Fondul de Cercetare pentru Cărbune și Oțel Proiect INNOSEIS RFCS-02-2015

# Dispozitive și sisteme inovative antiseismice

2017

Editat de Ioannis Vayas



# Innovative anti-seismic devices and systems

1<sup>st</sup> edition, 2017

#### Published by:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork publications@steelconstruct.com www.steelconstruct.com

All rights reserved. No parts of this publication may be reproduced, stored in a retrieval sys-tem, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, re-cording or otherwise, without the prior permission of the copyright owner

ECCS assumes no liability regarding the use for any application of the material and information contained in this publication.

Copyright © 2017 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147- 136-2

**Printed in** Sersilito, Empresa Grαfica Lda.

Legal deposit

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	э
PROL	OG

# PROLOG

Cutremurele au loc de când Zeița Athena a îngropat un Gigant, Enceladus, în timpul gigantomahiei, în muntele Etnei din Sicilia. Studiile recente au confirmat faptul că activitatea seismică se datorează și altor motive, cum ar fi activitatea tectonică, pe lângă eruperi vulcanice, când Enceladus se simte inconfortabil în Etna. Din toate pericolele naturale, cutremurele constituie cea care provoacă cea mai mare amenințare combinată la pierderea vieții și a proprietății. Cu toate acestea, deși cutremurele nu pot fi evitate, efectele lor catastrofale asupra mediului construit pot dacă se respectă conceptele corespunzătoare.

Ca urmare a necesităților internaționale, în Europa au fost efectuate cercetări ample privind structurile rezistente la seism. O serie de sisteme inovative bazate pe disiparea și amortizarea energiei au fost recent inventate ca rezultat al proiectelor de cercetare nationale și europene. Componentele disipative, unde potențialul de concentrare a daunelor este în mare parte mic și demontabil pentru a permite înlocuirea usoară a acestora după cutremure puternice. Cu toate acestea, aceste sistemele nu au revendicat o cotă echitabilă a pieței construcțiilor de oțel, deoarece nu sunt incluse Eurocoduri prevederi privind proiectarea acestora si doar câtiva proiectanți sunt suficient de încrezători pentru a le aplica. Proiectul INNOSEIS, care a primit finantare din partea Fondului de cercetare pentru cărbune si otel (RFCS), cu participarea a 11 parteneri, își propune să facă față acestui dezavantaj. Obiectivul proiectului INNOSEIS este, pe de o parte, diseminarea cunoștințelor privind 12 sisteme inovative pentru a se ajunge la o utilizare mai largă în aplicații practice și, pe de altă parte, pentru a oferi instrumentele pentru promovarea oficială a oricărui sistem nou rezistent la încărcări laterale la un statutul aprobat printr-o metodologie standard bazată pe performanță pentru a determina factorii de comportare fiabili și pentru a confirma că riscul asociat se află în limite acceptabile.

Acest volum prezintă 12 sisteme inovative sub formă de broșuri informative, dintre care trei (3) au primit statutul de dispozitive antiseismice după îndeplinirea cerințelor standardului european relevant EN 15129. Broșurile informative includ descrierea sistemelor, Investigații experimentale, reguli de proiectare, analize structurale și aplicații. Sistemele aflate în discuție sunt îmbinări disipative, legături disipative, îmbinări de continuitate disipative, bare disipative și panouri de forfecare demontabile, contravântuiri modificate, dispozitive de autocentrare precum și dispozitive histeretica in forma de triunghi sau semi-lună.

Pe lângă acest volum, au fost pregătite și efectuate alte documente și acțiuni, cum ar fi pregătirea ghidurilor de proiectare, stabilirea unei proceduri de determinare a factorilor de comportare consecvenți, proiectarea studiilor de caz și organizarea de semănării și ateliere de lucru pentru diseminarea materialelor produse. Mai multe

II   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	•••
PROLOG	

informații despre proiect, partenerii și activitățile sale sunt incluse în site-ul <u>http://innoseis.ntua.gr</u>. Materialul acestui volum a fost elaborat în comun de toți partenerii proiectului. Editorul acestui volum este Coordonatorul proiectului și lider al Pachetului de Lucru relevant. Partenerii INNOSEIS sunt după cum urmează:

Universitatea Națională Tehnică din Atena (Coordonator)	Grecia
Universitatea Politehnica Timișoara	Romania
Politehnica din Milano	Italia
Universitatea Federico II din Napoli	Italia
Universitatea din Pisa	Italia
Universitatea Tehnică Aachen	Germania
Institutul Superior Tehnic din Lisabona	Portugalia
Universitatea de Arhitectură, Inginerie Civilă si Geodezică	Bulgaria
Universitatea Hasselt	Belgia
Maurer Sohne Engineering GmbH&CO KG	Germania
ECCS– Convenția Europeana pentru Construcții Metalice	Belgia

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | III AUTORI

# AUTORI

UNIVERSITATEA NATIONALA TEHNICA DIN ATENA (NTUA) Institutul Structurilor din Otel EL-15780 Atena, Grecia Capitolele 1, 4 Autori: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

UNIVERSITATEA HASSELT Grupul de Cercetare a Ingineriei Construcțiilor Campus Diepenbeek, cladirea Agoralaan H, BE3590 Diepenbeek Capitolul 2 Autori: Jose Henriques, Herve Degee

UNIVERSITATEA TEHNICĂ AACHEN (RWTH) Institutul Construcțiilor din Otel 52074 Aachen, Germania Capitolul 3 Autori: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITEHNICA DIN MILAN (POLIMI) Departamentul de Arhitectura, Mediu Construit si Inginerie Civila Piața Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italia Capitolul 5 Autori: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTUL SUPERIOR TEHNICA (IST) Departamentul de Inginerie Civila, Arhitectura si Georesurse Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisabona, Portugalia Capitolul 6 Autori: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

UNIVERSITATEA POLITEHNICA TIMISOARA (UPT) Departamentul de Construcții Metalice si Mecanica Construcțiilor Strada Ioan Curea, nr.1, Timișoara, Romania Capitolele 7, 8 Autorii capitolului 7: Adriana Chesoan, Aurel Stratan, Dan Dubina Autorii capitolului 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina IV | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice AUTORI

UNIVERSITATEA DE ARHITECTURĂ, INGINERIE CIVILĂ ȘI GEODEZICĂ (UACEG) Departamentul de Structuri din Otel si Lemn

1 Hr. Smirnenski blvd. 1046 Sofia, Bulgaria

Capitolul 9

Autori: Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva, Dimo Zhelev, Nikolaj Rangelov

UNIVERSITATEA DIN PISA (UNIPI) Departamentul de Inginerie Civila si Industriala 56122 Pisa, Italia Capitolul 10 Autori: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE) Frankfurter Ring 193 80807 Muchen, Germania Capitolele 11, 12 Autorii capitolului: Christiane Butz Autorii capitolului: Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   V	
CUPRINS	

# CUPRINS

PROLO	DG	I
AUTOF	રા	III
CUPRI	NS	V
1 ÎME	BINĂRI CU BOLȚURI INERD	9
1.1		
1.2	DESCRIEREA ÎMBINĂRII CU BOLȚURI INERD	9
1.3	MODELUL STĂRII LIMITĂ	11
1.4	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ÎMBINĂRI CU BOLȚ INERD	
1.5		
1.6		
1.7		
1.9	PUBLICATII PRECEDENTE	
1.10	REFERINÎE BIBLIOGRAFICE	
2 ÎME	BINARE U INERD	45
21		15
2.1		45
2.3	MODELUL STĂRII LIMITĂ	
2.4	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ÎMBINĂRI TIP U	
2.5	PROIECTAREA SEISMICĂ A CLĂDIRII ÎN CADRE	
2.6	DOMENIU DE APLICARE	54
2.7	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	55
3 GR	INZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS	57
3.1	INTRODUCERE	
3.2	DESCRIEREA SISTEMULUI CU GRINDĂ DE LEGATURĂ	57
3.3		
3.4	INCERCARI EXPERIMENTALE PE GRINDA DE LEGATURA FUSEIS	
3.5		
3.0 3.7		
3.8	DOMENIU DE APLICARE	
3.9		
3.10	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	
4 BA	RE CU BOLȚURI FUSEIS	95
4.1	INTRODUCERE	
4.2	DESCRIEREA SISTEMULUI CU BOLȚURI FUSEIS	
4.3	MODELUL STĂRII LIMITĂ	
4.4	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE BARE CU BOLȚURI FUSEIS	
4.5	REGULI DE PROIECTARE	
4.6	ANALIZA PE CLADIRI 2D	

\ (	/I   Disp CUPRIN	ozitive si sisteme inovative antiseismice S	
	4.7	CONCLUZII	133
	4.8	DOMENIU DE APLICARE	134
	4.9	PUBLICATII	134
	4.10	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	134
5	ÎMI	BINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS	136
	5.1	INTRODUCERE	136
	5.2	DESCRIEREA ÎMBINARILOR DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS	136
	5.3		138
	5.4		148
	5.5 5.6		150
	5.0	DOMENIU DE APLCIARE	173
	5.8	CONCLUZI	173
	5.9	PUBLICAȚII	173
	5.10	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	174
6	ÎMI	BINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS	175
	6.1	INTRODUCERE	175
	6.2	DESCRIEREA ÎMBINĂRILOR DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS	175
	6.3	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE	
			177
	6.4	MODELAREA NUMERICA A IMBINARILOR DE CONTINUITATE SUDATE	184
	0.0 6.6		100
	6.7	CONCLUZI	207
	6.8	REFERINTE BIBLIOGRAFICE	208
	6.9	ANEXA	210
7	BA	RE DISIPATIVE DEMONTABILE	211
	71	INTRODUCERE	211
	7.2	DESCRIEREA SISTEMULUI CU BARE DISIPATIVE DEMONTABILE	211
	7.3	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE SISTEME CU BARE DISIPATIVE ÎNLOCUIBILE	213
	7.4	PREVEDERI DE PROIECTARE	219
	7.5	ANALIZA CADRELOR 2D	226
	7.6		241
	1.1 7 0	DUMENIU DE APLICARE	242
	7.0 7.9	PUBLICAȚII REFERINTE BIBLIOGRAFICE	242
8	ρ		245
0	0 1		24J
	o.i 8.2		. 245
	8.3	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE PANOURI DE FORFECARE	248
	8.4	REGULI DE PROIECTARE	256
	8.5	ANALIZA CLADIRILOR 2D	264
	8.6	CONCLUZII	275

	Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	)   VII
	CUP	RINS
0.7		075
8.7		275
8.8	PUBLICAȚII	275
8.9	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	275
9 CA	DRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)	277
9.1	INTRODUCERE	277
9.2	DESCRIEREA SISTEMULUI CBF-MB	
9.3		280
9.0		282
9.4		201
9.5		300
9.0		217
9.7		317
9.8		317
9.9		317
9.10	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	318
10 DIS	SPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OTEL	320
	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
10.1		320
10.2	DISPOZITIVUL DIN OŢEL CU AUTO-CENTRARE (SSCD)	323
10.3	MODELUL MECANIC ȘI VALIDAREA EXPERIMENTALĂ A SSCD	327
10.4	APLICAREA ÎN PROIECTAREA UNEI CLĂDIRI COMERCIALE (STUDIU DE CAZ)	338
10.5	CONCLUZII	356
10.6	DOMENIU DE APLICARE	357
10.7	PUBLICAȚII	357
10.8	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE	358
11 DIS	SPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)	359
		250
11.1		359
11.2	DESCRIEREA SISTEMULUI CUNTRAVANTUIT HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN	050
		359
11.3		362
11.4		367
11.5		375
11.6	STUDIU DE CAZ PE CADRU 2D	381
11.7	CONCLUZII	389
11.8	DOMENIU DE APLICARE	390
11.9	REFERINŢE	390
12 DI	SPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH	)391
12 1		301
12.1	DESCRIEREA DISPOZITIVULUI HISTERETIC DIN OTEL ÎN FORMĂ DE SEMI-	
12.2		391
12 3	MODELE STRUCTURALE	303
12.0	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE DISPOZITIVE MSSH	307
12.4		۲ <u>و</u> و
12.0		/10
12.0		01+
12.7		419

VIII   Dis CUPRIN	pozitive si sisteme inovative antiseismice S	3	
12.8	DOMENIU DE APLICARE		419
12.9	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE .		419

ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

# 1 ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

# 1.1 INTRODUCERE

În cadrul Programului European de Cercetare al Fondului de Cercetare pentru Cărbune și Oțel "Două inovații pentru proiectarea antiseismica" (Acronim: INERD), prin contractul nr. 7210-PR-316, au fost introduse două îmbinări disipative inovatoare, îmbinările tip U și cu Bolț, care sunt prezentate în această broșură informativă.

Proiectul INERD a cuprins investigații experimentale, numerice și analitice extinse privind îmbinarea cu Bolțuri și a condus la elaborarea unui Ghid preliminar de proiectare, toate acestea fiind prezentate în rapoartele tehnice relevante și în publicații în jurnale.

Obiectul acestei broșuri informative este de a descrie pe scurt configurația îmbinării cu bolțuri INERD și de a demonstra principiile de bază ale comportării sale. Sunt prezentate, de asemenea, câteva rezultate experimentale și analitice tipice, dar accentul se pune pe instrucțiunile de modelare și regulile de dimensionare necesare pentru analiza și proiectarea structurilor care conțin îmbinări INERD. De asemenea, se face referire la un studiu de caz detaliat, în care se aplică aceste reguli.

# 1.2 DESCRIEREA ÎMBINĂRII CU BOLȚURI INERD

Îmbinarea cu Bolțuri INERD este utilizată între contravântuirea verticală a unei clădiri și stâlpul acesteia și poate fi realizată cu diferite aspecte, cum ar fi cele prezentate în Fig. 1.1. Se compune din două plăci externe, care sunt prinse cu șuruburi sau sudura de tălpile stâlpului, și una sau două plăci interne, care sunt sudate la capătul contravântuirii. Un bolț, care poate avea o secțiune transversală dreptunghiulară, rotundă sau circulară, trece prin toate plăcile prin găuri de dimensiuni corespunzătoare. Axa principala a secțiunii transversale a Bolțului poate fi paralelă sau perpendiculară pe axa contravântuirii.

Concepția inițială a îmbinării a constat într-o placă internă și un bolț dreptunghiular (Fig. 1.1a), dar a fost ulterior modificată pentru a include mai multe aspecte. În timpul proiectului INERD au fost investigate îmbinările cu două plăci exterioare sudate și două plăci exterioare cu Bolțuri (Fig. 1.1b). Bolțurile utilizate au fost dreptunghiulare și circulare. Încercările configurației cu o singură placă interioara au avut loc în cadrul unui proiect național de cercetare.

Îmbinarea se comporta într-un mod relativ simplu, care poate fi modelat printr-o grindăcare este supusă la încovoiere in 3 sau 4 puncte. Elementul care acționează ca o grindă este bolțul, care este rezemat in dreptul plăcilor exterioare. Forța axială a contravântuirii este transferată prin plăcile interioare către punctele corespunzătoare ale Bolțului și acționează ca una sau două încărcări concentrate, în funcție de numărul de plăci interioare. Deoarece rezistența îmbinării la forță axială

10   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD	

are loc prin încovoierea bolțului, aceasta este independentă de direcția sa. Ca și concluzie, pentru a distinge cele două cazuri, se poate afirma că "plăcile îmbinării INERD sunt în compresiune" atunci când contravântuirea este supusa la compresiune și că "plăcile îmbinării INERD sunt în întindere" în cazul opus.





Îmbinarea este proiectată la Starea Limită Ultimă (SLU), excluzând combinațiile seismice, astfel încât bolțul să rămână în domeniul elastic. Cu toate acestea, în cazul cutremurului de proiectare, Bolțurile sunt activate și supuse unor forțe axiale semnificative, care au ca rezultat plasticizarea Bolțului, pentru a disipa energia seismică. Rezistența îmbinării, incluzând supra-rezistența anticipată, este proiectată să fie mai mică decât rezistența contravântuirii împotriva flambajului și, evident, întinderii. Ca urmare, nu este permis să se dezvolte mecanismul obișnuit de disipare al CBF, care se datorează în principal curgerii diagonalei întinse. În schimb, plasticizarea este limitată la îmbinările INERD, unde se formează articulații plastice în bolț in zona plăcilor. Datorită conversiei forței axiale în încovoierea bolțului, indiferent de direcția forței, îmbinările INERD se comportă într-o manieră similară atât pentru diagonalele întinse, cât și pentru cele comprimate.

Răspunsul unei îmbinări INERD tipice la întindere este prezentat în Fig. 1.2. În prima etapă a încărcării, reazemele se comportă articulat, astfel încât bara este simplu rezemată (Fig. 1.2a) iar momentul Bolțului este concentrat în mijlocul său (încovoiere in 3 sau 4 puncte). Atunci când momentul incovoietor devine egal cu rezistența la încovoiere a Bolțului, se formează articulații plastice în dreptul plăcilor interioare și are loc o deformație semnificativă a Bolțului (Fig. 1.2b). După cum s-a observat în investigația experimentală, bolțul poate avea deplasări foarte mari (de ordinul mărimii înălțimii sau chiar mai mare). Ca urmare, în a doua etapă de încărcare, reazemele încep să se comportate ca fiind fixe, ducând la o creștere suplimentară a rezistenței îmbinării, până când se formează articulații plastice și în reazeme (Fig. 1.2c). În stadiul final de încărcare, rezistența Bolțului a fost epuizată, iar rigiditatea rămasă a îmbinării, relativ scăzută, este cauzată în principal de



consolidarea și extinderea zonelor plasticizate.

Fig. 1.2: Etapele de încărcare a îmbinării cu bolț INERD și modelele statice corespunzătoare

Este de la sine înțeles că acest model simplificat al unui bare ideale supusă la încovoiere se bazează pe mai multe ipoteze, cum ar fi ignorarea interacțiunii forfecare / încovoiere și încovoierea laterală sau rotirea relativă a plăcilor. Cu toate acestea, precizia sa este satisfăcătoare pentru proiectarea preliminară și, în principal, este o cheie importantă pentru a demonstra caracteristicile și proprietățile de bază ale îmbinării.

# 1.3 MODELUL STĂRII LIMITĂ

Pentru proiectarea preliminară a îmbinării INERD și pentru dimensionarea specimenului experimental se introduce un model simplificat de bară. Acest model se bazează pe ipoteza că Bolțului are o comportare similară cu o bară, fie simplu rezemată sau fixă, care depinde de etapa de încărcare, cu încărcări concentrate la nivelul plăcilor interioare. Bara echivalentă (Fig. 1.3a) modelează comportarea îmbinării printr-o curba tri-liniara, așa cum se observă în Fig. 1.3b. Deschiderea barei dext se consideră distanta liberă dintre plăcile exterioare. Forța axială a contravântuirii este modelată prin două forțe concentrate aplicate la o distanță a de reazeme, care este egală cu distanța liberă dintre plăcile exterioare și interioare. Se remarcă faptul că termenul deformația axială sau rezistență îmbinării descrie un vector care este paralel cu axa contravântuirii. Așa cum se demonstrează în Fig. 1.3, răspunsul îmbinării poate fi modelat de către două sisteme statice, primul pentru încărcarea dintre punctele O și I, iar cealaltă pentru încărcarea dintre punctele I și II. Ultimul sistem corespunde unei bare simplu rezemate supuse la încovoiere în 4 puncte, adică capetele barei se pot roti liber ( $K_{sup} = 0$ ). Acest sistem descrie comportarea îmbinării la etapa inițială de încărcare, pană la formarea unei articulații

12   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD	

plastice în locul în care sunt aplicate forțele concentrate (punctul I din Fig. 1.3b). Ulterior, deformația axială crește într-un ritm mai rapid, iar capetele Bolțului devin fixe datorita plăcilor exterioare ( $K_{sup} = \infty$ ), care nu mai permit rotirea liberă. Ca o consecință, momentele încep să se dezvolte în reazemele din capăt, și cresc până când se formează articulații plastice în aceste puncte, situație care corespunde punctului II din Fig. 1.3b.



Fig. 1.3: Modelul analitic simplificat al grinzii: (a) sistemul static echivalent și (b) curba tri-linară forța axială vs. deformație.

În Tabelul 1.1 sunt rezumate ecuațiile modelului analitic simplificat, unde sunt date și cifrele din analizele FE pentru a demonstra distribuția de tensiuni în etapele de încărcare care corespund punctelor I și II. Pentru a se asigura că acest model oferă rezultate precise, este o practică bună să se mențină câteva limitări geometrice simple (de exemplu, grosimea minimă a plăcii și distanța dintre plăci), precum cele prezentate în Tabelul 1.1. În orice caz, trebuie avut în vedere faptul că abaterile de la rezultatele modelului detaliat din §1.5.2 pot fi relativ mari, deci valorile luate din modelul simplificat ar trebui considerate ca fiind indicative pentru proiectarea preliminară a îmbinărilor.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   13
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

	Forța axială	Deformația axială
Punctul I curgere "y"	$P_{y} = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_{y} = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot \ell^{2} \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4a)$
Punctul II Ultim "u"	$P_{u} = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Supra-rezistența pentru proiectarea pe baza de capacitate	1.3·Pu	$P_{y}  \delta_{y} = \delta_{II} = \delta_{Iim} > \delta$
Capacitatea de deformare	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{\text{lim}}~=~0.8\cdot\text{a}$
$\ell$ = distanța axială între plăc a = distanța liberă între plăc interioare $\alpha$ = $a / \ell$ $\approx 0.5 pentru o placă interior d_{ext} = distanța liberă între plăcd_{int} = distanța liberă între plăca 0 pentru o placă interioart t_{ext} = grosimea plăcii exterioartt_{int} = grosimea plăcii interioartt_{int} = grosimea plăcii interioartE = modulul de elasticitate af_{y} = limita de curgere a oțelul$ = momentul de inerție al se $W_{pl}$ = modulul plastic de rezist $M_{pl}$ = rezistența plastică la înc	ile exterioare ile exterioare și bară ile exterioare ile interioare oră re e ntru o placă I oțelului lui ecțiunii Bolțului ență al bolțului ovoiere a bolțului	$\frac{(/2)}{(1+1)^2} + \frac{(/2)}{(1+1)^2} + \frac{(/2)}{(1+$
Tensiunile Von Mises în j	punctul I Tensi	unile Von Mises în punctul II

Tabel 1.1: Modelul simplificat al îmbinării cu bolț INERD [28]

٦

14   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

# 1.4 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ÎMBINĂRI CU BOLȚ INERD

# 1.4.1 Încercări experimentale pe îmbinării

#### 1.4.1.1 Montaj experimental, descrierea specimenelor și protocol de încărcare

Încercările individuale pe îmbinări au fost efectuate la IST Lisabona, și sunt descrise în detaliu în raportul final de la Lisabona [12]. Specimenele conțin 4 plăci și un bolț cu secțiune dreptunghiulară sau rotundă. Plăcile interioare și exterioare sunt prinse împreuna prin plăci mai groase care țin loc de contravântuire și stâlp, pentru a asigura reazeme laterale rigide. În același timp, aceste plăci prind specimenul de echipamentele montajului experimental, astfel încât încărcarea poate fi aplicată perpendicular pe axa Bolțului. Montajul experimental pentru îmbinarea individuală este prezentat în Fig. 1.4.



(a)

(b)

Fig. 1.4: Montajul experimental de la Lisabona pentru un bolț cu secțiune (a) dreptunghiulară și (b) rotundă

În total, patru specimene au fost examinate, pentru diferite combinații ale secțiunii Bolțului și distanței dintre plăcile interioare, după cum se observă în Tabel 1.2. Proprietățile materialelor din elemente au rezultat din încercările pe materiale efectuate pe probe prelevate în timpul fabricării elementelor îmbinării.

Specimenele au fost supuse la trei legi de încărcare, întotdeauna prin controlul deplasării aplicate a plăcilor interioare:

- Încărcare monotonă în compresiune.
- Încărcare ciclică cu cicluri cu magnitudini crescătoare în conformitate cu prevederile ECCS [20]. În special, presupunând o deplasare la curgere egală cu δ<sub>y</sub> (calculată analitic, egală cu 5 mm), această încărcare cuprinde o serie de cicluri simple de încărcare cu amplitudini egale cu ¼ · δ<sub>y</sub>, ½ · δ<sub>y</sub>, ¾ · δ<sub>y</sub> şi δ<sub>y</sub>, care sunt aplicate succesiv in ambele direcții de încărcare. Apoi, se aplica 3 cicluri pentru fiecare multiplu al deplasării la curgere (2 · δ<sub>y</sub>, 3 · δ<sub>y</sub>, 4 · δ<sub>y</sub> etc.) până la cedarea specimenului.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   15
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

 Încărcare ciclică cu cicluri cu amplitudini constante. În special, Bolţurile dreptunghiulare au fost supuse la cicluri de încărcare cu magnitudini de 30, 40, 50 si 60 mm, iar Bolţurile cu secţiune rotundă au fost supuse la cicluri cu magnitudini de 40 şi 60 mm.



1.4.1.2 Rezultatele încercărilor monotone

Îmbinările cu bolţ au arătat o comportare ductilă cu o creștere semnificativă a încărcării după intrarea în zona plastică, care este cauzată de consolidarea și de schimbarea mecanismului de încovoiere, așa cum s-a explicat în §1.3. Datele înregistrate sau calculate pentru toate încercările au fost următoarele: curbele forță-deplasare, energia disipată (totală și plastică) și rigiditatea îmbinării. Rezultatele indicative sunt prezentate in Fig. 1.5.

# 16 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD



Fig. 1.5: Rezultatele indicative ale încărcării monotone în compresiune - Specimen "TipB"

# 1.4.1.3 Rezultatele încercărior ciclice

În timpul încărcării ciclice, îmbinările cu bolț au prezentat o comportare disipativă excelentă cu cicluri histeretice largi și rezistență semnificativă la oboseală oligociclică. S-a constatat că curba monotonă este practic identică cu curba înfășurătoare a încărcării ciclice. De asemenea, s-a observat că curba histeretică a prezentat lunecări semnificative și că rezistența la compresiune este puțin mai mare decât rezistența la întindere, ceea ce poate fi justificat prin încovoierea laterală a plăcilor și rigiditatea la încovoiere diferită pe care acestea o asigură ca reazeme.

Datele înregistrate sau calculate pentru toate încercările au fost curbele forțădeplasare, numărul de cicluri până la cedare, energia disipată (totală și pe jumătate de ciclu) și rigiditatea îmbinării pentru fiecare ciclu. Rezultatele indicative sunt prezentate în Fig. 1.6.

Din încercările cu amplitudine constantă (Fig. 1.7), s-au derivat curbele cele mai potrivite și de proiectare S-N în vederea evaluării comportării bolțului la oboseală oligo-ciclică, care s-a dovedit a fi o comportare foarte bună, în mare datorită absenței sudurilor sau crestăturilor în zona plasticizată.

# Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 17

#### ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD



Fig. 1.6: Rezultatele indicative la încărcarea ECCS- Specimen "TipB"



Fig. 1.7: Rezultatele indicative la încărcarea cu amplitudine constanta (±30mm) - Specimen "TipB"

18   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

# 1.4.2 Încercări experimentale pe cadru

# 1.4.2.1 Montaj experimental, descrierea specimenelor și protocol de încărcare

Pe lângă încercările efectuate pe îmbinările individuale, s-au efectuat încercări la scară reală pe un cadru care conține îmbinări INERD pentru a înțelege mai bine modul în care îmbinările s-ar comporta ca parte a unei structuri mai realiste. Aceste încercări au fost efectuate la Politehnica din Milano și sunt descrise detaliat în raportul final de la Milano [13]. Cadrul experimental a avut o înălțime de 3,00 m și o lățime de 3,40 m (Fig. 1.8). Secțiunea transversală a stâlpilor a fost HEB 240, a grinzilor HEB 200 și a contravântuirilor HEB 160. Îmbinările INERD au fost aceleași cu cele prezentate în Tabel 1.2.



Fig. 1.8: Montajul experimental de la Milano

Specimenele au fost supuse la doua tipuri de încărcări, întotdeauna prin controlul deplasării aplicate la vârful cadrului:

Încărcarea ciclică cu cicluri cu magnitudini crescătoare, în conformitate cu prevederile ECCS, așa cum au fost descrise în §1.4.1.1. Deplasarea corespunzătoare curgerii  $\delta_y$  a fost calculată analitic rezultând o valoare de 6 mm. Ciclurile de încărcare inițiale (mai mici decât  $\delta_y$ ) au fost omise din motive practice.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 19

ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD



Fig. 1.9: Rezultatele indicative la încărcarea ciclica ECCS (Milan) - Specimen "TipB"

20   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

 Încărcare ciclică care corespunde răspunsului structurii la un cutremur real.
 În mod specific, deplasarea aplicată corespunde răspunsului primului etaj al unei clădiri tipice cu şase etaje, definită prin analiza dinamică neliniară. Datorită limitărilor echipamentului, încărcarea a fost aplicată cvasistatic și nu în timp real.

#### 1.4.2.2 Rezultatele încercărilor

În rezultatele încercărilor pe cadru, s-a observat de asemenea ca îmbinările cu bolț au avut o comportare disipativă excelentă și s-a confirmat că nu se așteaptă probleme în comportarea globală a unui cadru care conține astfel de îmbinări. Încercările au arătat, de asemenea, că nu au apărut probleme locale în îmbinare, de ex. datorită rotirii relative și deformării laterale a plăcilor, alunecării sau torsiunii Bolțului etc.

În Fig. 1.9 sunt prezentate rezultatele indicative ale încercărilor pe cadru. Datele înregistrate sunt similare cu cele ale îmbinării individuale. Se observă că rezistența "pozitivă", care corespunde "tragerii" cadrului, este puțin mai mare decât rezistența "negativă", care corespunde "împingerii" cadrului. Un astfel de răspuns este tipic în investigațiile experimentale, deoarece efectele deformațiilor înafara planului apar atunci când cadrul este împins, în timp ce cadrul se îndreaptă atunci când este tras.



Fig. 1.10:Forța axiala  $P_{Ed}$  vs. deformația axiala  $\delta$  – comparație intre rezultatele experimentale și FEM pentru specimenul "TipD"

#### 1.4.3 Calibrarea modelului FE

În Fig. 1.10 se prezinta răspunsul îmbinării INERD din rezultatele încercărilor experimentale în raport cu rezultatele obținute din analiza FEM. Legea de comportarea tensiune vs. deformație specifică a fost definită astfel încât să permită includerea efectelor Bauschinger care s-au dovedit a fi importante pentru încărcarea

ciclică. Forța și deformația axială sunt pozitive atunci când contravântuirile sunt comprimate.

Se poate observa că rezistența îmbinării la încărcare pozitivă (contravântuirea în compresiune) este mai mare decât rezistența relevantă la încărcarea negativă (contravântuirea la întindere), datorită rigidității la rotire diferită a plăcilor externe. Se observă o alungire datorită ovalizării găurilor, în caz contrar se obțin curbe histeretice stabile. S-a observat un acord similar satisfăcător între rezultatele experimentale și FEM pentru toate tipurile de îmbinări încercate. Analizele și încercările au indicat că curbele monotone reprezintă învelitorile celor ciclice, cu excepția unor deformări mici în care acestea sunt mai rigide decât cele din urmă. Pe baza acestui model FE calibrat, a fost efectuată o analiză numerică parametrică amplă, pentru a investiga diferitele configurații de îmbinări.

# 1.5 REGULI DE PROIECTARE

Concluziile studiilor analitice și numerice au fost rezumate într-un ghid de proiectare pentru aplicații practice. Ghidul de proiectare oferă recomandări privind dimensionarea îmbinărilor cu Bolțuri INERD și proiectarea unui cadru care conține astfel de îmbinări. Metodologia de proiectare a acestui ghid se bazează pe prevederile EN 1993-1-1 [17] și EN 1998-1 [19]. Unele clauze din EN 1998-1-1 au fost rearanjate corespunzător pentru a acoperi utilizarea îmbinărilor disipative. Acesta include, de asemenea, detalii structurale și recomandări constructive.

# 1.5.1 Proiectare preliminară și reguli constructive

Pentru dimensionarea preliminară a Bolțurilor, modelul simplificat la stări limită prezentat în §1.3 și rezumat în Tabel 1.1, trebuie să fie implementat. Această metodologie rapidă și practică poate fi utilizată pentru selectarea numărului necesar de deschideri contravântuite, secțiunea transversală a bolțurilor, distanța și dimensiunile plăcilor etc.

Cu toate acestea, pentru a determina proprietățile îmbinărilor cu o precizie ridicată și a calcula cerințele de ductilitate și de supra-rezistență ale cadrului, trebuie pusă în aplicare metodologia detaliată din §1.5.2.

Pentru a asigura un răspuns mai eficient al îmbinărilor, trebuie îndeplinite cerințele geometrice indicate în Tabelul 5.1. În acest fel, validitatea regulilor de proiectare este garantată, deoarece dimensiunile îmbinărilor se află în aria acoperită de investigațiile experimentale și numerice. În plus, proiectantul este protejat de detalieri greșite care ar putea conduce la o comportare inferioara a îmbinării, de ex. prin selectarea unor plăci subțiri, flexibile.

Forma secți	unii transversale a Bolţului	h≤b≤2·h
Distanța minimă dintre plăci		a≥h
Grosimea p	lăcilor exterioare:	$t_{ext} \ge 0.75 \cdot h$
Grosimea p	lăcilor interioare:	t <sub>int</sub> ≥ 0.5 · t <sub>ext</sub> pentru 2 plăci
		t <sub>int</sub> ≥t <sub>ext</sub> pentru 1 placă
Dimensiuni	de bază pentru îmbinările INE	RD:
b	lățimea Bolțului	
h	înălțimea Bolțului	
<i>t<sub>ext</sub></i> grosimea plăci exterioare		
t <sub>int</sub>	grosimea plăci interioare	
<i>d<sub>ext</sub></i> distanța liberă dintre plăcile exterioare		
<i>d<sub>int</sub></i> distanța liberă dintre plăcile interioare		
а	distanța liberă dintre plăcile	exterioare și interioare

#### Tabel 1.3: Cerințe geometrice pentru îmbinările INERD

În scopul evitării unei supra-rezistențe excesive, calitatea oțelului Bolțurilor disipative trebuie să aibă proprietăți controlate. În conformitate cu EN 1998-1-1 [19], rezistența la curgere trebuie să aibă o valoare maximă de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$$
 Ec. (1.1)

unde  $\gamma_{ov} = 1.25$  este factorul de supra-rezistență  $f_y$  este valoarea nominală a rezistenței la curgere

Dacă proprietățile materialului Bolțului sunt controlate și se garantează rezistența maximă la curgere sub cea descrisă de Ec. (1.1), factorul de supra-rezistență poate fi redus, în consecință, în vederea obținerii unei proiectări mai economice.

# 1.5.2 Proiectarea la analiza liniara elastică

Regulile de proiectare sunt menite să asigure că curgerea va avea loc în bolțurile îmbinărilor INERD, înainte de orice curgere sau flambaj a oricăror alte elemente. Prin urmare, proiectarea clădirilor cu îmbinări INERD se bazează pe ipoteza că în principal Bolțurile vor disipa energia prin formarea articulațiilor plastice. Se poate aplica următoarea metodologie de proiectare:

# 1) Simulare

O clădire cu îmbinări INERD poate fi modelată cu un program de calcul structural comun cu un model elastic. Îmbinarea poate fi modelată prin resorturi liniare de lungime 0 a căror constantă poate fi definită ca în Ec. (1.2):

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{I^3}$$
 pentru o placa Ec. (1.2a)

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot I^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \text{ pentru două plăci} \qquad \text{Ec. (1.2b)}$$

Deoarece un cadru cu îmbinări INERD este în esență un cadru contravântuit, îmbinările grindă-stâlp și cele la baza stâlpului sunt considerate articulate pentru a realiza o proiectare economică și pentru a evita ca alte elemente să preia încărcări seismice. Bazele tuturor stâlpilor clădirii sunt de asemenea considerate articulate.

# 2) Analiza

Se efectuează analiza statică liniară sub încărcări permanente și utile, iar elementele cadrului principal sunt dimensionate în conformitate cu prevederile EN1993-1-1 [17] pentru combinațiile ULS și SLS. Eforturile interne datorate încărcării seismice se calculează prin metoda convențională de analiză pe baza spectrului de răspuns, unde numărul modurilor de vibrație considerate în fiecare direcție este astfel încât suma masei efective să fie cel puțin egală cu 90% din masa totală. Spectrul de proiectare este definit cu un factor de comportare maxim egal cu 4 pentru clasa de ductilitate înaltă și 3 pentru clasa de ductilitate medie. În cazul în care o îmbinare INERD este utilizată numai la un capăt al contravântuirii, factorul de comportare trebuie redus corespunzător (3 pentru DCH și 2 pentru DCM).

# 3) Limitarea deplasării relative de nivel

Pentru o acțiune seismică cu o probabilitate mai mare de apariție decât cutremurul de proiectare, este important să se îndeplinească cerința de Limitare a Degradărilor. În acest fel, se asigură că, pentru o acțiune seismică cu o perioadă de revenire mai redusă, elementele nestructurale ale clădirii nu vor fi grav avariate și clădirea va rămâne operațională fără/cu reparații minime. În analiza liniară, deplasările induse de acțiunea seismică de proiectare se calculează pe baza deformațiilor elastice ale sistemului structural prin expresia:

$$d_s = q \cdot d_e$$
 Ec. (1.3)

În cazul în care rapoartele de capacitate  $\Omega$  ale elementelor disipative sunt scăzute, calculul deplasări relative de nivel de proiectare bazat pe  $d_s$  este conservativ și se poate utiliza un factor de reducere  $q_{\Omega}$ , egal cu raportul de capacitate al îmbinărilor, după cum urmează:

Deplasarea relativă de nivel de proiectare a fiecărui etaj este definită ca diferența dintre deplasările medii laterale în partea de sus și de jos a acestui etaj și trebuie să fie limitată în conformitate cu EN1998-1. Valoarea limită depinde de tipul elementelor nestructurale și de clasa de importanță a clădirii.

#### 4) Efectele de ordinul 2

Influența posibilă a efectelor de ordinul 2 trebuie luată în considerare prin intermediul coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel  $\theta$  în conformitate cu EN1998-1. Coeficientul  $\theta$  este calculat pentru ambele direcții și fiecare etaj al clădirii:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Ec. (1.5)

unde  $P_{tot}$  este încărcarea gravitațională totală a etajului considerat  $V_{tot}$  este forța tăietoare seismică totală

În mod alternativ, coeficientul  $\theta$  poate fi calculat printr-o analiză liniară de flambaj prin factorul  $\alpha_{cr}$ , factorul prin care încărcarea de proiectare trebuie mărită pentru a provoca instabilitate elastică globală. Analiza se realizează sub încărcarea gravitațională constantă a combinației seismice (1,0 · G + 0,3 ·  $\phi$  · Q) și produce modurile de flambaj. Modurile dominante pe direcțiile x și y sunt alese, iar valorile  $\alpha_{cr}$  corespunzătoare se calculează după cum urmează:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Ec. (1.6)

unde  $F_{cr}$  este forța critică elastică de flambaj pentru modul de instabilitate pe baza rigidității elastice inițiale  $F_{Ed}$  este forța de proiectare pentru combinația seismică

Pentru a lua în considerare deplasarea inelastică a clădirii,  $\alpha_{cr}$  va fi împărțit cu factorul *q*:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Ec. (1.7)

Prevederile din EN1998-1 prevăd că, dacă coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel este limitat la  $\theta \le 0.1$ , efectele de ordinul 2 pot fi ignorate în siguranță. Dacă 0.1 <  $\theta$  < 0.2, efectele de ordinul doi pot fi luate în considerare aproximativ prin înmulțirea efectelor acțiunii seismică relevante cu un factor egal cu

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   25
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

1 / (1-θ). Dacă 0.2 <θ <0.3, ar trebui să se efectueze o analiză mai precisă de ordinul 2. Valorile lui  $\theta$  > 0,3 nu sunt permise.

- 5) Verificarea elementelor disipative
- a) Rezistența la forța axială

Rezistența îmbinării cu bolțuri este calculată în punctele de curgere și ultim în vederea proiectării structurii la încărcări statice și seismice. Curba forță axială vs. deformație axială este, practic tri-liniară, așa cum se observă în Fig. 1.11. Rezistența la curgere (Punctul I) este dată de minimul a două valori, în funcție de cazul în care bolțul se comportă în principal în încovoiere sau în forfecare:

$$P_{y,Rd} = min \left\{ \frac{1.7 \cdot M_{pl}}{a_{red,l} \cdot \gamma_{py}} ; k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}} \right\}$$
Ec. (1.8)

unde  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$  este rezistența plastică la încovoiere a Bolțului  $a_{red,I} = a - 0.5 \cdot h$ este brațul redus pentru punctul l  $k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$ este factorul de formă al bolțului cu  $1.1 \le k_{pin} \le 1.2$ 

 $\gamma_{py}$  = 1.05 este factorul de siguranță pentru curgere din cauza incertitudinii modelului

Rezistența la curgere a îmbinării trebuie sa fie mai mare decât forța axială rezultată din combinațiile statice și seismice frecvente.



Fig. 1.11:Tensiunile normale ale Bolțului și diagrama de moment încovoietor in punctul de primă curgere

Pentru calculul rezistenței ultime a bolțului, brațul redus al punctului II este folosit:

Pentru  $a_{red,III} \leq 0$  bolțul se comportă în principal în forfecare, deși un astfel de caz este împiedicat de restricțiile geometrice din Tabel 5.1, deoarece nu este recomandat.

Rezistenta ultimă în acest caz este:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Ec. (1.10)

unde  $\gamma_{pu} = 1.1$  factorul de siguranță pentru încărcarea ultimă datorat incertitudinii modelului

Pentru  $a_{red,III}$ > 0 bolțul are o comportare în încovoiere și forfecare (Fig. 1.12) iar rezistenta ultimă a îmbinării din încovoierea bolțului este dată în ecuația (1.11a).

Capacitatea rămasă a bolțului de a prelua forfecarea definește rezistența maximă a îmbinării la forfecare, așa cum este definită în ecuația (1.11b). Factorul  $\beta_{III}$  definește procentul din bolț care a suferit deformații plastice semnificative pe fiecare parte, cu  $0 \le \beta_{III} \le 0.5$ . Rezistența finală a îmbinării este obținută printr-un proces iterativ prin schimbarea factorului  $\beta_{III}$ , astfel încât cele două valori ale ecuațiilor (1.11a) și (1.11b) devin egale.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III}} \cdot \gamma_{pu}$$
 Ec. (1.11a)

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Ec. (1.11b)

unde  $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$  este rezistența ultimă a Bolțului  $f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$  este tensiunea normală maximă a Bolțului  $\lambda_f = \left(\frac{a-h}{2 \cdot h}\right)^2$  este un factor care ia în considerare influența forfecării cu 0  $\leq \lambda_f \leq 1$   $W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2\right]$  este modulul plastic de rezistență a Bolțului, luând în considerare reducerea datorată tensiunilor de forfecare  $\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$ 

Rezistența ultimă a îmbinării trebuie să fie mai mare decât forța axială din combinația seismică de proiectare, și este de asemenea folosită pentru proiectarea pe baza de capacitate a elementelor îmbinate.



Fig. 1.12: Tensiunile normale și de forfecare a Bolțului și diagrama de moment încovoietor in punctul

de rezistență maximă

În general, s-a observat că rezistența îmbinării cu bolț la întindere poate fi oarecum mai mică decât cea la compresiune. Cu toate acestea, acest efect este minimizat prin detaliere adecvată și nu este luat în considerare în timpul proiectării. Rezistența axială în punctul II poate fi considerată ca medie a valorilor corespunzătoare în punctele I și III.

b) Comportarea disipativă globală

Se definește un factor de supra-rezistență pentru fiecare bolț"

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}}$$
 Ec. (1.12)

În vederea obținerii unei comportări globale disipative omogene a structurii, trebuie verificat faptul că raportul dintre supra-rezistența maximă  $\Omega_{max}$  și cea minimă  $\Omega_{min}$ , pe întreaga clădire, nu diferă cu mai mult de 25%:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \le 1.25$$
 Ec. (1.13)

# c) Deformații axiale

Îmbinările INERD trebuie să preia deformații semnificative pentru a disipa energie, deci trebuie verificat faptul că acestea au capacitatea de deformare adecvată. Aceasta se poate obține prin limitarea deplasării relative de nivel:

$$d_r \le \frac{1.6 \cdot a}{H \cdot \cos\varphi} \qquad \qquad \text{Ec. (1.14)}$$

unde *H* este înălțimea de nivel considerat

 $\varphi$  este unghiul dintre contravântuire și orizontală

Trebuie notat faptul că dacă se folosește doar o îmbinare INERD pentru contravântuire, valoarea dată de Ec. (1.14) trebuie redusa la 50%.

6) Verificarea elementelor nedisipative

Grinzile, stâlpii și contravântuirile cadrului, precum și elementele nedisipative ale îmbinărilor (plăci, șuruburi, suduri etc.) trebuie să fie proiectate pe baza capacității bolțurilor, și nu pe eforturile rezultate din analiză, pentru a asigura mecanismele de disipare a energiei și de cedare.

 Rezistenta sudurilor sau şuruburilor R<sub>d</sub> ale îmbinării INERD trebuie sa satisfacă criteriul:

$$R_d \ge 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd}$$
 Ec. (1.15)

unde  $P_{u,Rd}$  este rezistența ultimă a bolțului considerat  $\gamma_{ov} = 1.25$  este factorul de supra-rezistență recomandat

Pentru îmbinări cu șuruburi, trebuie folosite șuruburi de înaltă rezistență (Categoria B, C sau E în conformitate cu EN1993-1-8).

b) Diagonalele trebuie verificate la curgere și la flambaj, presupunând epuizarea capacității bolțurilor la capete:

$$N_{Ed} = \Omega_{\max} \cdot P_{u,Rd}$$
 Ec. (1.16)

- unde  $\Omega_{max}$  este valoarea maximă a factorului de supra-rezistență pentru toate îmbinările cu Bolțuri ale diagonalelor
- c) Grinzile și stâlpii de care se prind contravântuirile cu îmbinări flexibile INERD trebuie sa îndeplinească următoarele cerințe minime de rezistență:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E}$$
 Ec. (1.17)

unde  $N_{pl,Rd}$  ( $M_{Ed}$ )este forța axială de proiectare a elementului în conformitate cu EN1993, luând în considerare interacțiunea cu momentul incovoietor  $M_{Ed}$  $N_{Ed,G}$  este forța axială a elementului datorată acțiunii ne-seismice a combinației seismice  $N_{Ed,E}$  este forța axială a elementului datorată acțiunii seismice a combinației seismice  $\Omega_{min}$  este valoarea minimă a factorului de supra-rezistență a tuturor îmbinărilor cu Bolțuri ale diagonalelor

#### 1.5.3 Proiectarea pentru analiza neliniară (Pushover)

Modelul structural folosit pentru analiza elastică va fi extins pentru a include răspunsul elementelor structurale în domeniul elastic și pentru a estima mecanismele plastice și distribuția daunelor printr-o analiză pushover. Deoarece elementele ductile sunt îmbinările INERD, resorturile liniare care le descriu vor fi înlocuite cu resorturi neliniare ale căror proprietăți au fost determinate de rezultatele experimentale și de analizele FE. Legea de comportare recomandată a materialului resortului neliniar este prezentată în Fig. 1.13. Trebuie notat faptul că această curbă poate fi conservatoare în comparație cu curbele monotone, fără a lua în considerare efectele favorabile cum ar fi consolidarea, acțiunea catenară etc. În plus, pe curbă sunt definite trei niveluri de performanță, și anume Starea Limită de Serviciu (SLS), Starea Limită Ultimă (SLU) și Starea Limită de Prevenirea Colapsului (CPLS).

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   29
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

Valorile propuse în Fig. 1.13 se referă la răspunsul îmbinării atât la compresiune cât și la întindere, deoarece se presupune că cerințele geometrice din Tabelul 5.1 sunt îndeplinite sau că încovoierea laterală a plăcilor este împiedicată prin mijloace mecanice.



Fig. 1.13: Proprietățile neliniare propuse pentru resortul îmbinării INERD

Proprietățile articulațiilor elementelor nedisipative se calculează în conformitate cu prevederile codurilor relevante (de exemplu, FEMA356). Deoarece cadrul este contravântuit, toate elementele sunt supuse în primul rând forțelor axiale. Prin urmare, stâlpii și contravântuirile trebuie să aibă "articulații" potențiale care să permită curgerea la întindere și flambaj din compresiune (combinată cu moment încovoietor, dacă este cazul). Alternativ, elementele nedisipative pot fi modelate fără articulații atâta timp cât se verifică dacă toate forțele și momentele care acționează rămân sub rezistența plastică corespunzătoare.

# 1.5.4 Proiectarea pentru analiza neliniară dinamică

Cea mai exactă modalitate de a investiga răspunsul seismic al unei clădiri din oțel cu îmbinări INERD este prin efectuarea unei analize dinamice neliniare, cu accelerograma unui cutremur. Acest tip de analiză oferă o evidență detaliată a răspunsului global al structurii, deteriorarea acumulată a îmbinărilor, deplasările relative de nivel maxime și reziduale etc.

Legea neliniară folosită pentru resortul îmbinări INERD pentru analiza statică neliniară, descrisă în § 1.5.3, trebuie să fie extinsă pentru a prezenta o comportare ciclică adecvată. Legea de comportarea histeretică propusă este prezentată în Fig. 1.14. Aceasta a fost definită în programul de calcul OpenSees, cu utilizarea în paralel a două materiale histeretice cu diferite legi forță-deformație și proprietăți de lunecare, pentru a calibra cu precizie comportarea histeretică cu rezultatele încercărilor ciclice.



În îmbinare se vor dezvolta deformații axiale semnificative ca urmare a răspunsului seismic al structurii. Din istoria forței axiale și a deformațiilor plastice a îmbinării, indicele de deteriorare pentru cicluri cu amplitudine variabilă poate fi determinat prin legea Palmgren - Miner a daunelor acumulate. Numărul de cicluri care trebuie susținut de sistem este dictat de considerentele privind oboseala oligo-ciclică, care se referă la istoricul de deformații și alungiri specifice, mai degrabă decât la istoricul de tensiuni care sunt mai adecvate pentru oboseala oligo-ciclică. Intervalele de deplasare relativă de nivel per ciclu pot fi aplicate la curba experimentală de oboseală care a rezultat în timpul încercărilor de la Lisabona, pentru a calcula numărul ciclurilor *N* corespunzătoare.

# 1.6 ANALIZA PE CLADIRILE ÎN CADRE 2D

Toate modelele analitice, rezultatele investigațiilor experimentale și numerice și regulile de proiectare propuse, au fost verificate prin analize numerice pe clădiri in cadre 2D cu programul de calcul OpenSees. Cadrele sunt izolate dintr-o clădire reală 3D, și au fost evaluate atât cu contravântuiri clasice, cat și contravântuiri cu îmbinări cu Bolțuri INERD. Inițial, cadrele au fost proiectate cu analiza elastică la SLU și SLS, incluzând proiectarea pe bază de capacitate. Au urmat analize neliniare statice și dinamice pentru a investiga răspunsul lor în domeniul plastic și pentru a confirma factorul de comportare propus.

# 1.6.1 Descrierea clădirilor propuse

# 1.6.1.1 Geometrie și ipoteze

S-au evaluate trei configurații de bază ale cadrelor 2D prin analize neliniare statice și dinamice, adițional la proiectarea lor în conformitate cu Eurocodul, s-a folosit și Codul de Proiectare Seismic Grecesc și regulile de proiectare pentru Bolțurile INERD. Cadrele au avut trei, șase și nouă etaje, prezentate în Fig. 1.15. Adițional, s-a evaluat și o clădire alternativă 3D cu 6 niveluri ca studiu de caz (Fig. 1.16), în

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   31	
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERE	)

vederea demonstrării aplicației regulilor de proiectare. În toate cazurile, contravântuirile au fost evaluate având îmbinări total-rezistente iar dispozitivele INERD au avut îmbinări disipative, pentru a compara cele două sisteme structurale. Deschiderea clădirii variază între 5 și 7.5 m, în timp ce înălțimea de nivel variază între 3.2 și 3.5 m. S-au folosit un oțel de calitate S355 și secțiuni de tip I, HEB pentru stâlpi, secțiuni IPE pentru grinzi și HEA pentru contravântuiri. Ipoteze reale au fost folosite pentru lungimea de flambaj a tuturor elementelor solicitate la compresiune sau/și încovoiere. Pentru fiecare nivel, s-a atribuit efectul de diafragmă în noduri, astfel modelând efectul planșeului compus.



Fig. 1.15: Clădiri în cadre 2D de 3, 6 și 9 niveluri.



Fig. 1.16: Clădirea 3D cu 6 niveluri.

32   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

Pentru contravântuiri s-au folosit îmbinări cu șuruburi total-rezistente sau îmbinări cu bolț de tip INERD, a căror caracteristici s-au bazat pe rezistenȚa la flambaj a diagonalelor sau au rezultat după aplicarea regulilor de proiectare propuse. în vederea asigurării unui răspuns disipativ omogen și a avea o proiectare economica s-au variat secțiunile transversale a tuturor elementelor și îmbinările clădirii pe înălțime.

Încărcările care au fost considerate sunt prezentate în Tabelul1.4.

