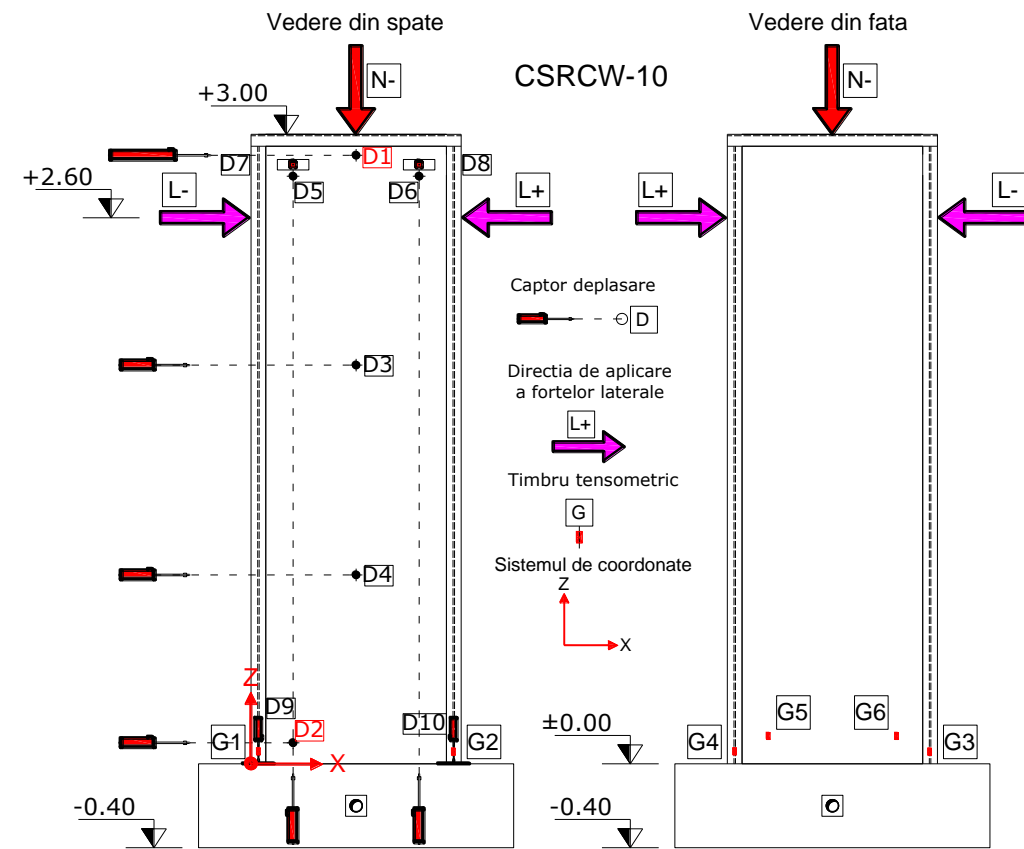


Fig. A.5 Punctele de monitorizare a deformațiilor și deplasărilor înregistrate la nivelul elementului structural CSRCW-10

Tab. A.5 Lista cu poziția senzorilor de măsurat utilizați la nivelul CSRCW-10 față de sistemul de coordonate considerat ca referință

Nr. identificare	Dispozitiv utilizat	Poziția pe suprafața elementului	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
D1	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	2900
D2	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	100
D3	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	900
D4	Captor deplasare	Panou beton armat	500	0	1900
D5	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2800
D6	Captor deplasare	Panou beton armat	850	0	2800
D7	Captor deplasare	Panou beton armat	200	0	2850
D8	Captor deplasare	Panou beton armat	800	0	2850
D9	Captor deplasare	Fundație	35	-62.5	0
D10	Captor deplasare	Fundație	965	-62.5	0
G1	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	35	0	95
G2	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	965	0	90
G3	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	35	100	95
G4	Timbru tensometric	Talpă profil metalic	965	100	90
G5	Timbru tensometric	Panou beton armat	130	100	135
G6	Timbru tensometric	Panou beton armat	855	100	115
L-	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	0	50	2600
L+	Presă hidraulică	Talpă profil metalic	1000	50	2600
N-	Presă hidraulică	Fibră superioară panou beton armat	500	50	3000