Încărcări gravitaționale		
Încărcare permanentă (ex. Încărcarea proprie a elementelor)	6.0 kN/m <sup>2</sup>	
Încărcarea utila	3.0 kN/m <sup>2</sup> pentru cadrele 2D 5.0 kN/m <sup>2</sup> studiul de caz 3D	
Încărcarea seismică (Codul National Grecesc EAK2000)		
Tip teren	B (T <sub>B</sub> = 0.15 ses, T <sub>C</sub> = 0.60 sec)	
Accelerația terenului	A = 0.24⋅g (zona seismică II)	
Clasa de importanță	Σ2 (γι = 1.0)	
Factor de comportare	q = 3 pentru CBF clasic q = 4 pentru îmbinări INERD	
Coeficientul fundației	$\theta = 1.0$	
Amortizare	4% (clădiri din otel cu șuruburi)	
Coeficientul pentru încărcarea utilă pentru combinația seismică	$\psi_2 = 0.30$	

#### Tabelul1.4: Încărcări statice și seismice pentru cadrele evaluate

# 1.6.1.2 Simulare

Toate elementele au fost modelate ca elemente de tip bară sau grindă cu zabrele, în cazul în care nu se stabilește altfel. Cadrele care au fost evaluate au contravântuiri centrice și, deci, toate îmbinările grindă-stâlp și la baza stâlpilor sunt proiectate ca îmbinări articulate. Grinzile cadrului au fost proiectate folosind elemente de oțel, nu a fost luat în considerare efectul compus al planșeului. Comportarea histeretică a elementelor disipative (contravântuiri, îmbinări INERD) a fost modelată astfel încât să se obțină rezultate precise pentru analizele liniare și neliniare, statice sau dinamice. Legea de comportare histeretică a contravântuirilor este prezentată în Fig. 1.17, în timp ce îmbinările INERD (resortul cu lungime-zero) au fost explicate în §1.5.4 și Fig. 1.14. Pentru ambele cazuri, s-a verificat daca răspunsul monoton de întindere și compresiune este foarte precis. Pentru încărcarea ciclică, răspunsul este calibrat cât se poate de bine în conformitate cu rezultatele ciclice [7, 12].





Fig. 1.17: Comportarea histeretică a unei contravântuiri tipice

# 1.6.2 Analiza liniară și spectrală

Cadrele pot fi modelate prin folosirea unui program de calcul structural comun și proiectate pe baza prevederilor din Eurocod și pe baza regulilor de proiectare prezentate în §1.5.2. În cazul în care nu este posibilă modelarea celor trei elemente ale îmbinării INERD (ex. din cauza instabilităților), se poate modela printr-un element de tip grindă cu zabrele. Rigiditatea elementului combinat poate fi calculată prin însumarea rigidităților celor trei resorturi în serie (două îmbinări și o contravântuire cu lungimea  $L_{br}$ ). Proiectarea completă a clădiri 3D este prezentată în detaliu în [28]. Pentru încărcarea statică, se poate folosi o analiză liniară, în timp ce încărcările seismice sunt analizate cu metoda spectrală. Aceste rezultate nu sunt prezentate. În Fig. 1.19 sunt prezentate perioadele proprii de vibrație pentru rigiditatea inițială a fiecărui cadru 2D.

Fiecare cadru se va numi de acum încolo "niveluri" x "deschidere", cu litera "d" folosit pentru îmbinările INERD, în timp ce numele clasicelor CBF-uri rămâne neschimbat.

# 1.6.3 Analiza statică neliniară (Pushover)

S-au efectuat analize statice neliniare pentru cele 6 cadre 2D cu îmbinări clasice și INERD marcate cu "d", luând in considerare o distribuție triunghiularî a forțelor. Rezultatele sunt prezentate în Fig. 1.18, unde forța tăietoare de bazî totalî (exprimat în % din înălțimea totală a clădiri). Se pot face următoarele observații:

- Cadrele cu îmbinări clasice CBF sunt mai rigide decât cele cu INERD. Aceasta este valabilă din cauza influenței diagonalelor comprimate. După flambajul acestor diagonale, cadrul își pierde repede stabilitatea.
- Cadrele cu îmbinări clasice CBF sunt mai rezistente la încărcări laterale. Acest lucru este de așteptat, din cauza faptului ca îmbinările INERD sunt limitate din cauza flambajului diagonalei. Deci, contravântuirile cu îmbinări INERD pot prelua forte tăietoare de baza mai mici decât diagonalele întinse și comprimate.

34   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

 Cadrele cu îmbinări INERD prezintă o ductilitate semnificativă în comparație cu cadrele cu îmbinări total rezistente. Motivul principal pentru acest fapt îl reprezintă capacitatea îmbinării disipative de a avea deformații mari fără scădere de rezistență, în timp ce contravântuirile sunt protejate la flambaj. Acest flambaj permis la diagonalele comprimate în CBF clasic conduce la o descreștere rapidă a rigidității laterale și o creștere a eforturilor în diagonala întinsă.

Ultimă observație poate justifica selectarea unui factor de comportare q mai mare pentru cadrele cu îmbinare INERD, în comparație cu cele clasice CBF.



Fig. 1.18: Curbele pushover pentru cadrele cu îmbinări total-rigide și cele INERD

#### 1.6.4 Analiza dinamică neliniară (time-history)

Răspunsul seismic al cadrelor a fost investigat prin analize dinamice neliniare sub înregistrări seismice reale, cu ajutorul programului de calcul OpenSees. Au fost folosite patru accelerograme reale și două artificiale cu diferite caracteristici. În Fig. 1.19 se prezintă spectrele de răspuns scalate ale înregistrărilor seismice.


Fig. 1.19: Spectrele de răspuns scalate ale cutremurelor selectate.

A fost efectuată o analiză dinamică incrementală pentru a investiga răspunsul seismic al cadrelor pentru accelerații ale terenului crescute (PGA). Rezultatele pentru deplasările relative de nivel și deplasarea la vârf a celor șase cadre 2D sunt prezentate în Fig. 1.20 și Fig. 1.21. Fiecare punct al curbei corespunde valorii maxime a unei analize dinamice. Se pot face următoarele observații:

- Înregistrările din Kobe și Vrancea activează diferite perioade proprii decât cele din spectrul de cod. Din acest motiv, răspunsul dinamic al cadrelor pentru înregistrările Kobe și Vrancea este mult mai rău.
- Deplasarea totală a tuturor cadrelor este acceptabilă pentru accelerația de proiectare a cutremurului (2,35 m/sec<sup>2</sup>). În plus, pentru înregistrările care exclud Kobe și Vrancea, deplasarea relativă de nivel este acceptabilă (sub 2%).
- Se acceptă deplasarea relativă de nivel pentru cutremure frecvente, mai mici, de aproximativ 50% din cutremurul de proiectare, pentru a evita deteriorarea elementelor nestructurale ale clădirii (0.5-0.7%).
- Pentru un eveniment seismic extrem, de aproximativ 200% din cutremurul de proiectare, cadrele cu îmbinări INERD prezintă deformații mai mici.
  - Utilizarea îmbinărilor INEED conduce la o comportare mai stabilă și sigură datorită faptului că flambajul este împiedicat.



36 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

Fig. 1.20: Accelerația terenului vs. deplasarea relativă totală  $\delta_{top}$  în % din înălțimea totală a clădirii

Rezultatele analizelor dinamice incrementale demonstrează comportarea ciclică superioară a îmbinărilor INERD. Contravântuirile clasice flambează la compresiune, ceea ce conduce la un transfer "instant" a încărcării laterale la diagonalele întinse. Acest lucru, împreună cu degradarea rapidă a curbei histeretice a contravântuirii după câteva cicluri semnificative de încărcare, poate conduce la deformații foarte mari și la o comportare oarecum instabilă, pe măsură ce PGA crește.

Pe de altă parte, curba histeretică a îmbinării INERD este destul de stabilă și prezintă o absorbție semnificativă a energiei chiar și pentru accelerații mari și multe cicluri de încărcare semnificative.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 37

ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD



Fig. 1.21: Accelerația terenului vs. deplasarea relativă totală  $\delta_{top}$  în % din înălțimea totală a clădirii

În Fig. 1.22 se prezintă forța tăietoare la bază maximă vs PGA pentru fiecare analiză dinamică. Este clar faptul ca forțele seismice care acționează pe cadrele cu îmbinări INERD sunt reduse semnificativ, în comparație cu cadrele cu îmbinări total-rezistente. Acest lucru este cauzat de rigiditatea redusă a sistemului INERD, care conduce, de asemenea, la o creștere a perioadei proprii de vibrație și a disipării energiei.



Fig. 1.22: Forța tăietoare de bază V<sub>base</sub> vs. accelerația de vârf a terenului

38 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

Concluzia principală a analizelor dinamice este că, pentru nivelul de performanță "Siguranța Vieții", cadrele cu îmbinări disipative INERD se comportă mai bine decât cadrele clasice cu îmbinări total-rezistente. Acest criteriu de cedare, care este definit pentru o deplasare relativă de nivel egală cu 2,5%, corespunde, practic, cutremurului de proiectare utilizat în codurile moderne precum EN1998 și, evident, este mai important. În special, deplasările și forțele interne înregistrate sunt destul de mici în cazul cadrelor cu îmbinări INERD. În plus, pentru celelalte niveluri de performanță, cu o deplasare relativă de nivel de 1,0% și respectiv 5,0%, se demonstrează că cadrele cu îmbinări INERD se comportă în mod similar cu cele CBF convenționale . Acest fapt are o importanță deosebită, deoarece se confirmă faptul că introducerea unui sistem relativ flexibil la capetele contravântuirilor nu

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   39
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

cauzează probleme datorită deformațiilor excesive, fie pentru cutremure de exploatare, fie pentru cutremure extrem de puternice.

1.6.5 Calculul factorului de comportare al cadrelor cu îmbinări INERD Pentru calculul factorului de comportare *q*, se folosesc două definiții diferite:

$$q_{1} = \frac{PGA_{ult}}{PGA_{v}}$$
 Ec. (1.18)

unde *PGA<sub>ult</sub>* este accelerația de vârf a terenului pentru care criteriul de cedare este satisfăcut, adică deplasarea relativă de nivel este egală cu 1.0, 2.5 și 5.0 %, în funcție de nivelul de performanță. *PGA<sub>y</sub>* este accelerația de vârf a terenului pentru care se produce prima "curgere" în structură, care poate fi flambajul sau curgerea din întindere a unei diagonale (pentru CBF clasic) sau curgerea din întindere sau compresiune a îmbinării INERD.

Pentru a doua definiție, accelerația de vârf a terenului pentru care criteriul de cedare este satisfăcut este inițial calculată. Apoi, factorul de comportare este dat de Ec. (1.19):

$$q_2 = \frac{V_{base,ult,el}}{V_{base,ult,pl}}$$
 Ec. (1.19)

unde V<sub>base,ult,pl</sub> este forța tăietoare de bază a cadrului unde toate elementele disipative sunt lăsate sa se comporte într-o lege neliniară, sub înregistrarea cu PGA care a cauzat cedarea (adică deplasarea de nivel la fiecare nivel este 1.0, 2.5 și 5.0%).
 V<sub>base,ult,el</sub> este forța tăietoare de bază a cadrului unde toate elementele disipative rămân în elastic, sub aceeași înregistrare.

Avantajul de bază al celei de-a doua definiții este acela că ia în considerare forțele seismice reduse datorate plasticizării structurii, ceea ce duce la o mai bună estimare a eforturilor interne ale cadrului. În acest fel, rezultatele analizelor dinamice neliniare pot fi utilizate mai bine, deoarece modelează răspunsul structurii și capacitatea acesteia de a disipa energia cu o precizie sporită. În plus, a doua definiție nu necesită calcularea accelerației terenului care provoacă curgerea, care poate fi discutabilă în cazul în care punctul de bifurcare nu este ușor de definit, ca în cazul cadrelor cu îmbinări INERD.

Rezultatele analizelor dinamice ale celei de-a doua definiții a lui q sunt reprezentate în Fig. 1.23, deoarece s-au dovedit a fi mai realiste și mai potrivite pentru compararea celor două tipuri de cadre. Deși definiția factorului de comportare poate

40   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

fi un subiect de discuție, este evident din examinarea raportului q al cadrelor cu îmbinări INERD per q din CBF clasic, că poate fi considerat în mod sigur mai mare decât 1,0, variind între 1,25 și 2,5 pentru cadrele examinate. Practic, acest lucru înseamnă că un factor de comportare similar celui considerat pentru cadrele necontravântuite este adecvat pentru cadrele contravântuite cu îmbinări INERD, de ex. prin înmulțirea valorii q dată pentru CBF clasic cu raportul minim de 1,25. O astfel de creștere ar duce la un factor de comportare de ~ 4 pentru codul seismic grecesc și 5 pentru EN1998-1. Cu toate acestea, până când o justificare mai circumstanțială a unei astfel de valori este furnizată prin analize și încercări suplimentare, valorile conservative din §1.5.2 sunt recomandate pentru aplicații practice.



Fig. 1.23: Raportul dintre factorul de comportare q pentru cadrele cu îmbinări disipative și totalrezistente.

# 1.7 CONCLUZII

Îmbinările inovatoare disipative INERD au fost dezvoltate pentru cadrele de oțel cu contravântuiri centrice. Scopul principal al utilizării lor este de a concentra daunele structurii în zone de plastifiere predefinite și ușor de reparat în cazul unui eveniment seismic puternic, protejând în același timp toate elementele îmbinate de curgere și flambaj.

Rezultatele investigațiilor experimentale, analitice și numerice, prezentate pe scurt în această broșură și prezentate în detaliu în literatura relevantă [12, 13, 25, 26, 30], demonstrează avantajele sistemelor care conțin îmbinări INERD. Acestea sunt prezentate mai jos:

- Îmbinările INERD prezintă rigiditate ridicată pentru încărcarea laterală cu intensitate mică și ductilitate ridicată pentru încărcare cu intensitate mai mare.
- Îmbinările INERD protejează contravântuirile împotriva flambajului și a curgerii. Prin urmare, toate diagonalele rămân active, cu proprietăți practic stabile, fie că sunt întinse sau comprimate.
- Plasticizarea structurii este limitată în regiunea îmbinărilor și, în special, în Bolțuri. Poziția îmbinărilor permite inspecția lor imediată și, dacă este necesar, înlocuirea acestora cu costuri reduse și într-un timp scurt. În acest caz, un alt avantaj al îmbinărilor INERD este că greutatea materialului care va fi înlocuit este destul de mică, ducând la reducerea necesarului de timp și de echipament.
- Ele prezintă un răspuns ciclic excelent, chiar și pentru deformații mari. Riscul de cedare fragilă datorat oboselii oligo-ciclice este scăzut, din cauza lipsei de suduri sau crestături în apropierea zonelor de plasticizare.
- Proiectarea antiseismică a cadrelor cu îmbinări INERD poate fi realizată cu o metodologie similară cu cea a cadrelor convenționale. În plus, acest tip de cadre prezintă o ductilitate ridicată, care poate justifica o valoare mai mare pentru factorul de comportare, similar cu cea permisă pentru cadrele necontravântuite și cele contravântuite excentric. În același timp, sistemul are o rigiditate adecvată pentru funcționalitate și cutremure extreme, astfel încât deformațiile excesive nu se dezvoltă datorită introducerii îmbinărilor flexibile.
- Utilizarea îmbinărilor INERD poate duce la reducerea greutății proprii a cadrului de oțel, ceea ce poate elimina costul crescut al îmbinărilor disipative. Acest lucru se datorează în principal forțelor seismice reduse care sunt derivate ca urmare a capacității mai mari de absorbție a energiei și a cerințelor reduse impuse de proiectarea pe baza de capacitate.

Regulile de proiectare propuse oferă posibilitatea de a proiecta cadre cu îmbinări INERD cu programe comune de calcul structural. Metodologia poate fi oarecum mai complicată în comparație cu CBF convențional, dar nu este prohibitivă. Pe de altă parte, pot exista beneficii semnificative pe termen scurt, datorită reducerii forțelor seismice și a greutății cadrului portant, precum și a beneficiilor pe termen lung, datorită costului redus al reparației în cazul unei eveniment seismic sever.

# 1.8 DOMENIUL DE APLICARE

Îmbinările inovatoare INERD pot fi aplicate în clădiri din oțel joase, medii sau înalte, deoarece demonstrează rigiditate și ductilitate adecvată. Conceptul lor inițial este pentru cadrele cu contravântuiri concentrice, dar cu câteva modificări pot fi

42   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

implementate și în alte sisteme structurale. În plus, contravântuirile INERD ar putea fi aplicate în consolidarea sau restaurarea structurilor existente, nu neapărat din oțel. Toate avantajele descrise în §1.7 ar trebui luate în considerare și dacă implementarea sistemului INERD este promițătoare, regulile de proiectare prezentate pe scurt în această broșură pot fi aplicate pentru a proiecta eficient cadrul și îmbinările acestuia.

### 1.9 PUBLICATII PRECEDENTE

În cursul proiectului INERD, au fost publicate mai multe lucrări în reviste internaționale și la conferințe internaționale care acoperă părți ale investigației proiectului de cercetare.

Publicații în jurnale internaționale:

- Vayas I. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) pin connections for seismic resistant braced frames, International journal of steel structures, vol. 5, no. 5, p. 453 – 463, 2005.
- 2. Vayas I. and Thanopoulos P.: Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten, Stahlbau 75, Heft 12, Ernst & Son, 2006.
- 3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C.: Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 82, März 2007.

Prezentări la conferințe internaționale:

- Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.
- Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 4th European conference on steel and composite structures, 8-10 June 2005, Maastricht, The Netherlands, Hoffmeister B. and Hechler O. eds., volume C, p. 5.2-25 – 5.2-32, Druck and Verlaghaus Mainz, Germany, 2005.
- Vayas I. and Thanopoulos P.: Seismic resistant braced frames with dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 5th conference on Behaviour of steel structures in seismic areas (STESSA), Yokohama, Japan, 2006, Mazzolani and Wada eds., p. 801 – 806, Taylor & Francis Group, London.

# 1.10 REFERINÎE BIBLIOGRAFICE

În decursul proiectului INERD, s-au folosit mai multe referințe bibliografice. Mai jos sunt prezentate o selecție a celor mai importante:

- 1. ABAQUS User's Manual (2000), Versions 5.8 & 6.1, Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000.
- 2. AISC: Seismic provisions for structural steel buildings, including supplement No. 1, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
- Aribert J. M. and Grecea D.: The base shear force approach, Moment resistant connections of steel frames in seismic areas, Mazzolani F. M. ed., Section 8.3, E & FN Spoon, London, England, 2000.

- Ballio G., Mazzolani F. M., Plumier A. And Sedlacek G.: Background document on the q factors of dissipative earthquake resistant structures, Background documents for Eurocode 8 Part 1 – Volume 2 – Design rules – Specific rules for steel structures, pp. 128-133, Commission of the European Communities, 1988.
- Ballio G. and Castiglioni C. A.: A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, pp. 75-101, Elsevier, 1995.
- Bernuzzi C., Calado L. and Castiglioni C. A.: Ductility and load carrying capacity prediction of steel beam-to-column connections under cyclic reversal loading, Journal of earthquake engineering, vol. 1, no. 2, pp. 401-432, 1997.
- Black R. G., Wenger W. A. and Popov E. P.: Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal. Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley: Earth. Eng. Research Center. Univ. of California, 1980.
- 8. Calado L. and Azevedo J.: A model for predicting the failure of structural steel elements, Journal of Constructional Steel Research, vol. 14, issue 1, pp. 41-64, 1989.
- Calado L. and Castiglioni C.A.: Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, 3<sup>rd</sup> International workshop on connections in steel structures, Trento, pp. 371-380, 1995.
- 10. Calado L. and Castiglioni C.A.: Steel beam-to-column connections under low-cyclic fatigue experimental and numerical research, Proceedings of XI world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
- 11. Calado L., Castiglioni C. A. and Bernuzzi C.: Seismic behaviour of welded beam-to-column joints: Experimental and numerical analysis, AISC, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 244-256, October 22-25, Roanoke, VA, 2000.
- 12. Calado L., Ferreira J. and Feligioni S.: Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas, Detailed Report, IST Lisbon, 2004.
- Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD Dissipative connections for concentric bracing systems for steel frames in seismic areas – Final Report, Politecnico di Milano, 2004.
- 14. Chopra A. K.: Dynamics of structures Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc., 1995.
- 15. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1990, Eurocode Basis of structural design, 2001.
- European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1991, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2001.
- 17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
- 18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, 2003.
- 19. European Committee for Standardisation (CEN): EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
- 20. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
- 21. Gioncu V. and F. M. Mazzolani: Ductility of seismic resistant steel structures, Spon Press, London, UK, 2002.

44   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI CU BOLȚURI INERD

- 22. Mazzolani F. M. and Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel frames, E & FN Spon, London, UK, 1995.
- Mazzolani F. M.: Design of moment resisting frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 4, pp. 169-182, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
- 24. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, edition 1.5, University of California, Berkeley, 2003.
- 25. Plumier A., Doneux C. and Stoychev L.: The INERD Project Detailed report on experimental activity at University of Liege, Université de Liège, 2004.
- Plumier A. (co-ordinator), Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Feligioni S., Bursi O. S., Ferrario F., Sommavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T.: Two Innovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project – Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel : Steel RTD, Technical Report No. 6, 2004.
- 27. Stahlbau Kalender 2004, 1A Stahlbaunormen, A Kommentierte Stahlbauregelwerke, Dr.-Ing. Eggert. H., Ernst & Sohn, 2004.
- 28. Thanopoulos P.: Behaviour of seismic resistant steel frames with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
- 29. Vayas I.: Design of braced frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 5, pp. 241-288, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
- 30. Vayas I. and Thanopoulos P.: INERD Project, Final Report, NTUA, 2004.
- 31. Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Schrefler B. A. and Shiomi T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, 1999.

# 2 ÎMBINARE U INERD

# 2.1 INTRODUCERE

În cadrul Programului European de Cercetare 7210-PR-316 "Două inovații pentru proiectarea antiseismică – Proiectul INERD", au fost introduse două îmbinări disipative inovatoare, si anume o îmbinare cu Bolțuri si cu placă în formă de U. Capitolul curent prezintă sistemul de îmbinare INERD cu placă în formă de U cu un exemplu de aplicare.

# 2.2 DESCRIEREA ÎMBINĂRII U

Structurile metalice rezistente la cutremur sunt proiectate la rigiditate, rezistență și ductilitate. Se impun cerințe de rigiditate pentru a limita daunele nestructurale în cazul cutremurelor mici sau medii și efectele cauzate de instabilitate, rezistența în vederea asigurării capacității structurii de a rezista în condiții de siguranță la efectele acțiunilor si ductilitate pentru a disipa o parte din energia seismică prin deformații inelastice, și, prin urmare, pentru a reduce efectele acțiunilor.

Cadrele convenționale, atât cele fără contravântuiri, cât și cele cu contravântuiri, prezintă anumite dezavantaje în ceea ce privește criteriile de proiectare prezentate mai sus. În plus, cadrele contravântuite aplicate pe scară largă în Europa se confruntă cu următoarele probleme după cutremure neobișnuit de puternice, care duc la un anumit grad de deteriorare: a) pentru cadrele contravântuite centric, necesitatea de a întări sau înlocui contravântuirile deteriorate și care au flambat și au o anumită lungime și sunt greu de manevrat; b) pentru cadrele contravântuite excentric, necesitatea întăririi și reparării contravântuirilor sau grinzilor care fac parte din sistemul principal de preluare a încărcării gravitaționale. Aceste lucrări necesită, prin urmare, competențe considerabile și sunt asociate cu costuri ridicate ale materialelor și ale forței de muncă.

O abordare alternativă este aceea de a permite disiparea energiei în îmbinări, mai degrabă decât în elemente. Introducerea îmbinărilor flexibile, cu rezistență parțială, este bine cunoscută pentru cadrele necontravântuite supuse la încărcări gravitaționale. Cu toate acestea, aplicarea unor îmbinări semi-rigide în cadre necontravântuite rezistente la seism este asociată cu probleme importante. Întradevăr, cadrele necontravântuite sunt, în general, sisteme structurale flexibile, astfel încât limitările de deplasare relativă de nivel în condiții de funcționare sunt, în multe cazuri practice, criteriile de proiectare predominante. Introducerea îmbinărilor semi-rigide îmbunătățește în continuare flexibilitatea structurală și ar crește problemele care nu ar fi rezolvate prin alegerea unor profile mai mari pentru grinzi și stâlpi.

46   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINARE U INERD

Din motivele prezentate mai sus, îmbinările disipative sunt mai potrivite pentru cadrele contravântuite. Astfel de cadre sunt în general suficient de rigide la deplasări laterale, astfel încât introducerea îmbinărilor flexibile să nu dăuneze comportarea general. Dimpotrivă, îmbinările flexibile pot proteja contravântuirile împotriva flambajului și, prin urmare, pot crește ductilitatea generală. În plus, orice reparații după evenimente seismice puternice se vor concentra în îmbinări și ar fi mai ușor de manevrat.

În cadrul proiectului de cercetare INERD s-au dezvoltat îmbinări disipative (INERD) potrivite pentru cadrele contravântuite. Avantajele cadrelor contravântuite cu îmbinări INERD în comparație cu cadrele convenționale standard pot fi rezumate după cum urmează:

- O mai bună respectare a criteriilor de proiectare seismică.
- Protecția contravântuirilor comprimate la flambaj.
- Activarea tuturor contravântuirilor, fie în compresiune sau în întindere, chiar și la deplasări relative de nivel mari.
- Limitarea acțiunii inelastice în parți componente mici care pot fi ușor înlocuite.
- Posibilitatea reparației ușoare și ieftine după un cutremur foarte puternic, dacă este necesar.
- Reducerea costurilor structurale globale pentru același nivel de performanță.

Îmbinarea U conține una sau două plaăci groase îndoite în forma de U care prind contravântuirea de elementul adiacent (Fig. 2.1). Aici, din nou, disiparea energiei are loc în placa (plăcile) îndoite.

Avantajul acestor îmbinări constă în faptul că prin dimensionare adecvată, deformațiile inelastice sunt limitate în zonele predeterminate exact, pinii sau plăcile U, în timp ce părțile adiacente rămân elastice. În consecință, contravântuirile sunt ferite de flambaj, iar deteriorarea este limitată în bolțuri sau plăcile U. Acestea sunt părți mici care pot fi ușor înlocuite dacă sunt în mare măsură deformate, după un cutremur neobișnuit de puternic.





Fig. 2.1: Îmbinarea U INERD

# 2.3 MODELUL STĂRII LIMITĂ

Proiectarea îmbinărilor U este controlată în mod esențial de capacitatea de deformare. Deplasarea maximă care ar putea fi impusă în siguranță structurii este egală cu 120 mm, dacă se recurge la gama de configurații U validate în cadrul proiectului INERD. Alte configurații pot fi desigur dezvoltate la cerere pentru a viza performanțele specifice prin modificarea grosimii și a razei de îndoire a plăcii U, ținând cont de limitările practice legate de proprietățile materialelor și tehnologia de producție. Aceste geometrii non-standard ar trebui, totuși, întotdeauna să fie validate în mod specific prin modele numerice recurgând la plăci FE sau la încercări. Prin urmare, este recomandat să evaluați mai întâi posibilitatea de a recurge la configurații pre-validate.

# 2.4 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ÎMBINĂRI TIP U

Îmbinările U au fost validate pe scară largă prin încercări experimentale în cadrul proiectului INERD. Au fost efectuate încercări la nivel local al îmbinărilor și la nivel global a unui cadru contravântuit.

Parametrii considerați (Fig. 2.2) pentru optimizarea unei astfel de îmbinări sunt în principal de natură geometrică:

- R : raza
- B : Lungimea plăcii
- e : Grosimea
- Poziția : modul de încărcare

În Tabelul 2.1 se prezintă gama parametrilor validați.





Fig. 2.2: Definirea parametrilor pentru îmbinarea-U

type	R	В	е	angle	position
2	100	160	25	45	$\subset$
3	100	160	25	50	$\subset$
4	100	160	30	50	$ \subset $
5	125	160	30	50	$ \subset $
6	125	160	25	30	$ \subset $
7	125	160	25	45	$ \subset $
8	125	160	25	50	$ \subset $
9	125	160	25	30	J
10	125	160	25	39	$\checkmark$
11	125	160	25	45	J 🗘
12	125	160	30	39	

Chiar dacă toate configurațiile de mai sus au fost validate, sunt date câteva sugestii în legătura cu alegerea ideală:

O rază de 100 mm permite o mai bună disipare a energiei decât raza de 125 mm, pentru aceeași grosime (atât 25 mm cât și 30 mm) și configurația dispozitivului (U1 sau U2). Cea mai bună comportare a legăturilor U se obține cu o grosime mai mare (de exemplu 30 mm) și o rază mică (de exemplu, 100 mm). Acest lucru este evident, deoarece creșterea grosimii și reducerea razei duce la o rigiditate mai mare la îndoire a dispozitivului. Deci, ca o concluzie generală putem afirma că cea mai bună performanță a dispozitivului U poate fi obținută prin creșterea grosimii și scăderea razei.

#### 2.5 PROIECTAREA SEISMICĂ A CLĂDIRII ÎN CADRE

În această secțiune este prezentat un exemplu de proiectare seismică a clădirii. Se aplică metoda forțelor laterale echivalente conform EN1998-1-1. Pentru îmbinările U ale contravântuirilor, dispozitive disipative, deoarece în această etapă nu este disponibil niciun model de proiectare, selectarea dispozitivului corespunzător se bazează pe rezultatele încercărilor din cadrul proiectului de cercetare INERD.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   49
ÎMBINARE U INERD

#### 2.5.1 Proiectare preliminară și reguli constructive

Clădirea folosită în exemplul de proiectare are 4 niveluri. Fig. 2.3 prezintă dimensiunile geometrice principale ale clădirii. Destinația clădirii este clădire de birouri.



Fig. 2.3: Geometria clădirii folosită în exemplul de proiectare

Structura clădirii este un cadru contravântuit centric care implementează îmbinarea U ca soluție pentru îmbinarea contravântuirilor de stâlpi. Îmbinarea U este componenta disipativă a structurii. Pentru fiecare direcție se utilizează și se distribuie 4 contravântuiri, așa cum este ilustrat în Fig. 2.4. Inițial, au fost luate în considerare doar 2 contravântuiri dar, datorită amplitudinii forțelor seismice și limitării rezistenței îmbinării U, s-a considerat opțiunea cu 4 contravântuiri în fiecare direcție. Aici se prezentată doar opțiunea finală.



a) Vederea plană Fig. 2.4: Conceptul structural al clădirii



b) Exemplu de cadru cu contravântuiri (AL. 4)

50   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINARE U INERD

În Tabelul 2.2 sunt prezentate materialele diferitelor elemente ale clădirii. Planșeul compus s-a considerat că lucrează pe o singura direcție (direcția X în conformitate cu Fig. 2.4).

Element	Material	
Stâlpi	S355	
Grindă		
Contravântuiri		
Planșeu	Compus	
	Beton C20/25	
	Tablă cutată de 1mm de înălțime 73mm	
	Înălțimea totală a planșeului 150mm	
Îmbinarea U	În conformitate cu proiectul INERD	

Tabelul 2.2: Materialele elementelor structurale

#### 2.5.2 Încărcări si acțiunea seismică

În Tabelul 2.3 și Tabelul 2.4 sunt date încărcările pe baza cărora s-au calculat masele seismice.

Încărcări p	Încărcări permanente		cărcări suplimenta	re
Încărcarea	Instalații	Etaj intermediar	0,7 kN/m <sup>2</sup>	
proprie a elementelor	<ul> <li>10% pentru</li> <li>îmbinări,</li> <li>rigidizări</li> </ul>	Tavane Pardoseli	Ultimul etaj	1 kN/m²
Încărcarea proprie a planșeului compus	2,75 kN/m <sup>2</sup>	Pereți pe	erimetrali	4 kN/m

Tabelul 2.3: Încărcări permanente

#### Tabelul 2.4: Încărcări utile

Birouri	3 kN/m <sup>2</sup>
Pereți despărțitori	0,8 kN/m <sup>2</sup>
Acoperiş accesibil	3 kN/m <sup>2</sup>

Tabelul 2.5 prezintă încărcarea seismică. Nu există valoare determinată în proiectul INERD pentru factorul de comportare al îmbinării U, valoarea dată este considerată pe baza experienței și a rezultatelor experimentale din proiectul INERD. Aceste valori trebuie verificate ulterior. Componenta verticală a acțiunii seismice a fost neglijată.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   51
ÎMBINARE U INERD

Factor de impact, γι	1,0			
Accelerația terenului, a <sub>gR</sub>	0,24g			
Tipul terenului B	S	Τ <sub>B</sub>	Tc	T <sub>D</sub>
Spectru de tip 1	1,00	0,15s	0,50s	2,00s
Factorul limitei inferioare, β	0,2			
Factor de comportare, q	3			

#### Tabelul 2.5: Definirea acțiunii seismice

# 2.5.3 Pre-proiectarea pe baza încărcărilor gravitaționale

Înainte de proiectarea seismică, stâlpii și grinzile structurale au fost pre-proiectate conform EN 1993-1.1. Rezultatele pre-proiectării acestor elemente sunt prezentate în Tabelul 2.6. Secțiunile transversale ale stâlpilor au fost selectate cu marjă pentru a prelua compresiunea axială datorată încărcărilor seismice. În ceea ce privește alegerea profilelor pentru grinzi și stâlpi, s-a decis: i) stâlpi uniformi, toți stâlpii cu același profil; ii) grinzi cu profile diferite în funcție de direcție.

Stâlpi	HEB 260
Grinzi în direcția X	IPE 500
Grinzi în direcția Y	IPE 360

#### Tabelul 2.6: Secțiunea transversală a stâlpilor și grinzilor

#### 2.5.4 Calculul seismic

Forțele seismice care acționează pe clădire s-au determinat în funcție de principiul metodei forțelor laterale prescris de către EN 1998-1-1. Procedura poate fi împărțită în câțiva pași. Mai departe se prezintă aceste calcule.

#### Determinarea masei seismice

Masa seismică rezultă din încărcările gravitaționale care acționează pe clădire și este cuantificată din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,i}$$
" + " $\sum \Psi_{E,i} Q_{k,i}$ 

Ec. (2.1)

În Tabelul 2.7 sunt prezentate masele seismice pe nivel în funcție de ecuația (2.1) și încărcările prezentate în Tabelul 2.6.

Niveluri	Masa seismică, m [ton]
1	323,67
2	323,67
3	323,67
4	301,44
Total	1272,45

Tabelul 2.7: Masa seismică a clădirii cu 4 niveluri

52   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINARE U INERD

Determinarea forței tăietoare de bază

În conformitate cu metoda forțelor laterale si acțiunea seismică (Tabelul 2.5), s-a estimat forța tăietoare de bază. Ecuațiile (2.2) până la (2.6) au fost folosite pentru determinarea: perioada fundamentală a structurii, pseudo accelerația de proiectare si forța tăietoare de bază. Rezultatele obținute sunt date în Tabelul 2.8.

$T_1 = C_t H^{2/3}$	Ec. (2.2)
$C_t = 0.05$	Ec. (2.3)
$a_g = \gamma_I a_{gR}$	Ec. (2.4)
$T_B \le T \le T_C \colon S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}$	Ec. (2.5)
$F_b = S_d(T_1)m\lambda$	Ec. (2.6)

#### Tabelul 2.8: Rezultatul calculului forței tăietoare de bază

H [m]	Ct	T <sub>1</sub> [s]	a <sub>g</sub> [m/s2]	S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> ) [m/s <sup>2</sup> ]	λ	F <sub>b</sub> [kN]
16	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

Distribuția încărcărilor seismice pe cadrele contravântuite

Cadrele contravântuite au aceeași rigiditate, deci, s-a considerat o distribuție uniformă a forței tăietoare de bază printre aceste cadre. Pentru că structura este perfect simetrică s-a luat în considerare numai excentricitatea accidentală (0.05L) pentru torsiunea globală a structurii și amplificarea ulterioară a forțelor orizontale. În Tabelul 2.9 se dau forțele pe fiecare cadru contravântuit. Pentru că planul structurii este un pătrat și cadrele contravântuite sunt egal poziționate în relație cu centrul geometric, distribuția forțelor este egală în ambele direcții.

Tabelul 2.9: Distribuția forțelor seismice per cadru contravântuit

Cadru	F <sub>b</sub> [kN]	X [m]	L [m]	δ	F <sub>b</sub> ' [kN]
1					
4	1061.05	10	24	1.05	1111 1
А	1001,05	12	24	1,05	1114,1
D					

Distribuția forțelor seismice pe nivel

Distribuția maselor pe nivel este efectuată pe baza maselor fiecărui nivel și înălțimea parterului, așa cum este exprimat (2.7). În Tabelul 2.10 se dau forțele pe nivel.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$
 Ec. (2.7)

Disp	oozitive si sisteme inovative antiseismice   53
	ÎMBINARE U INERD

	,	, .	
Nivel	z <sub>i</sub> [m]	m*z <sub>i</sub> [ton.m]	F <sub>i</sub> [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	Σm*z <sub>i</sub>	12591	

Tabelul 2.10: Distribuția forțelor seismice pe nivel

#### 2.5.5 Selectarea îmbinărilor-U

Selectarea îmbinărilor U pentru îmbinarea dintre contravântuire și stâlp a fost efectuată folosind rezultatele încercărilor din proiectul de cercetare INERD. În funcție de forțele seismice pe fiecare nivel și pe fiecare cadru contravântuit, și luând în considerare că ambele contravântuiri în compresiune și în inginere sunt active, sau calculat forțele în fiecare îmbinare. Amintiți-vă că forțele din contravântuire sunt cumulate odată cu scăderea nivelului. Tabelul 2.11 prezinta forțele pe fiecare îmbinarei. Selectarea îmbinării U a fost apoi efectuată pe baza capacitații îmbinării încercate în cadrul proiectului INERD. Acesta din urmă este, de asemenea, inclus în tabel. ID-ul îmbinării este numele specimenului încercat în cadrul proiectului 2.1).

		-	
Nivel	F <sub>Contr,con</sub> [kN]	ID Îmbinare	F <sub>imb.Încerc</sub> [kN]
4	119	Mola 3	144
3	215	Mola 10	260
2	279	Mola 12	390
1	311	Mola 12	390

Tabelul 2.11: Selectarea îmbinării U pentru contravântuiri

#### 2.5.6 Proiectarea clădirii la acțiunea seismică

Proiectarea finală a elementelor clădirii (stâlpi și contravântuiri) care depind de încărcarea seismică, s-a bazat pe principiul proiectării pe bază de capacitate. Deci, încărcările de proiectare nu au fost cele care au rezultat din încărcarea de proiectare ci rezistenșa îmbinării U.

Apoi, deoarece rezistența îmbinării U este valoarea rezultată din încercare și nu valoarea de proiectare nominală, factorul de supra-rezistență ( $\gamma_{ov}$ ) a fost considerat egal cu 1. După cum s-a menționat mai sus, proiectarea elementelor de oțel a fost realizată conform EN 1993 -1-1. Dat fiind faptul că profilul stâlpului nu a fost schimbat de la modelul prezentat la punctul 2.5.3, în Tabelul 2.12 sunt date numai contravântuirile finale. Verificarea care guvernează proiectarea este rezistența la flambaj prin încovoiere. În Tabelul 2.12 este prezentată această rezistență.

54   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINARE U INERD

Nivel	Profile	N <sub>b,Rd</sub> [kN]
4	HEA 120	186
3	HEA 140	298
2	HEA 160	447
1	HEA 160	447

Fabelul 2.12: Proiecta	area finală a	contravântuirilor
------------------------	---------------	-------------------

Tabelul 2.13 și Tabelul 2.14 oferă detalii cu verificările efectuate pentru limitarea efectelor P- $\Delta$  în conformitate cu EN 1998-1-1. Deplasarea relativă de nivel  $\theta$  calculată cu ecuația (2.8), pentru toate nivelurile este sub limită (0.1) și, prin urmare, efectele de ordinul doi pot fi neglijate.

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \le 0,10$$
 Ec. (2.7)

Tabelul 2.13: Sensibilitatea la efectele de ordinul 2 pentru cadrele în direcția X

Metod	a forțelor lat	terale	E <sub>s</sub> + G +	+ Ψ <sub>Ei</sub> .Q		G+ΨEi.Q	
Nivel	d <sub>i</sub> [m]	d <sub>r</sub> [m] (d <sub>i</sub> -d <sub>i-1</sub> )	V <sub>i</sub> [kN]	V <sub>tot</sub> [kN]	Ptot [kN]	hi [m]	θ
1	4,86E-03	1,46E-02	142,5	1386,0	6241,4	4	0,016
2	9,66E-03	1,44E-02	285,0	1243,5	4653,7	4	0,014
3	1,49E-02	1,58E-02	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,93E-02	1,31E-02	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

Tabelul 2.14: Sensibilitatea la efectele de ordinul 2 pentru cadrele în direcția Y

Metod	a forțelor lat	terale	E <sub>s</sub> + G +	+ Ψ <sub>Ei</sub> .Q		G+ΨEi.Q	
Nivel	d <sub>i</sub> [m]	d <sub>r</sub> [m] (d <sub>i</sub> -d <sub>i-1</sub> )	V <sub>i</sub> [kN]	V <sub>tot</sub> [kN]	Ptot [kN]	hi [m]	θ
1	4,51E- 03	0,014	142,5	1386,0	6241,4	4	0,015
2	9,42E- 03	0,015	285,0	1243,5	4653,8	4	0,014
3	1,46E- 02	0,016	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,89E- 02	0,013	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

#### 2.6 DOMENIU DE APLICARE

Din cauza deformabilității destul de mari, folosirea îmbinării U INERD este, în principal, potrivită pentru structuri care s-au dovedit a nu fi prea sensibile la cerințe

I	Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   55
	ÎMBINARE U INERD

de deplasare mare, deci, în principal, clădiri multietajate cu un nivel redus de etaje (tipic de la 4 la 6, în funcție de configurația îmbinării U).

#### 2.7 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

- 1. ACI American Concrete Institute (1995): Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95). Farmington Hills, MI.
- 2. AISC (1997), Seismic provision for structural steel buildings, Task Committee 113.
- Aschheim M, Gulkan P., Sezen H. (2000): Chapter 11: Performance of Buildings, in Kocaeli, Turkey earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report. Earthquake Spectra. Supplement A to Volume 16, 237–279.
- 4. Benats Valérie, "Développement du concept d'assemblages dissipatifs dans des structures parasismiques en treillis", Université de Liège, thesis, a.a. 2000-2001.
- Chou C.C., Uang C.M. (2002): Cyclic Performance Of A Type Of Steel Beam To Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research 58, 637-663.
- 6. ECCS (1986): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. ECCS Publication n° 45.
- 7. ECSC Project 7210-PR-316 (2001): Earthquake Resistant Design: the INERD Project.
- 8. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.
- Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Frames. Composite Construction in Steel and Concrete IV – Proc. of Engrg. Found. Conference, Banff, May 28 – June 2, Banff, Alberta, 947-958.
- 10. Krawinkler H. (1978): Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Engineering Journal AISC Vol. 3.
- 11. Mander J.B., Priestley M.J. N., Park R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. Journal of Struct. Engrg., ASCE, vol. 114, No 8, 1804-1826.
- 12. Ministry of Public Works and Settlement (1975): Specification for structures to be built in disaster areas. Government of Republic of Turkey.
- 13. Penelis G.G., Kappos A.J. (1997): Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN Spon, London.
- 14. prEN 1991-1-1:2001: Actions on structures, Part 1-1: general actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final Draft, July 2001.
- 15. prEN 1992-1:2001: Design of concrete. Part 1: general rules and rules for buildings. Draft n° 2, January 2001.
- 16. prEN 1993-1-1:2000: Design of steel structures. Part 1.1: general rules. Draft n° 2, August 2000.
- 17. prEN 1994-1-1:2001: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Draft n° 3, March 2001.
- 18. prEN 1998-1:2001: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°3, May 2001.
- Scawthorn C.R. (2000): Turkey earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report. Technical Report MCEER-00-0001. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, NY. Editor. the Marmara.

56   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINARE U INERD

- Sezen H., Elwood K.J., Whittaker A.S., Mosalam K.M., Wallace J.W., Stanton J.F. (2000): Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. PEER 2000/09. Technical Report. Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA. http://nisee.berkeley.edu/turkey.
- 21. Turkish Standards Institute (1985). TS-500 Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Ankara, Turkey.
- Plumier A., Stoychev L., Doneux C., "Composite columns to mitigate soft storey in reinforced concrete structures submitted to earthquake", in the Proceedings of the Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design; Timisoara 7-8 May 2004. ISBN 973-638-119-6.
- 23. Ferrario F., Bursi O.S. and Colombo A., "Analysis and design of RC beam-to-column joints with encased steel profiles subjected to seismic actions", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
- 24. Doneux C., Plumier A., "Mitigation of seismic soft storey failures in reinforced concrete structures by composite steel-concrete columns", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
- Vayas I., Thanopoulos P., "Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
- 26. Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., "Mitigation of storey failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles ", in the Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
- 27. Vayas I., Calado L., Castiglioni C., Plumier A., Thanopoulos P., "Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames", in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.
- Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
- 29. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
- Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
- Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
- 32. Dell'anna Sergio, "Behaviour of dissipative connections for concentric bracings of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
- 33. Feligioni Sandro, "Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
- 34. Lazzarotto Luca, "Dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.

#### **GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS** 3

#### 3.1 INTRODUCERE

În cadrul Programului de Cercetare European RFSR-CT-2008-00032 " Dispozitive Disipative pentru Cadre din Otel Antiseismice" ( Acronim: INNOSEIS) au fost introduse două sisteme disipative inovative, numite FUSEIS1 și FUSEIS 2 și s-au dezvoltat ghiduri de proiectare relevante [1][12]. În functie de geometria sigurantei, sistemul FUSEIS 1 este mai departe împărțit in două tipuri: grinzi de legătură FUSEIS si bare cu bolturi FUSEIS. Acest capitol se referă la sistemul cu grindă de legătura FUSEIS, în timp ce pentru sistemul cu bare cu bolțuri FUSEIS există un capitol separat.

# 3.2 DESCRIEREA SISTEMULUI CU GRINDĂ DE LEGATURĂ

Sistemul cu grindă de legătură FUSEIS este alcătuit din doi stâlpi tari asezati la distanțată mică unul de celălalt, de care se prind rigid mai multe grinzi. Grinzile sunt între stâlpi și pot fi de diferite tipuri de secțiuni transversale, cum ar fi secțiunile RHS, SHS, CHS sau I. Structura generală este prezentată schematic în Fig. 3.1. Sistemul cu grindă de legătură FUSEIS preia încărcările laterale ca o grindă verticală Vierendeel, în principal prin combinarea momentului încovoietor cu forța tăietoare din grinzi și cu forța axială din stâlpi. Elementele disipative ale sistemului sunt secțiunile grinzilor dintre stâlpi. Aceste elemente nu sunt, în general, supuse la încărcări verticale, deoarece acestea sunt plasate între niveluri.



FUSEIS: configurația generală

Fig. 3.1: Sistem cu grinda de legătură Fig. 3.2: Ansamblu exemplificativ intr-o structură în cadre metalice

58   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

Rezistența seismică a unei clădiri poate fi obținută prin furnizarea corespunzătoare a unui număr de astfel de sisteme în direcțiile relevante. A se vedea Fig. 3.2 pentru un exemplu de ansamblu al mai multor sisteme FUSEIS într-o structură în cadre din oțel. Atunci când îmbinările grindă-stâlp ale clădirii sunt articulate, doar acest sistem asigură rezistența seismică a clădirii. Când îmbinările sunt rigide sau semi-rigide, acestea funcționează în combinație cu cadrul necontravantuit. În ambele cazuri, îmbinările grindă-stâlpii sistemului ar trebui să fie articulate, deoarece sistemul FUSEIS nu are scopul de a reprezenta o componentă a structurii care preia încărcarea gravitațională.

În scopul minimizării pagubelor la nivelul fundației, se propun îmbinări rigide la baza stâlpilor. Pentru clădirile cu mai multe niveluri, bazele stâlpilor pot fi articulate sau încastrate, investigațiile analitice au arătat că diferența de răspuns nu a fost semnificativă. Îmbinările grindă de legătura-stâlp sunt rigide pentru a permite acțiunea Vierendeel și sunt proiectate să aibă suficientă supra-rezistență pentru a putea disipa energa numai prin îmbinările FUSEIS. S-au folosit îmbinări cu plăci de capăt, care permit o înlocuire ușoară a grinzilor de legătură.

Grinzile pot avea secțiuni închise (RHS) sau secțiuni deschise (secțiunile I sau H). Având în vedere o înălțime tipică a nivelului de 3,4 m, se pot amplasa patru sau cinci grinzi de legătură pe nivel. Înălțimea lor depinde de rigiditatea necesară, cu prevederea de a lăsa distanța verticală necesară între ele. Secțiunile RHS sunt mai indicate decât secțiunile deschise datorită rigidității și rezistenței lor mai mari la încovoiere și torsiune. Secțiunea grinzilor poate varia între niveluri, ca urmare a creșterii forței de forfecare de la vârf spre baza clădirii. Grinzile pot varia, de asemenea, în cadrul aceluiași nivel, fie în ceea ce privește secțiunile lor transversale, fie lungimile lor ln, a se vedea Fig. 3.3. Stâlpii pot fi cu secțiune deschisă sau închisă. Secțiunile deschise sunt mai indicate, deoarece oferă o îmbinare mai ușoară cu grinzile. Atunci când se folosesc secțiuni închise, se poate suda o secțiune T pentru a oferi avantajul unei îmbinări mai ușoare.



Fig. 3.3: Ajustarea sistemului cu grindă de legătură FUSEIS pentru forța tăietoare de nivel prin lungimi de grindă variabile (stânga) sau secțiuni transversale variabile (dreapta)

Dezavantajul cel mai semnificativ al tipologiilor convenționale de cadre, cum ar fi MRF, CBF sau EBF, este incapacitatea lor de a fi reparate după un eveniment seismic puternic. În ceea ce privește cadrele necontravântuite de față, grinzile și îmbinările acestora trebuie schimbate. Deoarece ambele elemente aparțin sistemului de rezistență la încărcări gravitaționale, înlocuirea lor este dificilă. În cadrele contravântuite excentric, barele disipative, care sunt părți scurte ale grinzilor, trebuie înlocuite. Deformațiile în cadrele contravântuite centric sunt de așteptat în contravântuiri, care sunt și greu de înlocuit deoarece sunt lungi și grele. Aceste sisteme structurale convenționale pot fi înlocuite de sistemul inovativ FUSEIS. Astfel, noul sistem are următoarele avantaje:

- Deformații inelastice apar numai în grinzile de legătură disipative
- Dacă se deformează în plastic, grinzile de legătură pot fi ușor înlocuite deoarece nu fac parte din sistemul de preluare a încărcărilor gravitaționale și sunt, de asemenea, ușor de manevrat.
- Pentru a menține configurația arhitecturală neafectată de către sistemul antiseismic, sistemul FUSEIS poate fi poziționat în zone restrânse ale clădirii
- În același timp, grinzile de legătura pot fi folosite ca părți vizibile ale clădirii pentru a indica sistemul antiseismic.
- Pentru secțiunile selectate adecvat ale grinzilor FUSEIS, se poate obține o plasticizare secvențială

Pentru a se asigura că disiparea energiei are loc numai în grinzile de legătură, îmbinările dintre grinda de legătură și stâlp sunt rigide și au o rezistență suficient de mare. Mai mult, grinzile de legătură sunt prinse cu ajutorul plăcilor de capăt cu șuruburi, ceea ce permite o înlocuire ușoară dacă grinzile de legătură se deformează după un eveniment seismic.

60   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

Cu intenția de a proteja îmbinarea grindă de legătură - stâlp împotriva curgerii și fisurării, grinzile FUSEIS ar trebui proiectate astfel încât articulația plastică să se îndepărteze de zona de îmbinare. Prin urmare, secțiuni reduse (RBS) sunt prevăzute la capătul grinzilor, a se vedea Fig. 3.4.

Pentru a reduce aria secțiunii transversale se pot folosi tăieturi de forme constante, ascuțite sau circulare. Pentru a minimiza concentrațiile de tensiuni, tăierea circulară este superioară în comparație cu alte tipuri de tăieturi. Lungimea tipică a articulațiilor plastice din grinzile de oțel are ordinul de jumătate din înălțimea grinzii de legătură. Prin urmare, secțiunea redusă, unde se vor forma articulațiile plastice, ar trebui să fie amplasată cel puțin la această distanță de îmbinare. Ca alternativă la reducerea secțiunii grinzii, îmbinarea poate fi consolidată prin intermediul plăcilor suplimentare.



Fig. 3.4: Secțiuni diferite pentru grinda de legătură FUSEIS cu secțiune redusă (RBS): RHS sau SHS, CHS și IPE sau HEA.

#### 3.3 MODELUL STĂRII LIMITĂ

Sistemul FUSEIS funcționează ca o grindă verticală Vierendeel. Sistemul static teoretic și relațiile dintre forțele interne sunt prezentate în Fig. 3.5. Având în vedere articulațiile plastice la mijlocul grinzilor și stâlpilor dintre grinzile de legătură, momentele interne și forțele la încărcarea orizontală în domeniul elastic pot fi derivate din statică după cum urmează:

Stâlpi

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L}$$
 Ec. (3.1)

$$V_C = \frac{V_{story}}{2}$$
 Ec. (3.2)

$$M_C = V_C \cdot \frac{h}{2} = \frac{V_{story} \cdot h}{4}$$
 Ec. (3.3)

Grinzi

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{story} \cdot \frac{h}{L}$$
 Ec. (3.5)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   61
 GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

# Unde

Mov = momentul de răsturnare al cadrului

- V<sub>nivel</sub> = forța tăietoare de nivel
- L = distanța inter-ax a stâlpilor
- H = distanța verticală a grinzilor FUSEIS

Ecuațiile de mai sus arată că, pe fiecare nivel, forțele de forfecare și momentele încovoietoare din stâlpi și grinzi rămân constante, în timp ce forțele axiale din stâlpi cresc liniar de la vârf spre bază.





# 3.4 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE GRINDA DE LEGATURĂ FUSEIS

# 3.4.1 Încercări experimentale pe grinzile de legătură FUSEIS individuale

# 3.4.1.1 Montaj experimental și grinzile de legătură încercate

Încercările pe sistemul cu grindă de legătură FUSEIS au fost efectuate în cadrul a doua proiecte Europene, și anume FUSEIS [12] și MATCH [26]. în acest capitol este

62   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

descrisă investigarea pe grinzile de legătură individuale, dar de asemenea asamblate și prinse de stâlpii tari, așa cum s-a prezentat în capitolul 4.2. 40 de încercări au fost efectuate în total pe grinzi de legătură individuale, 23 de încercări în cadrul proiectului FUSEIS și 17 țn cadrul proiectului MATCH. Programul de încercări a acoperit o varietate de tipuri de secțiuni, material, lungimi de grindă și condiții de încărcare. Grinzile de legătură individuale au fost amplasate între două grinzi cu inimă plină dintr-un cadru articulat cu 4 puncte cu îmbinări cu șuruburi. S-a atașat un actuator cu o capacitate de ± 200 mm de grinda cu inimă plină superioară a cadrului încercat, astfel încât sa poată fi mutat orizontal, așa cu se arată în Fig. 3.6. S-a montat pe margine un panou de alunecare pentru stabilitatea laterală, așa cum se arata în Fig. 3.7.



Fig. 3.6: Montajul experimental pentru încercarea grinzilor de legătură individuale



Fig. 3.7: Montajul cadrului experimental cu construcția reazemelor laterale

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   63
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

#### 3.4.1.2 Rezultatele încercărilor monotone

Specimenele lungi cu grinda de legătură de 900 mm lungime încercate au arătat o comportare foarte ductilă cu deplasări maxime de peste 150 mm înainte de cedare. În comparație cu aceste specimene, deplasarea maximă a specimenelor cu grinda de legătură mai scurtă de 500 mm a ajuns la aproximativ 80 mm, întrucât efectul de consolidare după depășirea domeniului elastic a fost mult mai semnificativ în cazul secțiunilor I decât CHS. Acest lucru se datorează cel mai probabil gradului ridicat de utilizare a încărcării de forfecare. Fig. 3.8 prezintă un exemplu de curbă monotonă și un model de deteriorare pentru o grindă FUSEIS cu secțiune transversală IPE.





Fig. 3.8: Exemplu de comportare histeretică și modelul de deteriorare pentru încărcarea monotonă

#### 3.4.1.3 Rezultatele încercărilor ciclice

Ca referință pentru procedura de încercare a fost utilizată recomandarea ECCS pentru evaluarea comportării elementelor structurale din oțel sub încărcări ciclice [14]. Valoarea maximă a deplasări de 60 mm (4% deplasare relativă de nivel) a fost atinsă numai în unele grinzi FUSEIS. Alte grinzi de legătură nu au fost capabile de acest nivel maxim de deplasare. Cu toate acestea, majoritatea grinzilor de legătură au arătat o comportare foarte ductilă în timpul încărcării ciclice. Deși efectele fisurilor și al flambajului au apărut destul de devreme la unele încercări - la deplasări de aproximativ 20-30 mm – s-a obținut o ductilitate ridicată. În cele mai multe cazuri, se poate observa o anumită comportare ductilă cu fisuri în materialul de bază și o propagare lentă a fisurilor. Locațiile și formele flambajului au depins foarte mult de secțiunea transversală, de lungimea specimenului și de mărimea încărcării. Punctele la care apar primele fisuri sunt în general în funcție de aceste flambaje. Doar câteva specimene au cedat în zona afectată termic și s-a observat o cedare mai puțin ductilă. Observațiile principale din timpul efectuării încercărilor pot fi însumate după cum urmează:

- Curbele forță-deplasare ale specimenele de același tip au avut diferențe semnificative
- Au apărut peste tot fisuri la anumite specimene. Oricum, în ciuda fisurilor specimenelor le-a rămas o capacitate semnificativă.

64   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS	

 Sudura de colţ iniţială a profilelor SHS nu a fost suficientă. Se recomandă să se folosească sudurile cap la cap în locul celor de colţ.



Fig. 3.9: Exemplu de comportare histeretică si modelul de deteriorare pentru secțiune I (stânga) si profil din țeava rotundă (dreapta)

Fig. 3.9 arată un exemplu de curbă histeretică și modelul de deteriorare pentru o grindă de legătură FUSEIS cu secțiunea IPE și CHS. În majoritatea cazurilor, efectul fisurilor și al flambajului a condus la degradarea ciclurilor forță-deplasare și în consecință reducerea energiei disipate pe ciclu, prezentată în Fig. 3.10. În Fig. 3.12. se da o comparație a energiei disipate totale a grinzilor de legăturî FUSEIS.



Fig. 3.10: Rezultatele încercărilor ciclice pe grinzile de legătură FUSEIS: energia disipată pe ciclu





Time [s]

2500

T17(2) - Rod120

T18(1) - Rod90 -T18(2) - Rod90





#### 3.4.2 Încercări experimentale pe cadru cu grinzi de legătură FUSEIS 3.4.2.1 Montaj experimental și cadrele încercate

S-au efectuat două încercări la scară reală pe cadre cu grinzi FUSEIS în Laboratorul de Structuri Metalice al NTUA [1]. Cadrul de încercare a fost compus din doi stâlpi tari la distanță mică de care au fost prinse rigid cinci grinzi de legatură, așa cum este ilustrat în Fig. 3.13. Dimensiunile cadrului corespund unui cadru real: înălțimea sa este de 3,4 m, iar distanta dintre axele stalpilor este de 1,50 m. Stâlpii cadrului de

66   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS	

încercare au fost prinși de dispozitivul de încercare prin îmbinări rigide. Încărcarea ciclică a fost aplicată printr-un actuator hidraulic poziționat orizontal între partea de jos a stâlpilor și bază prin intermediul a două articulații.



Fig. 3.13: Vedere laterală a specimenului încercat cu 5 grinzi de legătură individuale (strânga) și prinderea grinzilor de legătură pe stâlpii tari (dreapta)

#### 3.4.2.2 Rezultatele încercărilor

Toate specimenele încercate au prezentat o capacitate bună de deformare plastică. Este remarcabil faptul că rezistența sistemului a continuat să crească după plasticizările inițiale și în timpul plasticizărilor secvențiale, în principal datorită consolidării, fără a-și pierde stabilitatea. Deformațiile plastice au avut loc numai în grinzile FUSEIS, în timp ce stâlpii au rămas elastici și nedeteriorați până la finalizarea ultimei încercări. Timpul necesar pentru înlocuirea unei grinzi a fost de aproximativ 60 de minute.

Curgerea specimenelor a început în zona cu secțiune redusă. Fisurile ductile au fost observate în secțiunea redusă și, în cele din urmă, înălțimea grinzii de legătură a scăzut la aceeași poziție, pe măsură ce deformarea specimenelor a crescut. După rezistența maximă, încărcarea s-a degradat treptat, cu distorsiunea secțiunii reduse. Toate cadrele au atins o deplasare relativă de nivel între 2% și 4%. În general, pentru secțiunile tubulare s-a observat că încărcarea a scăzut treptat în comparație cu secțiunile IPE datorită rezistenței suplimentare furnizate de inimă. Mai precis, secțiunile CHS s-au comportat și mai bine pe măsură ce plasticizarea a fost distribuită de-a lungul circumferinței secțiunii. Formarea articulațiilor plastice în timpul experimentelor a fost vizibilă în mod clar pe fotografiile realizate cu o

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   67
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

termocameră, unde regiunile roșii indică valori mai ridicate ale temperaturii la nivelul secțiunii reduse. Fig. 3.14 prezintă fotografii ale grinzilor de legătura deformate. Fig. 1.15 prezintă o comportare histeretică a cadrelor.



(a) (b) (c) Fig. 3.14: Poze cu grinzile de legătură deformate: (a) grinzi IPE, (b) grinzi SHS, (c) grinzi CHS



Test A1 - IPE 120,140,160,180 - Length 600mm

Horizontal displacement [mm]



3.4.2.3 Comparație între forțele tăietoare experimentale și teoretice

Investigațiile experimentale au arătat ca sistemul cu grinzi de legătură lucrează ca o grindă verticală Vierendeel. Acesta preia încărcări laterale în principal prin momente incovoietoare în grinzi și prin forțe axiale în stâlpi. Considerând articulații plastice la mijlocul grinzilor și stâlpilor, momentele interne si forțele din încărcările orizontale în domeniul elastic pot fi obținute din statică. Forțele tăietoare datorate rezistenței la încovoiere M<sub>pl,Rd</sub> la capetele grinzilor sunt calculate astfel:

$$V_{storey} = \frac{2 \cdot \sum M_{pl,RBS,Rd}}{h_{storey}} \cdot \frac{L}{l_{RBS}}$$
 Ec. (3.6)

68   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

unde  $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$  este rezistența la încovoiere a secțiunii reduse (RBS) a grinzii de legătură FUSEIS,  $l_{RBS}$  este distanța axială între secțiunile reduse iar *L* este distanța axială între stâlpii sistemului FUSEIS. În Tabelul 3.1 se prezintă comparația între valorile experimentale și cele teoretice. Aceste valori arată că teoria grinzii Vierendeel poate să descrie destul de bine comportarea reală, cu o subestimare a forțelor tăietoare sub 25%.

	,		
Încercare	V <sub>exp</sub>	V <sub>th</sub>	V <sub>exp</sub> / V <sub>th</sub>
A1	303.6	255.6	1.19
A2	349.9	298.0	1.17
A3	232.4	190.6	1.22
M1	367.0	345.8	1.06
M2	466.3	407.7	1.14
M3	349.4	305.0	1.15

Tabelul 3.1: Forțele tăietoare experimentale vs. teoretice

### 3.4.2.4 Energia disipată – criterii de cedare

Pentru o mai bună înțelegere a efectelor diferitelor tipuri de secțiuni asupra disipării energiei sistemului, este important să comparăm rezultatele globale. Curbele histeretice a tuturor specimenelor sunt destul de largi, indicând o absorbție bună de energie a sistemului. Aria de sub curba histeretică este o măsură a energiei disipate de către sistem în timpul unui ciclu de încărcare.

Pentru ciclurile elastice până la curgere, energia absorbită a fost foarte mică, astfel cantitatea de energie disipată pentru fiecare încercare a fost calculată luând în considerare ciclurile după atingerea forței de curgere. Forța de curgere a cadrului (V<sub>nivel</sub>) a fost calculată analitic folosind limita de curgere reală (f<sub>y</sub>) așa cum este definită în recomandările ECCS[14]. Diagramele din Fig. 3.16 reprezintă energia medie absorbită în fiecare 3 cicluri cu amplitudine constantă, este evident că creșterea amplitudinii ciclurilor (cicluri plastice) conduce la creșterea energiei absorbite. Fig. 3.17 arată comparația între energia totală absorbită între toate încercările.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 69 GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS







În încercarea de a evalua evoluția deteriorărilor acumulate în timpul încercărilor, sa aplicat criteriul de cedare a componentelor de oțel propus de Calado și Castiglioni, 1996 [27], Conform acestui criteriu, parametrul adimensional  $\eta / \eta_0$  este limitat la o valoare constantă de 0,5, unde  $\eta$  este raportul energiei la sfârșitul fiecărui ciclu și  $\eta_0$ este raportul energiei considerând că grinda de legătură FUSEIS are o comportare

70   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

elastică-perfect plastică. Sub această limită apare cedarea. Acest raport a fost calculat pentru toate ciclurile încercărilor pe grinzile de legătură FUSEIS (Fig. 3.18). Se poate observa că valoarea limită 0,5 nu a fost depășită. Acest rezultat a fost previzibil și este justificat de efectele de consolidare, calculate analitic folosind limita de curgere reală (fy) așa cum este definit în recomandările ECCS [14].



Fig. 3.18: Criterii de cedare

# 3.5 REGULI DE PROIECTARE

Concluziile studiilor analitice și numerice au fost rezumate într-un ghid de proiectare [1]. Ghidul de proiectare oferă recomandări privind selectarea și proiectarea sistemelor cu grindă de legătură FUSEIS corespunzătoare. Ea se bazează în principal pe prevederile conținute deja în Eurocodul 3 și în Eurocodul 8. Cu toate acestea, unele clauze ale Eurocodului 8 sunt rearanjate în mod corespunzător pentru a acoperi utilizarea sistemului FUSEIS de către prevederile codurilor.

# 3.5.1 Proiectarea preliminară

Așa cum s-a menționat anterior, sistemul FUSEIS funcționează ca grindă verticală Vierendeel. La starea limită ultimă, toate grinzile de legătură își ating, ca elemente disipative ale sistemului, momentul lor capabil. Dacă forța tăietoare de bază totală a clădirii este V<sub>B</sub> și V<sub>nivel</sub> este forța tăietoare de nivel a sistemului FUSEIS, numărul sistemelor care urmează să fie utilizate pentru o proiectare preliminară este egal cu:

$$m = \frac{V_B}{V_{nivel}}$$
 Ec. (3.7)
Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   71
 GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

Secțiunile stâlpilor sunt alese în primul rând din considerente de rigiditate pentru a limita efectele de ordinul 2. Cu toate acestea, pentru m sisteme FUSEIS egale, stâlpii trebuie să preia cel puțin o forță axială N<sub>c, Ed</sub>:

$$N_{c,Ed} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L}$$
 Ec. (3.8)

Unde M<sub>ov</sub> este momentul de răsturnare al cadrului și L este distanța inter-ax a stâlpilor sistemului FUSEIS.

Secțiunile transversale ale grinzilor și stâlpilor sistemului, precum și numărul necesar de sisteme nu pot fi estimate doar din criteriile de rezistență. Deformațiile trebuie, de asemenea, controlate pentru a limita efectele secundare. Dispozițiile relevante ale codului prevăd că, pentru clădiri, coeficientul de sensibilitate a dritului este limitat la  $\theta \le 0,1$ , dacă se ignoră efectele de ordinul doi. În orice caz, acesta va fi  $\theta < 0,3$ .

#### 3.5.2 Proiectarea folosind analiza liniară elastică

- (1) Pentru proiectarea convențională și seismică a clădirilor din oțel cu sistemele FUSEIS, se aplică Eurocodul 3 și Eurocodul 8. Următoarele reguli sunt suplimentare față de cele indicate în aceste coduri.
- (2) Metoda convenţională pentru determinarea efectelor seismice pentru clădiri este analiza spectrală, utilizând un model liniar-elastic al structurii şi un spectru de proiectare. Spectrul de proiectare este definit în conformitate cu Eurocodul 8. Factorul q maxim care trebuie utilizat este 5.
- (3) Cadrele cu sisteme FUSEIS trebuie proiectate astfel încât grinzile de legătura să fie capabile să disipeze energia prin formarea mecanismelor plastice de încovoiere. Regulile date în continuare sunt destinate să asigure că curgerea va avea loc în grinzile de legătură înainte de orice curgere sau cedare în altă parte. Grinzile trebuie proiectate astfel încât să reziste forțelor celei mai nefavorabile combinații seismice.
- (4) În analizele liniare deplasările induse de acțiunea seismică de proiectare se calculează pe baza deformațiilor elastice ale sistemului structural prin expresia:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \text{Ec. (3.9)}$$

unde

- $d_s$  = deplasarea unui punct a sistemului structural de către actiunea seismică de proiectare
- $q = q_{\mu}$  = factorul de comportare care poate fi luat egal cu factorul de ductilitate ( $\mu_d$ ) dacă T<sub>1</sub> ≥ T<sub>C</sub>

72   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

 $d_e$  = deplasarea aceluiași punct a sistemului structural, cum a fost determinată de către analiza liniară pe baza spectrului de proiectare.

În mod obișnuit, limitarea deplasării relative de nivel definește proiectarea unei structuri cu sistemul FUSEIS cu grinzi de legătură, în timp ce rapoartele de capacitate ale elementelor disipative ( $\Omega$ ) sunt reduse. Calculul deplasării relative de nivel de proiectare bazat pe d<sub>s</sub> este, prin urmare, conservator. Un factor de reducere (q $\Omega$ ) egal cu raportul de capacitate al grinzilor FUSEIS poate fi utilizat după cum urmează:

$$d_s = q_{\mu} \cdot q_{\Omega} \cdot d_e \qquad \qquad \text{Ec. (3.10)}$$

Pentru analiza neliniară, statică sau dinamică, deplasările induse de către acțiunea seismică sunt acelea obținute din analiză.

(5) Elementele nedisipative, îmbinările dintre grinzile FUSEIS și stâlpi trebuie proiectate ținând seama de supra-rezistența secțiunii  $\Omega$  și de factorul de rezistență al materialului  $\gamma_{ov}$ .

(6) În stadiul actual al cunoașterii, se utilizează un model spațial reprezentând structura 3D. Următoarele reguli de modelare pot fi urmate:

- a) Elementele grinzilor de legătura FUSEIS trebuie reprezentate prin elemente finite grindă-stâlp corespunzătoare
- b) Zonele rigide trebuie să fie asigurate din axul la fața stâlpilor pentru a exclude flexibilitatea inexistentă a grinzilor
- c) Lungimea netă a grinzii trebuie să fie divizată în 5 zone aşa cum se arată în Fig.
  3.19. Aceste zone reprezintă secțiunile brute (ambele capete plus secțiunea din mijloc) si secțiunile reduse RBS. În acest fel se ține cont de flexibilitatea şi rezistența reală a sistemului.
- d) Elementele structurale rămase trebuie să fie reprezentate ca de obicei de elemente finite corespunzătoare.
- e) Îmbinările grindă-stâlp vor fi reprezentate ca rigide, semi-rigide sau articulate în conformitate cu detalierea imbinării.



Fig. 3.19: Modelarea numerică a grinzi de legătură FUSEIS

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   73
 GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

#### 3.5.2.1 Verificarea elementelor disipative

(1) Elementele disipative ale sistemului, adică grinzile de legătură trebuie verificate să reziste la forțele și momentele interne determinate din analiza structurală.

(2) Capacitatea la încovoiere se verifică astfel:

$$rac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \le 1.0$$
 Ec. (3.11)

unde:

 $M_{Ed}$  = momentul încovoietor de proiectare

 $M_{pl,RBS,Rd}$  = rezistența plastică la încovoiere a secțiunii reduse

(3) Rezistența la forfecare trebuie verificată în conformitate cu:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \le 1.0$$
 Ec. (3.12)

Unde:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$$
 Ec. (3.13)

 $V_{CD,Ed}$  = forța tăietoare din proiectarea pe bază de capacitate  $V_{b,pl,Rd}$  =forța tăietoare de proiectare a secțiunii grinzii

(4) Trebuie notat faptul că influența forței tăietoare trebuie să fie luată în considerare în determinarea lui  $M_{pl,RBS,Rd}$ . Acesta este cazul cănd raportul dintre efortul de forfecare și rezistență este:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} > 0.5$$
 Ec. (3.14)

Prin combinația dintre ecuațiile de mai sus rezultă că influența forfecării trebuie luată în considerare dacă:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_{v} / \sqrt{3}}$$
 Ec. (3.15)

Ec. (3.14) este rar îndeplinită datorită faptului că  $A_v$  se referă la toată secțiunea în timp ce  $W_{pl,RBS}$  se referă la secțiunea redusă. Pentru a evita interacțiunea dintre forța

74   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

tăietoare și momentul încovoietor, tălpile trebuie reduse astfel încât Ec. (3.15) să fie îndeplinită.

(5) Rezistența la încovoiere la capetele grinzii trebuie să fie verificată în conformitate cu:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \le 1.0$$
 Ec. (3.16)

Unde:

 $M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$  = momentul încovoietor din proiectarea pe bază de capacitate

 $M_{b,pl,Rd}$  = momentul încovoietor de proiectare al secțiunii grinzii

(6) Verificările la flambajul prin încovoiere-răsucire, în general, nu sunt necesare datorită lungimii lor mici.

3.5.2.2 Verificarea îmbinărilor (1) Rezistența la moment încovoietor:

$$M_{CD,con,Ed} = max\{M_1, M_2\}$$
 Ec. (3.17)

Unde

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \qquad \qquad \text{Ec. (3.18)}$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b}$$
 Ec. (3.19)

Unde

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \qquad \qquad \text{Ec. (3.20)}$$

 $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$  dacă limita de curgere a grinzii este cunoscută sau dacă nu  $\gamma_{ov} = 1.25$ l<sub>b</sub> = lungimea netă a grinzii

 $I_{RBS}$  = distanta dintre sectionile reduse RBS

f<sub>y,act</sub> = limita de curgere reală a grinzii

fu = rezistența ultimă a grinzii

W<sub>pl,b</sub> = momentul plastic al secțiunii la capătul grinzii

(2) Forța tăietoare

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$$
 Ec. (3.21)

(3) Dacă secțiunile reduse RBS nu sunt utilizate și, în mod alternativ, regiunea de îmbinare este întărită prin plăci suplimentare, zona întărita și îmbinarea trebuie să aibă un moment de proiectare egal cu:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b}$$
 Ec. (3.22)

Unde

l<sub>b</sub> = lungimea netă a grinzii l<sub>net</sub> = lungimea ne-întărita netă a grinzii  $M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$ Forța de forfecare de proiectare a îmbinării poate fi calculată din:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b}$$
 Ec. (3.23)

(4) Trebuie adăugat că ambele alternative – slăbirea grinzilor de legătură sau întărirea îmbinărilor (a se vedea Fig. 3.20) – s-au dovedit experimental ca fiind eficiente în asigurarea formării articulațiilor plastice înafara îmbinării.



Fig. 3.20: Articulații plastice cu secțiuni reduse RBS si întărirea capetelor grinzii

#### 3.5.2.3 Verificarea elementelor nedisipative

(1) Stâlpii sistemului FUSEIS trebuie să fie verificați să reziste la efectele acțiunii de proiectare după cum urmează:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Ec. (3.24)

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 Ec. (3.25)

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Ec. (3.26)

Unde:

 $N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  = forța axială, forța tăietoare și momentul încovoietor în stâlpi datorită acțiunii ne-seismice incluse în combinația de încărcări pentru situația seismică de proiectare.

 $N_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  = forța axială în stâlpi datorită acțiunii seismice de proiectare

76   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

 $\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\} = \text{ valoarea minimă a rapoartelor relevante pentru grinzile de legatură FUSEIS în cladire.}$ 

#### 3.5.3 Proiectarea folosind analiza statică neliniară (Pushover)

(1) Modelul structural utilizat pentru analiza elastică trebuie extins astfel încât să includă răspunsul elementelor structurale dincolo de starea elastică și să estimeze mecanismele plastice și repartiția daunelor.

(2) Deoarece elementele ductile sunt grinzile FUSEIS, trebuie introduse articulații plastice posibile la capetele părților lor reduse. Tabelul 3.2 prezintă proprietățile neliniare ale secțiunilor IPE, SHS și CHS derivate din investigații experimentale și analitice.

(3) Se pot introduce articulații plastice potențiale suplimentare la capetele grinzilor compuse, stâlpilor și stâlpilor sistemului FUSEIS pentru a verifica dacă se comportă inelastic în timpul evenimentului seismic. Proprietățile articulațiilor se calculează în conformitate cu prevederile codurilor relevante (de exemplu, FEMA-356).

PROPRIETATILE ARTICULATIEI PLASTICE (α <sub>pl</sub> =factor de formă)							
		IPE	SHS		CHS		
Punct	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	
E-	-0.6	-45	-0.4	-30	-0.2	-30	
D-	-0.6	-40	-0.4	-25	-0.2	-25	
C-	-α <sub>pl</sub>	-40	-α <sub>pl</sub>	-25	-α <sub>pl</sub>	-25	
B-	1	0	-0.6	0	-1	0	
А	0	0	0	0	0	0	
В	1	0	0.6	0	1	0	
С	$\alpha_{\sf pl}$	40	$\alpha_{\sf pl}$	25	$\alpha_{pl}$	25	
D	0.6	40	0.4	25	0.2	25	
E	0.6	45	0.4	30	0.2	30	
CRITERII DE ACCEPTARE							
	IPE			SHS	CHS		
10		15		5		6	
LS		25		12		10	
СР	35		18		16		

Tabelul 3.2: Parametri neliniari ai articulației plastice pentru secțiuni IPE, SHS si CHS

#### 3.5.4 Proiectarea folosind analiza neliniară dinamică

- (1) Pentru a obține un răspuns în timp detaliat al clădirilor din oțel atunci când sunt proiectate în conformitate cu prevederile Eurocodurilor în condiții de cutremur real, se efectuează analize dinamice neliniare.
- (2) Pentru elementele disipative ale structurii trebuie atribuite la capetele lor articulații neliniare

- (3) Pentru elementele nedisipative, proprietățile articulației trebuie calculate în conformitate cu prevederile codurilor relevante (de exemplu, FEMA-356).
- (4) Analizele dinamice neliniare furnizează informații și astfel capacitatea de a limita daunele după un eveniment seismic prin evaluarea și eliminarea deplasărilor relative de nivel reziduale ale structurii. Dacă sistemul FUSEIS este proiectat în mod corespunzător, acesta poate funcționa ca un sistem auto-centrabil, cu deplasare relativă de nivel reziduală practic zero. Atunci când sunt combinate cu acțiunea cadrului necontravântuit (MRF), deformațiile sunt concentrate în grinzile FUSEIS iar restul structurii rămâne în elastic, în timp ce acțiunea cadrului necontravântuit ajută structura să revină la poziția inițială. Dimpotrivă, atunci când se utilizează îmbinări articulate grindă–stâlp, structura nu poate revenii la poziția inițială după evenimentul seismic.

#### 3.6 ANALIZA PE CADRE 2D

Următorul capitol prezintă aplicarea cu succes a unui cadru necontravântuit combinat cu sistemul cu grindă de legătură FUSEIS pentru proiectarea seismică a clădirilor tipice în cadre 2D. Se prezintă pe scurt parametrii seismici de proiectare. Se pune accentul pe procesul de proiectare seismică, asistat de analizele FE cu efectuarea unei analize pushover pe structurile în cadre. Pentru a evalua sensibilitatea structurilor la încărcări seismice mai mari și impactul utilizării unui factor de comportare de q = 5 în procesul de proiectare pentru diferite niveluri de încărcare seismică.

# 3.6.1 Descrierea clădirilor în cadre studiate

#### 3.6.1.1 Geometrie si ipoteze

O clădire tipicî în cadre 2D, care face parte dintr-o clădire compusă cu cinci etaje, este utilizată pentru toate cazurile studiate. Configurația generală a cadrului este dată în Fig. 3.21. Clădirea compusă constă în cadre similare cu deschiderea de 8 m care este lățimea efectivă atât pentru încărcările verticale, cât și pentru masa laterală în timpul încărcării din cutremur. Grinzile sunt compuse și grosimea plăcii este de 15 cm. Cadrul este alcătuit din doi stâlpi tari din țeavă poziționați aproape unul de celălalt, pe care se prind grinzi de legătură orizontale într-un aranjament compact, similar încercării (cinci grinzi de legătură FUSEIS pe nivel). Distanța dintre axele stâlpilor este de 2,0 m. Traveile cadrului principal sunt de 6,0 m. Lățimea efectivă a grinzilor compuse a fost calculată pe baza Eurocodului 2 și este egală cu 1,5 m. Principalele ipoteze ale materialelor și ale încărcărilor sunt prezentate în Tabelul 3.3.



#### GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS



Fig. 3.21: Configurația clădirii în cadre 2 D

Materiale			
Beton	C25/30, g = 25 kN/m³, E = 31 000 Mpa		
Armătură	B500C		
Oțel structural	S235: Elemente disipative (grinzi de legătură FUSEIS) S355: Elemente nedisipative (grinzi și stâlpi)		
	Încărcă	ri verticale	
Încărcări permanente înafară de greutatea proprie – G		2.00 kN/m <sup>2</sup>	
Încărcare utilă – Q		2.00 kN/m <sup>2</sup>	
Încărcarea seismică			
Spectrul elastic de răspuns		Tip 1	
Accelerația de vârf a terenului		A=0.16g – 0.24g - 0.36g	
Clasa de importanță II		γı = 1.0 (Clădiri obișnuite)	
Tipul terenului		B ( $T_B$ = 0.15 s, $T_C$ = 0.50 s)	
Factor de comportare q		5	
Amortizarea		5%	
Factori de operare a încărcărilor pentru combinația seismică.		φ=1.00 (ultimul nivel), φ=0.80 (niveluri intermediare)	
Coeficienții combinației seismice pentru valorile cvasi-permanente ale acțiunii variabile		ψ <sub>2</sub> =0.30	

În primul rând, cadrul a fost proiectat în conformitate cu prevederile Eurocodului 3 pentru SLU și SLS, luând în considerare limitările efectelor de ordinul doi. În continuare se iau în considerare prevederile privind proiectarea seismică în conformitate cu Eurocodul 8. Deplasările relative de nivel s-au limitat la 0,0075 (clădiri cu elemente nestructurale ductile). Determinarea elementelor structurale de

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   79
 GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

control în termeni de deplasare relativă de nivel în sistemul structural a fost realizată prin studii parametrice pe clădirea în cadre. Răspunsul seismic al clădirii a fost evaluat printr-o analiză spectrală, utilizând un model liniar-elastic al structurii și un spectru de proiectare. Analiza arată că utilizarea primelor moduri de vibrație este suficientă pentru a atinge 90% din masa efectivă necesară. Dimensiunile secțiunii transversale pentru sistemul FUSEIS folosind diferite tipuri de secțiuni obținute prin proiectare sunt prezentate în Tabelul 3.4 pentru diferite accelerații de proiectare ale terenului (PGA = 0,16, 0,24 și 0,36). Pentru primele două - seismicitate joasă și medie - s-au ales secțiuni identice.

Nivol	PGA 0.16 & 0.24			PGA 0.36		
INIVEI	IPE	SHS	CHS	IPE	SHS	CHS
1	220	180 x 8	193.7 x 8	240	200 x 8	219.9 x 8
2	240	200 x 8	219.9 x 8	270	220 x 8	244.5 x 8
3	270	220 x 8	244.5 x 8	300	240 x 8	273.0 x 8
4	300	240 x 8	273.0 x 8	330	260 x 8	323.9 x 8
5	330	260 x 8	323.9 x 8	360	280 x 8	355.6 x 8

Tabelul 3.4: Secțiune transversală a grinzilor de legătură FUSEIS

Comportarea histeretică a elementelor disipative nu a afectat stabilitatea generală a structurii. Pentru articulațiile plastice din grinzi s-a verificat faptul că momentul plastic de rezistență și capacitatea de rotire nu sunt micșorate de forțele de compresiune și forfecare. Prin urmare, grinzile FUSEIS ale cadrelor studiate au fost proiectate pentru a avea o ductilitate adecvată și pentru a rezista forțelor și momentelor interne determinate din analiza structurală.

#### 3.6.1.2 Simulare

Conceptul de simulare pentru grinzile FUSEIS este următorul: pentru cadrul principal au fost utilizate elemente de tip bară elastică, s-au rigidizat zonele din axul până la fața stâlpilor, lungimea netă a grinzilor de legătură a fost împărțită în 5 zone. Îmbinările grindă de legătură și stâlp sunt rigide pentru a permite acțiunea grinzii Vierendeel și sunt proiectate să aibă o rezistență suficientă pentru a izola absorbția de energie exclusiv în grinzile de legătură. Sunt introduse îmbinări articulate la bazele stâlpilor pentru a limita curgerea la nivelul fundației și astfel a minimiza deteriorarea stâlpilor. Pentru a introduce condiții de fixare parțială între grinzile compuse și stâlpi, se atribuite resorturi de rotire la capetele grinzilor compuse. Constantele resorturilor au fost calculate analitic pentru fiecare cadru conform Eurocodului 3, partea 1.8, §6.3 și Eurocodului 4, partea 1 (anexa A), luând în considerare armarea longitudinală a tălpii A & D comparativ cu cele prinse de stâlpii

80   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

#### din mijloc B & C (vezi Fig. 3.21).

Încărcarea este considerată aceeași pentru toate nivelurile, iar masele sunt concentrate la nivelul nodurilor. Calitatea oțelului în elementele structurale nedisipative se presupune a fi S355, iar S235 pentru elementele disipative (grinzile FUSEIS) pentru a elimina riscul unei eventuale supra-rezistenșe a elementelor disipative.

#### 3.6.2 Analiza statică neliniară (Pushover)

#### 3.6.2.1 Evaluarea comportării neliniare a cadrelor

Modelele structurale utilizate pentru analiza elastică au fost extinse pentru a include răspunsul elementelor structurale în domeniul plastic printr-o analiză statică neliniară (Pushover). Obiectivul principal al acestei investigații a fost estimarea și verificarea factorului de comportare q.

La baza analizei a stat aplicarea unei deplasări țintă la vârful cadrului de 0,68 m (deplasare relativă de nivel 4%). Analiza a fost efectuată în condiții de încărcare gravitațională constantă 1,0 G + 0,3 Q și încărcări laterale monotone crescătoare. S-au aplicat două distribuții ale încărcărilor laterale: un model "uniform" și o distribuție de tip "modal" în direcția considerată, determinată în analiza elastică. În cele ce urmează sunt prezentate rezultatele analizei conform modului fundamental de vibrații, modul 1. Analiza s-a bazat pe ipoteza că forma modală rămâne neschimbată după curgerea structurii, s-au luat în considerare și efectele P-Delta. În analiza pushover, comportarea structurii este caracterizată de o curbă de capacitate care reprezintă relația dintre forța tăietoare la bază și deplasarea la vârf și spectrul de proiectare bazat pe ATC-40 [28]. Punctul de performanță este definit ca intersecția spectrului de proiectare cu curba de capacitate (Fig. 3.22).



Fig. 3.22: Definirea punctului de performanță

Cel mai important pas în implementarea analizei pushover este modelarea articulațiilor plastice. Modelul necesită determinarea proprietăților neliniare ale fiecărei componente din structură care sunt cuantificate prin rezistența și capacitățile de deformare. S-au atribuit articulații plastice elementelor structurale. Grinzile de

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   81
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

legătură FUSEIS au fost introduse la capetele părților reduse, iar proprietățile lor au fost valorile propuse care au derivat din modelele calibrate pe baza încercărilor (Tabelul 3.2).

La prima analiză neliniară, articulațiile plastice potențiale au fost introduse și la capetele grinzilor compuse, stâlpilor și stâlpilor sistemului FUSEIS pentru a verifica dacă intră și aceștia în domeniul plastic în timpul evenimentului seismic. Datorită lipsei datelor experimentale proprietățile articulațiilor au fost calculate în conformitate cu FEMA-356. În mod specific, pentru grinda compusă, momentul plastic considerat pentru definiția articulațiilor plastice, a derivat din modulul plastic al secțiunii de oțel, fără a ține seama de participarea armăturii longitudinale. Această ipoteză a avut un efect minor asupra rezultatelor, însă într-un proiect mai detaliat ar trebui să se țină seama de armarea longitudinală. Forțele axiale s-au presupus a fi zero în grinzi; constante în stâlpi și egale cu încărcarea datorată încărcărilor permanente plus 30% din încărcarea utilă pe stâlpi. Fig. 3.23 prezintă cadrul deformat cu grinzile de legătură cu secțiune SHS la punctul de performanță. Este evident că articulațiile plastice se formează pe toată înălțimea sistemului FUSEIS în părțile reduse ale grinzilor de legătură, dar nu și în restul structurii. Din acest motiv, rezultatele următoare conțin numai articulațiile plastice dezvoltate în grinzile de legătură FUSEIS.



Fig. 3.23: Cadrul deformat cu grinzi de legătură SHS la punctul de performanță

În Fig. 3.26 sunt prezentate rezultatele analizei pushover, inclusiv distribuția articulațiilor plastice în clădirile examinate și evaluarea punctului de performanță. Așa cum era de așteptat, conceptul stâlp tare-grinda slabă este îndeplinit pentru toate cadrele studiate, iar mecanismul articulațiilor plastice începe cu capetele grinzilor de la nivelurile inferioare spre cele superioare. În Tabelul 1.5 sunt prezentate la punctul de performanță forța tăietoare la bază (V), deplasarea

82   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

monitorizată (D), accelerația spectrală (S<sub>a</sub>) și deplasarea spectrală (S<sub>d</sub>), pentru 3 cadre diferite.

Tipul		0.	16g			0.2	<u>2</u> 4g			0.3	36g	
grinzii	V	D	Sa	$S_d$	V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
FUSEIS	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)
IPE	480	8.7	0.13	7.3	536	13.3	0.14	11.1	692	18.9	0.17	15.6
SHS	966	9.0	0.09	7.9	442	14.0	0.11	12.0	852	20.4	0.20	17.4
CHS	467	10.7	0.13	7.5	537	15.5	0.14	11.3	552	9.2	0.15	6.3

Tabelul 3.5: Parametri de răspuns pentru grinzile de legătură pentru diferite tipuri de secțiuni

Cu excepția evaluării performanței structurale a cadrelor, analiza pushover oferă de asemenea posibilitatea de a estima factorul de ductilitate. Punctul de performanță a fost considerat a fi parametrul-cheie pentru determinarea factorului de ductilitate. Astfel, factorul de ductilitate necesar a fost definit ca raportul dintre deplasarea la punctul de performanță d<sub>per</sub> și deplasarea de proiectare d<sub>des</sub>, după cum urmează:

$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}}$$
 Ec. (3.27)

$$d_{des} = \frac{S_{a,des} \cdot d_y}{S_{a,y}}$$
 Ec. (3.28)

Unde, S<sub>a,des</sub> este accelerația spectrală care derivă din spectrul de proiectare pentru modul fundamental, S<sub>a,y</sub> este accelerația spectrală și d<sub>y</sub> este deplasarea la formarea primelor articulații. Pentru a verifica comportarea seismică și a determina factorul µ pentru diferite intensități ale mișcării terenului (0,16g, 0,24g și 0,36g), au fost luate în considerare trei nivele de performanță (stări limită): starea limită de serviciu (SLS  $\lambda = 0,5$ ), starea limită ultimă (SLU  $\lambda = 1.0$ ) și starea limită de prevenire a colapsului (CPLS  $\lambda = 1.5$ ). Factorii q calculați sunt prezentați în histo-diagramele din Fig. 3.24.







Fig. 3.24: Histograma calculului factorului µ

Fig. 3.25: Comparația factorului µ

Se poate observa că factorul de comportare crește atunci când sistemul trece de la nivelul de performanță SLS la nivelul CPLS, datorită faptului că cantitatea de energie disipată crește la nivelele de performanță mai ridicate. Trebuie remarcat faptul că la CPLS articulațiile plastice formate în grinzile FUSEIS erau la nivelul performanței de Siguranță a Vieții, iar articulațiile formate în restul structurii (grinzi compuse - stâlpi) erau sub nivelul Ocupației Imediate, ceea ce înseamnă că structura are deteriorări generale minore până la moderate, iar lucrările de reparații pot fi necesare numai pentru grinzile FUSEIS. În diagrama din Fig. 3.25 se compară valorile experimentale ale factorului de comportare cu cele determinate analitic. Valorile experimentale sunt mai mici decât cele numerice.



Fig. 3.26: Rezultatele analizelor pushover pentru grinzile de legătură FUSEIS cu secțiune SHS

84   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

#### 3.6.3 Analiza dinamică neliniară (time-history)

Pentru a defini răspunsul în timp al clădirilor atunci când sunt proiectate în conformitate cu prevederile codurilor europene în condiții reale de cutremur, s-au efectuat analize dinamice neliniare pe un cadru reprezentativ 2D. Aceste modele reflectă răspunsul cadrului la o gamă largă de evenimente. S-au luat în considerare cutremurele grecești recente, care au provocat daune grave și pierderi de vieți omenești, și cutremurul El Centro folosit pe scară largă ca referință. În plus, au fost examinate datele privind accelerația artificială. Informațiile relevante sunt date în Tabelul 3.6 si Fig. 3.27. Caracteristicile acestor înregistrări au fost reprezentative pentru cadrul studiat și astfel rezultatele au fost satisfăcătoare în ceea ce privește cerințele de deformație. Înregistrările au fost dimensionate corespunzător pentru a se conforma zonei seismice cu ag de 0,36g. Fig. 3.28 combină spectrele de accelerație ale înregistrărilor selectate împreună cu spectrul de proiectare și perioada fundamentală a cadrului.

l abelul 3.6:	l ipuri de configurații si inregist	rari seismice
Тір	Locație	PGA[g]
De suprafața European	Kalamata (1985)	0.294
(din Grecia)	Athens (1999)	0.298
De suprafața Internațional	El. Centro	0.355
5 accelerograme artificiale	-	0.300

400



El Centro

Artificial 1





Fig. 3.27: Accelerogramele înregistrărilor



Fig. 3.28: Spectrell de accelerație ale înregistrărilor studiate si spectrul de răspuns din cod

În ceea ce privește ipotezele de modelare, starea de încărcare la starea inițială (G + 0,3Q) și proprietățile articulațiilor neliniare atribuite stâlpilor, stâlpilor sistemului și grinzilor FUSEIS au fost aceleași ca și în cazul analizelor pushover. În mod specific, s-au studiat două cazuri pentru îmbinarea grinzi de legătura cu stâlpul. În primul caz grinzile compuse au fost fixate parțial (MRF) cu resorturi cu rotire și în al doilea caz au fost articulate. Articulațiile plastice atribuite la capetele grinzilor compuse au fost ajustate astfel încât să se potrivească cu reazemele. În mod indicativ, în cele ce

86   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

urmează se prezintă analizele efectuate pentru cadrul cu grinzile FUSEIS cu secțiune SHS. În toate cazurile studiate, verificând analiza pushover, s-a obținut o comportare similară. Secvența articulațiilor plastice a început cu capetele grinzilor de la nivelurile inferioare până la cele superioare contribuind la disiparea energiei cadrului. Pe de altă parte, grinzile compuse și stâlpii au rămas în elastic, fără a ceda. Fig. 3.29 indică poziția articulațiilor plastice în cadrul sistemului FUSEIS.

Analiza a oferit istoricul momentelor și forțelor interne și deformațiilor cadrului clădirii. Fig. 3.30 ilustrează rezultatele reprezentative pentru momentele și rotirile din articulațiile plastice formate la încărcarea din cutremurul din Atena. Se poate observa că numărul inversiunilor momentului este mai mare decât cel corespunzător pentru rotiri. Acest lucru se datorează faptului că comportarea inelastică și, respectiv, articulațiile plastice se dezvoltă în principal în timpul fazei mișcării puternice a cutremurului.



Fig. 3.29: Apariția articulațiilor plastice după analiza neliniară dinamică



Fig. 3.30: Istoricul momentului încovoietor si al rotirii în articulația plastică (Athena)

Fig. 3.31 prezintă diagrama moment-rotire a celei mai deformate grinzi FUSEIS la nivelul parterului clădirii la încărcarea din cutremurul artificial 2. În figura din stânga se oferă în detaliu curba histeretică în timp ce figura din dreapta ilustrează poziția ei

Dis	spozitive si sisteme inovative antiseismice   87
	GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

pe curba articulației plastice. Curba este sub nivelul de performanță IO, ceea ce înseamnă că au loc curgeri minore locale.



Fig. 3.31: Curba histeretică moment - rotire - Cutremurul artificial 2

Răspunsul structural dinamic al cadrului sub mișcări seismice a fost evaluat în termeni de deplasare în timp. Fig. 3.32 prezintă deplasarea la vârf în timp pentru toate mișcările seismice, pentru ambele cazuri studiate, grinzi compuse prinse parțial și articulate. Diagrama arată că structura vibrează în funcție de mișcarea terenului. Se poate observa faptul că structura combină acțiunea cadrului necontravântuit (fixare parțială) cu sistemul cu grinzi de legătură FUSEIS, curba revine aproape de poziția neutra la sfârșitul simulării. Acest lucru se datorează faptului ca deformațiile sunt concentrate în sistemul FUSEIS iar restul structurii rămâne în domeniul elastic, în timp ce acțiunea cadrului necontravântuit ajută la revenirea la poziția inițială. Dimpotrivă, când grinzile compuse sunt articulate, chiar dacă articulațiile plastice se formează, de asemenea, în sistemul FUSEIS, structura nu are capacitatea de revenire iar acest lucru explică deplasările mari vizibile în diagrame după sfârșitul cutremurului.







#### FRAME and HINGES

Fig. 3.32: Răspunsurile deplasării pentru toate mișcările seismice studiate

Observațiile menționate mai sus demonstrează capacitatea de auto-centrare a sistemului FUSEIS, în primul caz (fixare parțială). Acest lucru înseamnă că sistemul are o disipare de energie controlată și este capabil să elimine deplasarea relativă de nivel reziduală. După un eveniment seismic, daca nu se observă nici o cedare, deplasarea relativă de nivel reziduală poate fi considerată un criteriu de evaluare al clădirii. Tabelul 3.7 prezintă driturile reziduale obținute prin împărțirea deplasării reziduale la vârf, la înălțimea cadrului, pentru toate înregistrările seismice si comparația dintre cele două cazuri studiate. Valorile deplasării relative de nivel reziduale pentru primul caz sunt mult mai mici decât valoarea limita de 1% care corespunde cadrelor necontravântuite la nivelul de performanță Ocupare Imediata (FEMA - 356). Mai mult, se poate vedea faptul că cerința este limitată la valoarea medie de 0.002% și la o valoare maximă de 0.218%, verificând că sistemul FUSEIS este un sistem cu capacitate de auto-centrare. Ca rezultat, nu apar deteriorări structurale semnificative iar reparația nu este necesară în niciunul dintre cazurile studiate

Cutremur	Deplasarea relativă de nivel reziduală în cadru(%)	Deplasarea relativă de nivel reziduală iî articulație (%)	Raport
El Centro	0.002	0.083	41.5
Athens	0.075	0.075	1.0
Kalamata	0.019	0.445	23.4
Artificial 1	0.181	0.054	0.3
Artificial 2	0.084	0.774	9.2
Artificial 3	0.079	0.045	0.6
Artificial 4	0.111	0.329	3.0
Artificial 5	0.218	1.184	5.4

Tabelul 3.7: Înregistrarea deplasărilor relative de nivel reziduale după analiza dinamică incrementală

Comportarea cadrului MRF cu grinzi de legătură FUSEIS a fost, de asemenea, evaluată la cele trei nivele de performanță (stări limită): SLS, SLU și CPLS pentru

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   89
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

cutremurele El Centro, Kalamata, Artificial 2 & 4 (Fig. 3.33). Deplasările relative de nivel reziduale la starea limită CPLS au fost mai mari decât la celelalte stări limită, așa cum era de așteptat, dar în toate cazurile mai mici decât valoarea limită 1% menținând avantajele sistemelor cu auto-centrare.

Clădirea are o perioadă proprie de vibrație  $T_1 = 1.178 > T_c = 0.5s$ , tip de teren B.

In conformitate cu Eurocodul 8 factorul de comportare (q) poate fi luat egal cu factorul de ductilitate ( $\mu$ ). Pe baza acestei definiții, factorul de ductilitate al sistemului poate fi obținut cu ecuația:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}}$$
 Ec. (3.29)

unde d<sub>max</sub> este deplasarea plastică maximă (sau deplasarea ultimă) pe care sistemul o poate experimenta în timpul cutremurelor studiate și d<sub>el</sub> este deplasarea maximă determinată printr-o analiză liniară bazată pe spectrul de proiectare. Tabelul 3.8. prezintă factorii de ductilitate pentru diferite nivele de performanță.



Fig. 3.33: Răspunsul deplasării la stările limita SLS, SLU si CPLS

			•	,
Înregistrarea seismică		SLS	ULS	CPLS
El Contro	d <sub>max</sub> [m]	0.049	0.087	0.126
El Centro	μ[-]	1.14	2.02	2.94
Athons	d <sub>max</sub> [m]	-	0.039	-
Athens	μ[-]	-	0.91	-
Kalamata	d <sub>max</sub> [m]	0.092	0.150	0.188
Naidfidld	μ[-]	2.14	3.49	4.37

Tabelul 3.8: Factori de ductilitate la nivelele de performanță

#### 90 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

At. 1	d <sub>max</sub> [m]	-	0.100	-
Art. 1	μ[-]	-	2.33	-
Art 0	d <sub>max</sub> [m]	0.051	0.104	0.152
Art. 2	μ[-]	1.19	2.42	3.54
Art. 3	d <sub>max</sub> [m]	-	0.076	-
	μ[-]	-	1.77	-
Art 1	d <sub>max</sub> [m]	0.051	0.065	0.115
Art. 4	μ[-]	1.20	1.51	2.68
	d <sub>max</sub> [m]	-	0.086	-
ALL D	μ[-]	-	2.00	-

Comparând maximele deplasărilor relative de nivel pentru cadrul cu 5 niveluri pentru cele două cazuri (grinzi compuse parțial fixate și articulate) s-a constatat că valorile dritului pentru MRF sunt similare și ușor mai mici decât valorile pentru cadrul articulat. Fig. 3.34 și Tabelul 3.9 prezintă deplasările relative de nivel maxime comparate cu deplasările relative de nivel reziduale pentru cadrul cu 5 niveluri.

Diferența este că la sistemul MRF deplasarea relativă de nivel maximă apare la primul nivel, așa cum era de așteptat, în timp ce deplasarea relativă de nivel maximă în cazul cadrelor articulate nu este clar definită și nu poate fi estimată deoarece este afectată de diferiți parametri cum ar fi mișcarea terenului. Mai mult, aceste diagrame prezintă comportarea de auto-centrare a MRF, deoarece valorile deplasării relative de nivel reziduale sunt aproape de zero.



Cadru-capăt Articulație-capăt Cadru-max Articulație-max Fig. 3.34: Deplasările relative de nivel maxime pentru cutremurele studiate

Înregistrarea seismică	Max Int. Deplasare relativă - cadru (%)	Max Int. Deplasare relativă - Articulație (%)	Raport
El Centro	0.75	0.95	1.27
Athens	0.52	0.54	1.04
Kalamata	1.39	1.26	0.91
Artificial 1	0.85	1.02	1.20
Art.2	1.02	1.27	1.25
Art. 3	0.92	0.99	1.08
Art. 4	1.13	1.36	1.20
Art.5	1.29	1.95	1.50

Tabelul 3.9: Comparația deplasărilor relative de nivel maxime

#### 3.6.4 Concluziile simulărilor numerice

Studiul de mai sus ilustrează aplicarea cu succes a cadrului necontravântuit combinat cu sistemul FUSEIS. Sunt rezumați pe scurt parametrii seismici de proiectare. Accentul a fost pus pe procesul de proiectare seismică, asistat de analiza FE - efectuând o analiză de tip pushover a structurii în cadre. Pentru a evalua sensibilitatea structurii la încărcările seismice mai mari și impactul utilizării factorului de comportare q = 5 în procesul de proiectare pentru proiectarea structurală; s-a efectuat o analiză mai detaliată pentru diferite nivele de încărcare seismică.

Din analiza pe clădirile în cadre 2D se pot nota următoarele observații:

- Capacitatea de disipare a energiei sistemului FUSEIS ca sistem de auto-centrare afectează performanțele seismice într-un mod pozitiv prin curgerea parților înlocuibile.
- Concentrându-se pe comportarea globală, s-au luat în considerare unele dintre proprietățile structurale importante, cum ar fi materialele, elementele componente, îmbinările, stabilitatea globală și locală și efectele dinamice Pdelta. Studiul a dezvăluit câteva din caracteristicile de performanță globale importante ale sistemelor FUSEIS
- Sistemul FUSEIS funcționează ca un sistem excelent de rezistență laterală în zone seismice, capabil să garanteze un control eficient atât asupra deplasărilor relative de nivel, cât și asupra deformațiilor din deplasare.

#### 3.7 CONCLUZII

S-a efectuat un număr de analize experimentale și numerice pentru dezvoltarea sistemului FUSEIS. Au fost determinați parametrii critici pentru proiectarea acestui nou sistem de rezistență la seism. Se remarcă următoarele observații / concluzii generale:

92   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

- Rezistența seismică a unei clădiri poate fi obținută prin furnizarea corespunzătoare a unui număr de legături FUSEIS în direcțiile relevante.
- Grinzile de legătură și cadrele echipate cu grinzi de legătură au o comportare foarte bună, o capacitate si rigiditate ridicate și cu capacitate mare de absorbție a energiei.
- Deformațiile inelastice sunt strict limitate la elementele disipative care împiedică răspândirea daunelor în restul elementelor structurale (plăci, grinzi, stâlpi).
- Elementele disipative sunt ușor de înlocuit dacă sunt deteriorate după un eveniment seismic puternic, deoarece sunt mici și nu fac parte din sistemul de preluare a încărcării gravitaționale. Asamblarea și dezasamblarea după încercări a fost ușoară din punct de vedere practic: timpul necesar înlocuirii unei grinzi FUSEIS este de aproximativ 60 de minute (din experiența încercărilor la scară reală NTUA).
- Metoda de determinare a efectelor seismice pentru clădiri în cadre este analiza spectrală a răspunsului modal în conformitate cu Eurocodul 8, unde factorul q propus pentru sistemul FUSEIS este 5.
- S-au formulat reguli de proiectare pentru codurile relevante pentru proiectarea seismică a cadrelor cu grinzi disipative FUSEIS. Acestea sunt prezentate într-un "Ghid de proiectare" separat.
- S-au formulat recomandări practice privind alegerea grinzilor de legătură adecvate în funcție de parametrii cei mai importanți și verificările elementelor componente. Sunt definite detaliile structurale și măsurile constructive. Recomandările sunt prezentate în "Ghidul de proiectare".

Mai exact, pot fi menționate următoarele:

- Sistemul rezistă la încărcări laterale ca o grinda vertical Vierendeel.
- Poate fi proiectat mai flexibil/rigid în funcție de tipul secțiunii și distribuția acestora între niveluri. Numărul de niveluri și rezemarea afectează semnificativ geometria si secțiunea necesară.
- Oferă o soluție versatilă arhitecturală pentru stabilitatea laterală a clădirilor, comparativ cu cadrele contravântuite deoarece acestea pot fi poziționate în zone restrânse ale clădirii și nu întrerup planul de arhitectură. Ele pot constitui, de asemenea, părți vizibile ale clădirii care indică sistemul său antiseismic.
- Plasticizarea secvențială poate fi permisă prin alegerea corespunzătoare a secțiunilor elementelor disipative.
- În scopul minimizării pagubelor la nivelul fundațiilor se propun îmbinări articulate la baza stâlpului. La clădirile cu mai multe niveluri, bazele stâlpilor pot fi articulate sau fixate, investigațiile analitice au arătat că diferența de răspuns nu este semnificativă.

 Sistemul cu grinzi de legătură FUSEIS poate să garanteze un control eficient al deplasării relative de nivel si deformațiilor, manifestând o comportare de auto-centrare.

În concluzie, se poate observa că cercetarea prezentă, în concordanță cu tendința internațională în ingineria seismică, introduce sisteme "inteligente" care pot să disipeze energia seismică și pot fi ușor înlocuite și reparate, dacă este necesar. Adoptarea sistemelor cu grinzi de legătură FUSEIS îmbunătățește avantajele bine cunoscute ale oțelului în condiții seismice și oferă soluții mai bune în ceea ce privește economia și siguranța.

#### 3.8 DOMENIU DE APLICARE

Sistemul inovativ cu grinzi de legătura FUSEIS poate fi aplicat în clădiri metalice multietajate și poate înlocuii sistemul convențional folosit la nivel global (cum ar fi cadre cu contravântuiri centrice si excentrice, cadre necontravântuite etc.) prin combinarea ductilității si transparența arhitecturală cu rigiditatea. Astfel, aplicarea grinzilor de legătură FUSEIS poate oferi o proiectare mai precisă si mai puțin costisitoare a unei clădiri.

#### 3.9 PUBLICAȚII

#### Publicații în jurnale internaționale:

- D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", Steel Construction Design and Research, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
- D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", Engineering Structures, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

#### 3.10 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

- Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
- I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
- 3. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
- 4. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
- 5. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
- Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design -The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.

94   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
GRINZI DE LEGĂTURĂ FUSEIS

- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
- 8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996; 484:111- 120.
- 9. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with bucklingrestrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
- 10. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
- 11. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
- 12. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 15. DIN 50125: Testing of metallic materials Tensile test pieces; 2009.
- 16. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 17. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: General Fatigue strength. CEN. 2005
- 19. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- 20. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 21. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 22. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- 23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
- 24. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- 25. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
- 26. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016
- 27. Calado, L. and Castiglioni, C. A. (1996). "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research". In: Proceedings of XI WCEE.
- 28. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, Applied Technology Council, California, USA, November 1996.

# 4 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

#### 4.1 INTRODUCERE

În cadrul Programului de Cercetare European RFSR-CT-2008-00032 " Dispozitive Disipative pentru Cadre din Oțel Antiseismice ( Acronim: INNOSEIS) au fost introduse două sisteme disipative inovative, numite FUSEIS1 și FUSEIS 2 și s-au dezvoltat ghiduri de proiectare relevante [1],[12]. În funcție de geometria siguranței, sistemul FUSEIS 1 este mai departe împărțit în două tipuri: grinzi de legătură FUSEIS și bare cu bolțuri FUSEIS. Raportul curent prezintă rezultatele investigației performanței seismice a sistemului cu bare cu bolțuri FUSEIS, introduce proceduri de proiectare pentru clădiri din oțel și compuse, în care sistemul este folosit ca un sistem antiseismic, și se continuă cu proiectarea unor studii de caz.

#### 4.2 DESCRIEREA SISTEMULUI CU BOLȚURI FUSEIS

Sistemul antiseismic inovativ cu bare cu bolțuri FUSEIS, este compus dintr-o pereche de stâlpi tari îmbinați prin bare multiple (Fig. 4.1). Fiecare bară include două elemente de prindere îmbinate printr-un bolț scurt din oțel, așa cum se prezintă în Fig. 4.1. Sistemul rezistă încărcărilor laterale ca o grindă verticală Vierendeel, unde acțiunile principale sunt de încovoiere și forfecare în bolțuri și axiale și de încovoiere în stâlpi. În condiții seismice puternice, deformațiile inelastice sunt limitate în bolțuri, ceea ce va disipa o cantitate mare de energie, lăsând restul structurii în elastic și nedeteriorată. Lucrările de reparație sunt ușoare, deoarece sunt limitate la bolțuri, care nu sunt, în general, supuse încărcărilor verticale, deoarece acestea sunt localizate între niveluri. Bolturile pot fi circulare sau dreptunghiulare, în functie de elementele de prindere care sunt cu sectiune tubulară sau cu sectiune I sau H. În scopul direcționării formării articulațiilor plastice departe de zona de contact dintre placa frontală a elementelor de prindere si bolturi, bolturile sunt slăbite la mijloc. Pentru a mentine zona de contact departe de capătul plăcilor, asigurându-se condiții de solicitare triaxiale, scăderea diametrului boltului începe departe de fata plăcii iar marginile găurilor plăcii sunt netezite. În plus, capetele lor sunt fabricate cu filete opuse pentru a regla lungimea lor în timpul instalării și pentru a facilita îndepărtarea acestora. Bara poate fi usor instalată, expediată și înlocuită cu ajutorul îmbinărilor cu plăci de capăt cu șuruburi între elementele de prindere și stâlpi. Aceste îmbinări sunt considerate rigide pentru a obține comportarea Vierendeel. Elementele de prindere, stâlpii și îmbinările acestora sunt proiectate cu suprarezistență pentru a asigura formarea articulațiilor plastice în bolțuri. Stâlpii sistemului pot utiliza secțiuni deschise sau închise. Sectiunile deschise sunt mai benefice în scopuri constructive, deoarece oferă o legătură mai ușoară cu grinzile. Atunci când se folosesc secțiuni închise, după cum este cazul în colțurile clădirilor cu sisteme FUSEIS în ambele direcții (Fig. 4.3), secțiunile T pot fi sudate pentru a ușura îmbinarea.



Fig. 4.1: Sistemul cu bolțuri FUSEIS



Numărul de bolțuri intermediare pe fiecare nivel, selectarea secțiunilor bolțurilor, distanța centrală și secțiunea stâlpilor sunt parametri decisivi pentru rezistența și rigiditatea sistemului. Numărul elementelor de prindere și bolțurilor pentru o înălțime tipică de nivel de aproximativ 3.4 m poate fi de patru sau cinci, în funcție de înălțimea elementelor de prindere, de "spațiul de lucru" necesar instalării siguranțelor și de posibilele restricții arhitecturale. În plus, o siguranță este introdusă în apropierea bazei stâlpilor pentru a absorbi momentele la bază ale stâlpilor și pentru a permite o dispunere articulată a bazei stâlpilor.

Pentru a evita aplicarea elementelor de prindere care necesită un efort de prelucrare, s-au cercetat și încercat bolțuri cu detalii la capete ușor diferite în cadrul proiectului MATCH, care a fost, de asemenea, susținut financiar de RFCS [28]. În acest proiect, tije de diferite direcții (una la stânga una dreapta) sunt tăiate la capătul bolțurilor care sunt prinse cu șuruburi direct de plăcile de capăt care sunt legate la tălpile stâlpilor (Fig. 4.3). Pentru a evita deteriorarea zonei de îmbinare, secțiunea bolțului este redusă în partea centrală. Bolțurile cu astfel de detalii necesită mai puțin efort în fabricare și montaj și conduc la rezultate similare.



Fig. 4.3: Sistemul cu bolțuri FUSEIS fără elemente de prindere

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   97
 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Sistemul este versatil în ceea ce privește alegerea secțiunilor bolțurilor și oferă proiectantului posibilitatea de a controla secvența de plastificare a bolțurilor. Acest lucru se poate realiza prin schimbarea fie a secțiunilor, fie a lungimii bolțurilor în sau între niveluri. Pentru a evita o suprarezistență excesivă, materialul din bolțurile disipative trebuie sa aibă proprietăți controlate. În conformitate cu EN 1998-1-1 [13], limita lor de curgere trebuie să aibă o valoare maximă de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \times f_y$$
 Ec. (4.1)

Unde  $\gamma_{ov}$  = 1.25 este factorul de suprarezistență iar f<sub>y</sub> este limita de curgere nominală.

Limita de curgere nominală a bolțurilor trebuie sa fie scăzută și preferabil să nu depășească 235MPa. Dacă proprietățile materialului din bolț sunt controlate și limita de curgere maximă garantată este sub cea descrisă de Ec. (4.1), factorul de suprarezistență poate fi redus și se poate obține o proiectare mai economica.

Numărul de sisteme cu bolțuri FUSEIS necesare într-o clădire este definit de topologia clădirii (Fig. 4.4) și de intensitatea cutremurului. Sistemul poate fi, în general, combinat cu acțiunea cadrului necontravântuit (MRF), caz în care forțele laterale sunt împărțite între MRF și sistemul FUSEIS. În mod alternativ, dacă se utilizează îmbinări simple (îmbinare cu guseu de forfecare) între grinzile de planșeu și stâlpi, sistemul FUSEIS rezistă singur la toata acțiunii seismică. În ambele cazuri, îmbinarea dintre grinzile de planșeu și stâlpii sistemului sunt considerate simple, pentru a evita proiectarea lor pe considerente de proiectare pe bază de capacitate în ceea ce privește grinzile tari de planșeu și pentru a introduce proiectarea pe bază de capacitate numai pentru bolțurile slăbite.



Fig. 4.4: Poziția sistemului cu bolțuri FUSEIS intr-o clădire

98   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

#### 4.3 MODELUL STĂRII LIMITĂ

Investigațiile experimentale au arătat că sistemul cu specimene de grindă funcționează ca o grindă verticală Vierendeel. Rezistă la încărcări laterale, în principal prin încovoierea grinzilor și a forțelor axiale ale stâlpilor (Fig. 4.5). Considerând articulații în mijlocul bolțurilor și stâlpilor, momentele interne și forțele din încărcarea orizontală în stadiul elastic pot fi derivate din statică. În consecință, forța de forfecare V<sub>bolt</sub> datorată rezistenței la încovoiere M<sub>pl,bolt</sub> la capete bolțului este:

$$V_{bolt} = \frac{2 \cdot M_{pl,bolt}}{I_{bolt}}$$
 Ec. (4.2)

Unde  $I_{bolt}$  este lungimea părții slăbite a bolțului,  $M_{pl,bolt} = W_{pl,bolt} \cdot f_y$ ,  $W_{pl,bolt}$  este rezistența de proiectare la încovoiere a părții slăbite a bolțului iar  $f_y$  este limita de curgere a bolțului.

Forța axială în stâlpi N<sub>stâlp</sub> este egală cu:

$$N_{stalp} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{nivel} \cdot h_{nivel}}{L} = \sum V_{bolt}$$
 Ec. (4.3)

Unde M<sub>ov</sub> este momentul de răsturnare a cadrului, V<sub>nivel</sub> este forța tăietoare de nivel, h<sub>nivel</sub> este înălțimea de nivel iar L este distanța dintre stâlpii sistemului. Deci, din ecuațiile (4.2) și (4.3), forța tăietoare de nivel care poate fi transferată este egală cu

(Ec. (4.4): 
$$V_{nivel} = \frac{\sum V_{bolt}}{h_{nivel}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl,bolt}}{I_{bolt}} \cdot \frac{L}{h_{nivel}}$$
Ec. (4.4)

Considerând elemente de prindere rigide, rotirile bolțurilor  $\theta_{pl,bolt}$  sunt determinate din ecuația (4.5):

Unde  $\theta_{gl}$  este unghiul global a deplasării relative de nivel a cadrului în timpul încărcărilor seismice.



Fig. 4.5: Schema statică si forțele teoretice interne (teoria grinzii Vierendeel)

# 4.4 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE BARE CU BOLȚURI FUSEIS

#### 4.4.1 Încercări experimentale pe bolțuri individuale

#### 4.4.1.1 Montaj experimental și bolțuri încercate

În total, au fost efectuate opt încercări pe bolțuri, două sub încărcări monotone și șase sub încărcări ciclice. Criteriul pentru selectarea specimenului a fost capacitatea lor de a disipa energia prin mecanism de încovoiere. Ca rezultat, proiectarea montajului experimental depinde de momentul de rezistență plastic al bolțului  $W_{pl,bolt}$ , care a fost utilizat pentru calculul încărcării maxime aplicate. Specimenul încercat a constat dintr-un bolț circular de 400 mm slăbit în mijloc și două elemente de prindere SHS120x10. Bolțul a fost împărțit în trei părți. Diametrul la capete a fost de a asigura dezvoltarea unui mecanism de încovoiere. Fig. 4.6 prezintă fotografiile principale ale specimenelor.









a) Dimensiunile specimenului b) Poza specime Fig. 4.6: Specimenele fabricate înainte de încercare

4.4.1.2 Rezultatele încercărilor monotone

Specimenele au prezentat o comportare ductilă cu o creștere considerabilă a

100   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

încărcării după trecerea în domeniul plastic. Acest efect nu este, în principal, datorită consolidării materialului, ci datorită schimbării mecanismului de încovoiere. Pentru deplasări mici, încărcarea a fost transferată prin încovoiere și forfecare, în timp ce pentru deformații mai mari încărcarea a fost transferată și prin forțe axiale în bolț, ceea ce mărește în mod semnificativ capacitatea portantă a specimenelor.





Bolț deformat



#### 4.4.1.3 Rezultatele încercărilor ciclice

Ca referință pentru procedura de încercare, s-a utilizat recomandarea ECCS [14] pentru evaluarea comportării elementelor structurale din oțel sub încărcări ciclice. Valoarea maximă atinsă a deplasări în timpul încercărilor a fost mai mică decât deplasarea maximă aplicată de 60 mm (4% deplasare relativă de nivel).



Fig. 4.8: Curbele forța - deplasare și specimenele deformate sub încărcări ciclice

Fig. 4.8, a și b, prezintă supra-rezistența și capacitatea de rotire a încercărilor ca fiind dependente de lungimea normalizată a bolțului  $\rho$ . Ambele valori și mai ales supra-rezistența sunt de mai multe ori mai mari pentru încărcarea monotonă comparativ cu încărcarea ciclică. Aceasta indică faptul că, atunci când au fost

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   101
BARE CU BOLŢURI FUSEIS
BARE CU BOLŢURI FUSEIS

supuse la încărcării ciclice, bolțurile au cedat din cauza oboselii oligo-ciclice și au dezvoltat o acțiune semnificativ mai puțin catenară în comparație cu cele supuse la încărcării monotone.



Fig. 4.9: Supra-rezistența  $\Omega$  și capacitatea de rotire  $\gamma$  a specimenelor

#### 4.4.2 Încercări experimentale pe cadre cu bolțuri FUSEIS

#### 4.4.2.1 Montaj experimental și cadre încercate

S-au efectuat două încercări la scară reala pe cadre cu bolțuri FUSEIS la Institutul de Structuri Metalice din cadrul NTUA. Montajul experimental a inclus o platformă de încercare spațială a cadrului de reacțiune, un cilindru hidraulic controlat de calculator și cadrul experimental. Cadrul experimental a constat din doi stâlpi tari îmbinați rigid cu cinci siguranțe, așa cum se prezintă în Fig. 4.9. Dimensiunile elementelor structurale corespund unei clădirii în cadre reale și au fost definite în conformitate cu prevederile EN1993-1-1 [17] și EN1998-1-1 [13]. Înălțimea cadrului a fost de 3.40 m, iar distanța dintre stâlpi L = 1.50 m. Stâlpii cadrului experimental au fost articulați la varf și bază și au fost rigidizați prin adăugarea de rigidizări cu secțiuni T pe părțile lor interioare pentru a rămâne in domeniul elastic.

Similar cu încercările efectuate pe bolțuri individuale, siguranța a constat dintr-un bolț de 400 mm și două grinzi SHS ca elemente de prindere, a se vedea Fig. 4.10. Geometria părții slăbite a bolțului a fost aleasă pentru a asigura dezvoltarea mecanismelor de încovoiere. Încercarea M4 include bolțuri cu același diametru (Φ45) și trei lungimi diferite ale părții slăbite I<sub>bolț</sub> = 90, 120, 150 mm> 39 mm iar

102   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

bolţurile încercării M5 cu diametre diferite  $\Phi$ 40, 45, 50 și aceeași lungime a părții slăbite L<sub>bolţ</sub> = 120 mm> 43.4 mm. Calitatea oţelului din bolţuri a fost S235 iar calitatea oţelului din restul elementelor cadrului experimental S355. Pentru a facilita instalarea și demontarea siguranței, bolţurile au fost fabricate cu filete opuse, astfel încât acestea să poată fi ușor fixate pe elementele de prindere.



Fig. 4.10: Cadrele încercate

Fig. 4.11: Specimen

# 4.4.2.2 Rezultatele încercărilor

În ceea ce privește procedurile de încărcare experimentele, protocolul de încărcare ciclică a fost definit în termenii procedurilor ECCS. Începând cu o deplasare de 2.55 mm aplicată la baza stâlpilor sistemului, încărcarea a crescut până la 170 mm, ceea ce corespunde unei deplasări relative de nivel de 5%. Protocolul de încărcare ciclică a fost urmat de cicluri cu amplitudine constantă de 5% până la cedare.

Încărcarea măsurată a crescut la începutul încercării și în timpul mai multor cicluri. Când s-a format prima fisură la capetele părții slăbite a bolțului (Fig. 4.10.b), bolțurile s-au rupt (**Error! Reference source not found.**c) și, ca urmare, încărcarea a scăzut. Aceast lucru înseamnă că a existat o concentrare locală de tensiuni la capetele bolțurilor slăbite, așa cum este indicat de fotografiile realizate de o cameră cu infraroșu (Fig. 4.10.d). Comportarea de mai sus al bolțului este justificată de mecanismele dezvoltate. În special, specimenul cu bolț s-a comportat, mai întâi, ca o grindă în încovoiere, apoi mecanismul de rezistență s-a schimbat într-o acțiune de câmp de tensiuni, iar articulații plastice au fost generate sub deformații mari. S-au dezvoltat deformații și forțe axiale semnificative, în mare parte datorită lungimii lor mici și a îmbinărilor cu șuruburi la capete, care au condus la o cedare fragilă. În

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   103
BARE CU BOLŢURI FUSEIS

încercarea M4, s-a observat că bolțurile mai scurte, lbolt = 90mm, s-au rupt mai devreme la valori scăzute ale deplasării relative de nivel, sustinând doar un număr limitat de cicluri (Fig. 4.12). Au dezvoltat rotiri semnificative, iar rezistența lor a scăzut repede datorită oboselii oligo-ciclice. În încercarea M5, unde bolturile au aceeași lungime și diametre variabile, bolțul care s-a rupt a fost Φ40 / 120 la nivelul 5 (Fig. 4.13).



a) Cadrul M4 la starea inițială și la sfârșitul încercării Fig. 4.12: Poze în timpul încercării M4





c) Poză cu infraroșu



deformate

b) Bolt L=90

a) Bolt Φ40 b) Bolt Φ50 Fig. 4.13: Încercarea M4 – poze bolturi Fig. 4.14: Încercarea M5 – poze bolturi deformate

Diagramele histeretice pentru fiecare încercare sunt date în Fig. 4.14. Este remarcabil faptul că rezistența sistemului a continuat să crească după prima curgere și plastificarea ulterioară a bolțurilor datorită dezvoltării acțiunii catenare în bolțuri și consolidării. Sistemul a avut cicluri histeretice largi și a prezentat o capacitate mare de disipare a energiei. Prima curgere semnificativă, la curba experimentală, a apărut la o deplasare relativă de nivel egală cu 0.66% și definește SLS. După plastificarea lor la încărcarea maximă, care a apărut la o deplasare relativă de nivel egală cu 1.38% și definește ULS, deformațiile bolțurilor au continuat să crească până când

104   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

cedarea lor a corespuns cu o deplasare relativă de nivel egală cu 2.25% și definește CPLS.

Curbele histeretice au un efect de "lunecare" datorită decalajului format între bolţ și placă, ca urmare a deformării plastice extinse a bolţului și a efectului Poisson în jurul circumferinței bolţului. Această alunecare în curbele histeretica a fost însoțită de o scădere substanțială a rigidității inițiale datorată eliberării câmpului de tensiuni dezvoltat sub încărcarea anterioară. În general, trebuie remarcat faptul că bolţurile mai scurte au cedat la deplasări relative de nivel mai mici decât cele ale bolţurilor mai lungi, iar diagramele nu sunt simetrice, posibil din cauza toleranțelor îmbinărilor cu şuruburi.



Fig. 4.15: Diagrama forță- deplasare relativă de nivel

#### 4.4.2.3 Comparație intre forțele tăietoare experimentale și analitice

Validitatea teoriei Vierendeel a fost examinată utilizând rezultatele experimentale. Inițial, forța teoretică V<sub>th1</sub> a fost calculată cu ajutorul Ecuației (4.4) și a limitei de curgere reale a oțelului definită prin încercările de tracțiune. Această valoare a fost apoi comparată cu rezistența maximă a cadrelor obținuță în experimente V<sub>exp</sub>. Tabelul 4.1 prezintă că valorile experimentale au fost semnificativ mai mari decât cele teoretice, iar raportul V<sub>exp</sub> / V<sub>th1</sub> a fost de aproximativ 3.

Aceste discrepanțe sunt justificate de comportarea bolțurilor în timpul experimentelor. La primele ciclurile, bolțurile s-au comportat ca grinzi în încovoiere, dar, după câteva cicluri, mecanismul de rezistență se schimba iar articulații plastice au fost generate sub deformații mari. Acesta este motivul pentru care atunci când au fost aplicate ecuațiile grinzii Vierendeel, valorile forței de forfecare de nivel nu au fost similare cu cele măsurate. Rotirile bolțului  $\theta_{pl,bolt}$  pot fi calculate cu Ecuația (4.5), având în vedere că rotirea elementelor de prindere a fost minimă și că au rămas rigide în timpul încercărilor. Rotirile bolțului  $\theta_{bolt}$  sunt mult mai mari decât deplasarea relativă de nivel globală  $\theta_{gl}$  datorită lungimii mici a bolțului. Rotirile mari duc la deformații axiale mari în bolțuri și, în consecință, la o acțiune catenară care s-a dovedit a fi benefică pentru răspunsul global. În consecință, la rotiri mari, încovoierea

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   105
 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

bolţurilor se transformă, în principal, în forțe de întindere, astfel încât bolţurile să-și dezvolte rezistența axială plastică  $N_{pl}$ . În acest caz, forța tăietoare de nivel  $V_{th2}$  derivă din Ecuațiile (4.6) și (4.7) ținând cont de componenta verticală a forței axiale plastice  $V_{pin}$ . Valorile teoretice sunt acum apropiate de cele experimentale, iar raportul lor este aproape de 1 (Tabelul 4.1).

$$V_{\text{bolt}} = N_{\rho/,\text{bolt}} \cdot \left(\theta_{\rho/,\text{bolt}} - \theta_{g/}\right) = N_{\rho/,\text{bolt}} \cdot \theta_{g/} \cdot \left(\frac{L}{I_{\text{bolt}}} - 1\right)$$
 Ec. (4.6)

$$V_{th2} = \frac{\sum V_{bolt}}{h_{nivel}} \cdot L = \sum N_{pl,bolt} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{I_{bolt}} - 1\right) \cdot \frac{L}{h_{nivel}}$$
 Ec. (4.7)

Cele de mai sus ilustrează faptul că teoria de ordinul 3 oferă o estimare mai bună a capacității de forfecare a sistemului decât teoria grinzii Vierendeel, dar este o metodă destul de complicată și nu este utilizată pe scară largă de către proiectanți. Prin calibrarea încercărilor și prin analiza cadrelor 2D s-a demonstrat că teoria grinzii poate fi aplicată.

Încercare	$V_{\text{exp}}$	V <sub>th1</sub>	V <sub>exp</sub> /V <sub>th1</sub>	$V_{th2}$	V <sub>exp</sub> /V <sub>th2</sub>
M4	393.3	129.9	3.03	329.2	1.19
M5	354.1	129.4	2.74	314.4	1.13

Tabelul 4.1: Forțele tăietoare experimentale vs teoretice

#### 4.4.2.4 Oboseala oligo-ciclică

Analizele și experimentele preliminare pe bolțuri au arătat că bolțurile pot susține un număr limitat de cicluri. Numărul de cicluri susținut este dictat de considerentele oboselii oligo-ciclice. S-au determinat curbele S-N ale încercărilor pe bolțuri efectuate atât pe cadre (NTUA) cât și pe bolțuri (RWTH). Curbele S-N reformulate în deformații pot fi scrise astfel:

$$logN = -mlog\Delta \varphi$$
 Ec. (4.8)

Unde  $\Delta \phi$  este rotirea bolțului la oboseală, *N* este numărul ciclurilor de rotire iar *m* este constanta pantei curbelor de rezistență la oboseală. Indicele deteriorărilor poate fi calculat cu legea de acumulare Palgrem–Miner. După un anume număr de cicluri cu amplitudini diferite, cedarea apare atunci când:

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + \dots + \frac{n_i}{N_{fi}} \ge 1$$
 Ec. (4.9)

106   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Unde ni este numărul de cicluri efectuat la aceeași tensiuni Si, Dfi este numărul de cicluri la care apare cedarea în cazul unei amplitudini constante iar I este numărul total de cicluri cu amplitudine constantă.

Datorită lipsei rezultatelor experimentale din încercările ciclice cu amplitudine constantă, s-a formulat o ipoteză considerând panta liniilor egala cu 3 și 2, așa cum se propune în EN1993-1-9 [19]. O comparație cu rezultatele încercării a arătat că m = -3 este o aproximare mai bună a pantei.

Fig. 4.15 prezintă curbele S-N care derivă atât din încercările efectuate pe bolţuri individuale, cât și pe încercările efectuate pe cadrele cu siguranţe. Relaţiile relevante validate sunt date în Ecuaţia (4.10) pentru bolţurile individuale și (4.11) pentru bolţuri multiple. Se poate observa că bolţurile individuale au dus la o abordare mai conservativă, în timp ce cadrele cu siguranţe au dat rezultate mai realiste datorită acţiunii combinate a mai multor grinzi. Prin urmare, ecuaţia încercărilor pe cadre este considerată ca fiind reprezentativă pentru determinarea indicelui de deteriorare a bolţurilor.

$$logN = -1.41 - 3 \cdot log\Delta \varphi$$
 Ec. (4.10)

$$logN = -0.90 - 3 \cdot log\Delta \varphi$$
 Ec. (4.11)



Fig. 4.16: Diagramele oboselii oligo-ciclice log∆φ - logN

#### 4.5 REGULI DE PROIECTARE

Concluziile studiilor analitice și numerice au fost rezumate intr-un ghid de proiectare pentru aplicații practice. Metodologia de proiectare, descrisă în ghidul de proiectare, se bazează pe prevederile din EN 1993-1-1 [17] și EN 1998-1-1 [13]. Unele clauze din EN 1998-1-1 au fost rearanjate corespunzător pentru a acoperii folosirea barelor cu bolțuri de către prevederile normale ale Codului. De asemenea include și detalii structurale și măsuri constructive.
Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   107
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

#### 4.5.1 Proiectarea preliminară

Așa cum a fost menționat (capitolul 4.2), sistemul FUSEIS1 lucrează ca o grindă verticală Vierendeel. Considerând faptul ca bolțurile FUSEIS preiau singure încărcarea laterală pe structură, se poate face o estimare aproximativă a numărului necesar de sisteme FUSEIS pentru o clădire, în fiecare direcție, și tipul secțiunii transversale din modelul stării limită a sistemului (secțiunea 3) in funcție de ecuația (4.12). Calculele se bazează pe ipoteza că la starea limită ultimă toate bolțurile ajung la capacitatea lor de încovoiere, ca și elemente disipative ale sistemului.

$$m = \frac{V_B}{V_{nivel}}$$
 Ec. (4.12)

Unde V este forța tăietoare de bază totală a clădirii și  $V_{nivel}$  este forța tăietoare de nivel a sistemului FUSEIS pe baza teoriei grinzii verticale Vierendeel (ecuația 4.4). Secțiunile stâlpului sunt alese în principal din considerente de rigiditate în vederea limitării efectelor de ordinul 2. Dar, pentru *m* egal cu numărul sistemelor FUSEIS, stâlpii trebuie să reziste cel puțin la o forță axială egală cu:

$$N_{\text{stalp}} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \qquad \qquad \text{Ec. (4.13)}$$

Unde Mov este momentul de răsturnare al cadrului.

Metodologia de mai sus oferă direcții principale pentru proiectarea sistemului; dar secțiunile transversale ale grinzilor și stâlpilor împreună cu numărul necesar de sisteme nu pot fi estimate numai din criterii de rezistență. Rigiditatea sistemului trebuie, de asemenea, să fie controlată prin limitarea deformațiilor în vederea limitării efectelor de ordinal 2, în conformitate cu prevederile din EN1998-1-1 [13].

#### 4.5.2 Proiectarea pentru analiza liniară elastică

Regulile de proiectare sunt intenționate pentru a asigura că curgerea are loc în bolțuri înainte de orice altă curgere sau cedare în altă parte. Deci, proiectarea clădirilor cu bare cu bolțuri FUSEIS se bazează pe ipoteza că bolțurile pot disipa energia prin formarea mecanismului plastic de încovoiere. Metodologia de proiectare prezentată mai departe poate fi aplicată:

#### 1) Simulare

În stadiul actual al cunoașterii, o clădire cu bare cu bolțuri FUSEIS poate fi simulată cu un model liniar-elastic prin elemente corespunzătoare tip bară. Elementele de tip bară, reprezentând barele cu bolțuri FUSEIS, sunt împărțite în trei părți cu secțiuni diferite: capetele elementelor de prindere și bolțul slăbit în mijloc. Pentru a activa

108   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

acțiunea Vierendeel, îmbinările dintre elementele de prindere și stâlpii sistemului sunt simulate ca fiind rigide. Zonele rigide trebuie să fie asigurate de la centrul stâlpilor la fețele lor pentru a lua în considerare lungimea lor liberă în analiză și, astfel, să excludă flexibilitatea inexistentă a grinzii. În acest mod, sunt luate în considerare, adevărata flexibilitate și rezistență a sistemului.

Îmbinările dintre grinzile de planșeu și stâlpii sistemului se formează simplu, ca să se evite proiectarea lor în funcție de proiectarea pe bază de capacitate, în ceea ce privește grinzile de planșeu tari și să introducă proiectarea pe bază de capacitate numai față de bolțurile slabe. Îmbinările grindă-stâlp ale cadrului principal pot fi reprezentate ca rigide, semi-rigide sau articulate, în conformitate cu detaliile de îmbinare. În primul și al doilea caz, forțele laterale sunt împărțite între MRF și sistemul FUSEIS în timp ce în al treilea sistemul rezistă singur la întreaga acțiune seismică. Bazele tuturor stâlpilor clădirii sunt articulate.

Analizele pe clădirile în cadre cu acest sistem au arătat că, atunci când se utilizează îmbinări rigide, grinzile cadrului principal trebuie fie proiectate pe bază de capacitate pentru a rezista încărcărilor laterale, astfel încât utilizarea unui al doilea sistem, ca FUSEIS, duce la o structură mai grea și mai scumpă și poate să fie omisă. Dimpotrivă, îmbinările articulate sunt opționale, dar mai nefavorabile pentru sistemul FUSEIS, care trebuie să fie foarte rigid și greu, cu secțiuni transversale supradimensionate, care sunt greu de instalat și reparat. Soluția cea mai eficientă este utilizarea îmbinărilor semi-rigide care oferă avantajele ambelor soluții de mai sus și, în plus, acestea sunt mai ușor de realizat în practică și limitează deteriorarea Bolțurilor conducând la o proiectare mai economica. În acest tip de îmbinare, capacitatea de rotire a articulației plastice  $\theta_p$  trebuie să depășească 40 mrad, pentru a se asigura că această zonă nu va ceda înaintea Bolțurilor. Această valoare a rezultat din analizele neliniare pe cadrele cu "Bolțuri FUSEIS" și este puțin mai mare decât valoarea corespunzătoare indicată în EN1998-1-1 [13] pentru îmbinările grinda-stâlp în MRF.

#### 2) Analiza

Analiza statică liniară se efectuează sub încărcări permanente si utile, iar elementele cadrului principal sunt dimensionate conform prevederilor EN1993-1-1 [17] la SLU și SLS. Metoda convențională pentru calcularea forțelor interne sub încărcare seismică este analiza spectrala, unde numărul modurilor de vibrație considerate în fiecare direcție este astfel încât suma masei efective este cel puțin egală cu 90% din masa totala. Spectrul de proiectare trebuie definit cu un factor de comportare maxim egal cu 3, care a fost confirmat prin analize statice neliniare (Pushover).

## 3) Limitarea dritului

Limitarea dritului asigură protecția elementelor nestructurale la încărcarea seismică și constituie un criteriu de bază pentru proiectarea "Bolțurilor FUSEIS". Acesta oferă o estimare a deteriorării pentru diferite nivele de performanță și definește distribuția rigidității în cadrul structurii și, eventual, mărimea și tipul secțiunilor transversale aplicate pe sistem.

În analiza liniară deplasările induse de acțiunea seismică de proiectare  $d_s$  se calculează pe baza deformațiilor elastice ale sistemului structural prin expresia:

$$d_s = q \cdot d_e$$
 Ec. (4.14)

În cazul în care rapoartele de capacitate ale elementelor disipative ( $\Omega$ ) sunt scăzute, calculul dritului de proiectare bazat pe d<sub>s</sub> este conservator și deci un factor de reducere (q<sub> $\Omega$ </sub>) egal cu raportul de capacitate al Bolțurilor poate fi utilizat după cum urmează:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e$$
 Ec. (4.15)

Deplasare relativă de nivel de proiectare d<sub>r</sub> este definit ca diferența deplasărilor medii laterale în partea superioară și inferioară a nivelului considerat. În funcție de tipul elementelor nestructurale (materiale fragile, ductile sau ne-conectate) și de clasa de importanță a clădirii, deplasare relativă de nivel de proiectare d<sub>r</sub> este comparat cu valorile corespunzătoare din Cod. Proiectarea optimă este realizată atunci când driturile maxime ale structurii sunt apropiate de valorile limită. Deoarece deplasările orizontale sunt înmulțite cu factorul de comportare, limitarea dritului nu depinde de aceasta.

#### 4) Efecte de ordinal 2

Influenta posibila a efectelor de ordinal 2 trebuie sa fie controlata prin limitarea coeficientului de sensibilitate a dritului  $\theta$  sub valoarea limita din Cod. Coeficientul  $\theta$  este calculate cu ecuația (4.16) pentru fiecare nivel pe direcția x si y a clădirii.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Ec. (4.16)

Unde P<sub>tot</sub> este încărcarea gravitaționala totala la si deasupra nivelului considerat in situația de proiectare seismica iar V<sub>tot</sub> este forța tăietoare de nivel din seism.

Alternativ, coeficientul de sensibilitate a dritului  $\theta$  poate fi calculate mai precis printro analiza lineara de flambaj prin factorul  $\alpha_{cr}$ , factorul prin care încărcarea de proiectare ar trebui sa fie crescuta pentru a cauza instabilitate elastic intr-un mod

110   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

global. Analizele sunt efectuate in condiții de încărcări gravitaționale constante a combinației seismice  $(1,0\cdot G+0,3\cdot \varphi \cdot Q)$  si produce moduri de flambaj. Sunt alese modurile care mișca clădirea in direcția x si y si valoarea corespunzătoare  $\alpha_{cr}$  este calculate după cum urmează:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Ec. (4.17)

Unde  $F_{cr}$  este încărcarea critica de flambaj pentru modul de instabilitate global ape baza rigidității elastic inițiale si  $F_{Ed}$  este încărcarea de proiectare din combinația seismica. Pentru a lua in considerare deplasarea inelastică a clădirii,  $\alpha_{cr}$  trebuie sa fie împărțita cu factorul q. In acest caz, valorile lui  $\theta$  sunt date de ecuația (4.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Ec. (4.18)

Prevederile relevante din Cod necesita pentru clădiri ca coeficientul de sensibilitate a dritului sa fie limitat la  $\theta \le 0.1$ , daca efectele de ordinal 2 sunt ignorate. Daca 0.1 <  $\theta < 0.2$ , efectele de ordinal 2 pot fi luate in considerare aproximativ prin multiplicarea efectelor acțiunilor seismice relevante cu un factor egal cu 1/(1 -  $\theta$ ). Daca 0.2 <  $\theta < 0.3$  se aplica o analiza de ordinal doi mai prezisa.

#### 5) Verificarea elementelor disipative

Bolțurile trebuie verificate sa reziste la forțele interne si momentele din cea mai defavorabila combinație seismica si sa îndeplinească următoarea condiție:

#### a) Forța axială

Trebuie verificat faptul ca rezistența plastică la încovoiere si forțele tăietoare nu scad din cauza forțelor de compresiune prin inegalitate (4.19):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \le 0.15$$
 Ec. (4.19)

#### b) Rezistenta la forfecare

Rezistența la forfecare trebuie verificată cu criteriul de proiectare pe baza de capacitate, considerând ca articulațiile plastic se dezvolta, simultan, la ambele capete ale parții slăbite a Bolțului.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \le 1$$
 Ec. (4.20)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 111 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Unde  $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin}}$  este forța tăietoare de proiectare datorita aplicării

rezistentei la încovoiere M<sub>pl,pin,Rd</sub> in direcția opusa si V<sub>pl,pin,Rd</sub> este rezistenta la forfecare de proiectare a secțiunii slăbite a Bolțului.

#### c) Capacitatea la încovoiere

În încercări s-a constatat că rezistența la încovoiere se dezvoltă în Bolțurile slăbite, în ciuda prezenței unei forfecări mai mari. Prin urmare, aceasta este verificarea critică a Bolțurilor, având în vedere că lungimea lor este astfel încât se dezvoltă un mecanism de încovoiere. Capacitatea la încovoiere se verifică după cum urmează:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \le \frac{1}{\Omega} \le 1.0$$
 Ec. (4.21)

Unde  $M_{Ed}$  este momentul incovoietor de proiectare,  $M_{pl,pin,Rd}$  rezistenta plastic la încovoiere de proiectare a secțiunii slăbite a Bolțului iar  $\Omega$  este suprarezistenta secțiunii slăbite a bolțului.

Pentru asigura că M<sub>pl</sub>, nu va fi redus din cauza influenței forfecării, lungimea și grosimea Bolțului slăbit trebuie să fie astfel încât raportul dintre forța tăietoare și rezistența la forfecare în ecuația (4.20) este mai mic sau egală cu 0,5. În acest caz, lungimea părții slăbite a Bolțului trebuie să fie cu mult peste lungimea calculată din Ecuația (4.22).

$$I_{pin} \ge \frac{4 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{V_{pl,pin,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,pin}}{A_{v} / \sqrt{3}}$$
Ec. (4.22)

#### d) Comportarea disipativa globala

Pentru a obține o comportare disipativa globala a structurii, trebuie sa se verifice ca rapoartele maxime  $\Omega$  pe întreaga structura sa nu difere de valoarea minima  $\Omega$  cu mai mult de 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \le 1.25$$
 Ec. (4.23)

#### e) Rotirea bolțurilor

Deoarece lungimea părții slăbite a bolțului este mult mai mică decât distanța L a stâlpului, rotirile considerabile ale bolțului se dezvoltă în timpul încărcării seismice. Cu toate acestea, încercările au arătat că astfel de rotiri pot fi preluate de către bolțuri. Pentru a se asigura că rotirile bolțurilor sunt mai mici decât cele atinse în încercări, trebuie făcută verificarea adiționă data in Ecuația (4.24). Valoarea limită a

112   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

lui  $\theta_{pl,pini}$  se calculează ținând seama de faptul că deplasarea relativă de nivel globală  $\theta_{gl}$  este egală cu 1,38%, valoarea la care cadrele cu bolțuri FUSEIS au atins încărcarea orizontală maximă în timpul încercărilor și este definită ca limita la ULS (Secțiunea 4.2.2). considerând elementele de prindere rigide ca în încercări, rotirile bolțurilor sunt determinate de:

$$\theta_{pin} \le \theta_{pl,pin} = \frac{L}{I_{pin}} \theta_{gl}$$
 Ec. (4.24)

#### 6) Verificarea elementelor nedisipative

Pentru a asigura că cedarea bolțurilor are loc prima dată, elementele nedisipative, stâlpii sistemului, elementele de prindere și îmbinările lor, trebuie să fie proiectate pe bază de capacitate la valori crescute ale forțelor interne comparativ cu cele derivate din analize la combinația seismică cea mai defavorabilă.

d) Stâlpii și grinzile sistemului FUSEIS trebuie să fie verificate să reziste la efectele acțiunilor din proiectarea pe bază de capacitate după cum urmează:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Ec. (4.25)

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 Ec. (4.26)

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Ec. (4.27)

Unde N<sub>Ed,G</sub> (M<sub>Ed,G</sub>, V<sub>Ed,G</sub>) sunt forțele axiale (forțele tăietoare și momentele încovoietoare) datorită acțiunilor ne-seismice din combinația de acțiuni pentru situația de proiectare seismică, N<sub>Ed,E</sub> (M<sub>Ed,E</sub>, V<sub>Ed,E</sub>) sunt forțele axiale (forțele tăietoare și momentele încovoietoare) datorită acțiunii seismice de proiectare ,

 $\Omega = min\Omega_i = min\left\{\frac{M_{pl,bolt,Rd,i}}{M_{Ed,i}}\right\}$ este factorul de suprarezistență minim pentru toate

bolţurile în clădire, a se vedea expresia (5.10),  $\gamma_{ov} = 1.25$  este factorul de suprarezistență a materialului, a se vedea expresia (2.1),  $\alpha=1.5$  este un factor de suprarezistență adițional derivat din analiza neliniară pentru a asigura că bolţurile slăbite curg înaintea celorlalte elemente structurale. Factorul de amplificare a încărcărilor seismice nu poate fi mai mare decât valoarea factorului de comportare folosit în analiză. Selectarea dimensiunii bolţurilor trebuie sa fie astfel încât valoarea lui  $\Omega$  să fie aproape de 1 iar limita de curgere reală a oţelului să fie aproximativ egală cu valoarea ei nominală în vederea obținerii unei proiectări economice.

e) Rezistenta la încovoiere a secțiunii bolțului trebuie verificata la suprafața ei de contact cu plăcile din fata a grinzilor, in conformitate cu:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1.0$$
 Ec. (4.28)

Unde  $M_{CD,Ed} = \frac{I}{I_{pin}} M_{pl,bolt,Rd}$  este momentul încovoietor de calcul pe bază de

capacitate (I este lungimea dintre plăcile din față a elementelor de prindere) iar M<sub>pl,Rd</sub> este rezistența la încovoiere a bolțului

f) Categoriile B şi C ale îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă din categoria 8.8 sau 10.9 trebuie utilizate între stâlpii sistemului şi elementele de prindere. Aceste îmbinări trebuie să aibă o suprarezistenţă suficientă pentru a se asigura că curgerea lor va avea loc după plasticizarea bolţurilor. Rezistenţa la încovoiere a îmbinării este:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{I_{pin}} M_{pl,bolt,Rd}$$
 Ec. (4.29)

Unde L<sub>net</sub> este lungimea totală a legăturii dintre tălpile stâlpilor. Rezistența la forfecare a îmbinării este calculată după cum urmează:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,bolt,Rd}}{I_{pin}}$$
 Ec. (4.30)

#### 4.5.3 Proiectarea pentru analiza statică liniară (Pushover)

1) Modelul structural folosit în analiza elastică trebuie sa fie extins ca să includă răspunsul elementelor structurale în domeniul plastic și să estimeze mecanismele și distribuția deformațiilor plastice.

2) Pentru că elementele ductile sunt bolțurile FUSEIS, trebuie să se atribuie articulații plastice potențiale la capetele parților lor slăbite. Aceste articulații sunt de încovoiere de tip M3 iar proprietățile lor au fost determinate prin calibrarea rezultatelor experimentale.

3) Fig. 4.17 prezintă proprietățile neliniare propuse. Trebuie notat faptul că valorile limită care definesc punctele de curgerea (B) și cedarea (C) sunt mai mici decât cele corespunzătoare măsurate în timpul încercărilor unde sistemul a manifestat o suprarezistență semnificativă datorită consolidării și efectului catenar. Dar, pentru

114   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

proiectarea clădirilor cu acest sistem, se adoptă o abordare mai conservativă astfel încât curgerea bolțurilor începe când rezistența lor plastică la încovoiere este depășită (teoria grinzii Vierendeel). Fig. 4.17 include, de asemenea, valorile limită la cele trei nivele de performanță: Ocupare Imediată (IO), Siguranța Vieții (LS) și Prevenirea Colapsului (CP).

4) Proprietățile articulațiilor elementelor nedisipative trebuie să fie calculate în conformitate cu prevederile codurilor relevante (de exemplu FEMA-356 [18]). Proprietățile articulațiilor plastice pentru elementele de prindere trebuie să fie de încovoiere (articulație M3), în timp ce in stâlpii trebuie să ia în considerare interacțiunea dintre moment și forța axială (articulație P-M3).



Fig. 4.17: Parametrii articulației plastie a bolțului

#### 4.5.4 Proiectarea pentru analiza neliniară dinamică

1) Aceasta se efectuează pentru a defini răspunsul în timp al clădirilor din oțel atunci când sunt proiectate în conformitate cu prevederile EN1998-1-1 în condiții reale de cutremur. Analiza oferă posibilitatea de a restrânge daunele după un eveniment seismic prin evaluarea și eliminarea deplasărilor relative de nivel reziduale ale structurii. Dacă sistemul FUSEIS este proiectat în mod corespunzător, acesta poate funcționa ca un sistem de autocentrare, cu o deplasarea relativă de nivel reziduală practic zero.

2) Pentru a obține răspunsul neliniar al bolțului, acesta este modelat după cum urmează: la capete sunt atribuite două elemente plastice multi-liniare de legătură, cu o lungime aproximativ egală cu 25% din lungimea sa, iar partea intermediară rămasă este simulată ca o grindă cu secțiunea transversală inițială (Fig. 4.18a). Comportarea legăturii neliniare este definită numai pentru rotirea față de axa principală de inerție, în timp ce gradele de libertate rămase sunt modelate ca fiind liniare. Proprietățile neliniare aplicate includ relația moment-rotire cu capacități de

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   115
 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

încovoiere pozitive și negative egale cu capacitatea momentului plastic iar rigiditateainițială a bolțului la momente pozitive și negative (Fig. 4.18b). Tipul de histereză trebuie să fie cel furnizat de modelul cinematic multi-liniar plastic (Fig. 4.18 c).



a) Simularea bolţurilor

Punct	Rotire	M <sub>oment</sub>
1	-100θ <sub>pl,pin</sub>	-2M <sub>pl,pin</sub>
2	-20θ <sub>pl,pin</sub>	-1M <sub>pl,pin</sub>
3	0	0
4	20θ <sub>pl,pin</sub>	1M <sub>pl,pin</sub>
5	100θ <sub>pl.pin</sub>	2M <sub>pl.pin</sub>

b) Definirea curbei forța-deplasare



Fig. 4.18: Simularea neliniara propusa a legăturilor pentru analiza neliniara dinamica

3) Rotirile plastice sunt considerabile datorită lungimii mici a bolţurilor. Pentru a determina indicele de deteriorare pentru cicluri de amplitudine variabilă prin Legea lui Palmgren - Miner de acumulare a daunelor (Ecuaţia (4.9)), trebuie utilizate analize neliniare incrementale. Numărul de cicluri care trebuie susţinut de sistem este dictat de considerente de oboseală oligo-ciclică, care se referă mai degrabă la istoricul de deformaţie și alungire specifică, decât la istoricul tensiunilor (oboseală oligi-ciclică). Intervalele deplasărilor relative ( $\Delta \phi$ ) per ciclu pot fi aplicate la curba experimentală (definită în Capitolul 4.4.2.4, Ecuaţia (4.11)) pentru a calcula numărul ciclurilor N corespondente. Calculul se bazează pe ipoteza că elementele de prindere rămân rigide. Acest lucru are ca rezultat valori mai mari ale deplasărilor relative de nivel din bolţuri decât cele reale și, prin urmare, nu este necesară introducerea unui factor de siguranță pentru determinarea indicelui de deteriorare al bolţului.

#### 4.6 ANALIZA PE CLADIRI 2D

S-au verificat ecuațiile, proprietățile elementelor, recomandările de proiectare, verificările critice și factorii de comportare corespunzători, incluși in ghidul de proiectare, prin analize numerice pe cădiri în cadre 2D cu bolțuri FUSEIS, cu ajutorul programului de calcul SAP2000 [20]. Inițial, cadrele au fost proiectate prind analize elastice la SLU și SLS. Au urmat, analize neliniare statice și dinamice pentru a investiga comportarea lor în domeniul plastic și pentru a confirma factorul de comportare q=3.

116   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
BARE CU BOLȚURI FUSEIS	

## 4.6.1 Descrierea clădirilor studiate

## 4.6.1.1 Geometrie și ipoteze

Studiul de caz prezentat mai departe s-a bazat pe izolarea unui cadru plan dintr-o clădire compusă cu cinci niveluri, Fig. 4.19. Cadrul plan a fost compus dintr-un cadru parțial rezistent (cadru necontravântuit parțial rezistent) cu trei deschideri de 6 m și un sistem de fixare cu bolțuri FUSEIS aplicat la capătul său pentru a asigura rezistență seismică. Stâlpii au avut secțiuni din țeavă dreptunghiulară (RHS) iar grinzile de planșeu au fost grinzi din oțel cu secțiuni I (tip HEA) care acționau compus cu placa de beton (C25 / 30, B500C), cu excepția capetelor grinzilor unde placa de beton nu a fost conectată la grinda de oțel.

Sistemul a constat dintr-o pereche de stâlpi tari din țeavă poziționați la o distanță de de 2,0 m de la centru la centru și cinci bare per nivel cu bolțuri circulare cu o lungime netă de 200 mm. S-a prevăzut o bară la nivelul fundației, iar elementele de prindere au avut secțiuni din țeavă rectangulară și pătrată (RHS, SHS) și au fost prinși rigid de stâlpii sistemului. Secțiunile transversale rezultate pentru grinzile (HEA260) și stâlpii (SHS200x15) cadrului semi-rigid principal sunt indicate în Fig. 4.19. Tabelul 4.2 prezintă diametrele din porțiunea slăbită bolțurilor, secțiunile transversale ale stâlpilor sistemului și ale elementelor de prindere. Bolțurile disipative au o calitate inferioară a oțelului (S235) decât restul elementelor structurale (S355). Producția bolțurilor nu a fost considerată a fi complet controlată, astfel încât proprietățile materialului trebuiau să respecte Ecuația (4.1) cu  $\gamma_{ov} = 1.25$ . Acest factor de suprarezistență a fost luat, de asemenea, în considerare în proiectare.

Nivel	Bolţ Φ(mm)	Stâlpii sistemului	Elemente de prindere
1	95	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
2	90	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20

Tabelul 4.2: Secțiunea transversală a bolțurilor, stâlpilor și elementelor de prindere

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   117
BARE CU BOLȚURI FUSEIS



Fig. 4.19: Cadrul 2D

Tabelul 4.3 include ipotezele de încărcare gravitaționale și seismice. Încărcările permanente și utile considerate au fost egale cu 2.00 kN/m<sup>2</sup>. Considerând faptul că există cadrele plane identice la 8 m distanță în clădire, încărcările uniform distribuite corespunzătoare pe grinzi au fost 16 kN/m<sup>2</sup>.

Încărcarea verticală		
Încărcarea permanentă fără greutatea proprie – G	2.00kN/m <sup>2</sup>	
Încărcare utila – Q	2.00kN/m <sup>2</sup>	
Încărca	rea seismică	
Spectrul elastic de răspuns	Tip 1	
Accelerația de vârf a terenului	A=0.36g	
Clasa de importanță II	γı = 1.0 (Clădiri obişnuite)	
Tipul terenului	B ( $T_B$ = 0.15 s, $T_C$ = 0.50 s)	
Factorul de comportare q	3	
Amortizarea	5%	
Factori de operare a încărcărilor pentru	φ=1.,00 (ultimul nivel), φ=0.80 (niveluri	
combinația seismica.	intermediare)	
Coeficienții combinației seismice pentru		
valorile cvasi-permanente ale actiunii	ψ2=0.30	
variabile		

#### Tabelul 4.3: Încărcările considerate

118   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

## 4.6.1.2 Simulare

Modelul structural a fost un model linear-elastic cu elemente de tip bară și a fost construit în conformitate cu regulile date în secțiunea 4.5.2 (1) după cum urmează:

1) Deoarece îmbinările dintre grinzile de planșeu ale cadrului principal și stâlpi au fost semirigide, s-au atribuit resorturi cu rotire la extremitățile grinzilor pentru a introduce aceste condiții de îmbinare parțială cu proprietăți determinate în conformitate cu EN1994-1-1 [21] și EN1993-1-8 [22]. Structura a fost desemnată ca FUSEIS + PF pentru a indica faptul că sistemul rezistent la seism este o combinație a sistemului FUSEIS și a unui cadru cu îmbinări parțial rezistente.

2) Grinzile principale ale cadrului au fost împărțite în trei segmente; secțiuni din oțel au fost atribuite la capete (0,15 L) unde se dezvoltă momente negative iar placa de beton nu preia încărcări datorită analizei la fisurare (EN1994-1-1 [21]) și a secțiunilor grinzii compuse constând din grinzii din oțel și placa de beton asociată de 15 cm peste lățimea ei efectivă în partea de mijloc. Pentru a considera în analiză lungimea lor liberă și rigiditatea lor reală, s-au inclus la capetele grinzilor legături rigide.

3) Elementele de tip bară care reprezintă bolțurile FUSEIS au fost împărțite în 3 părți cu diferite secțiuni transversale: elementele de prindere la capete și bolțurile slăbite în mijloc. Îmbinările dintre elementele de prindere și stâlpii sistemului au fost considerate rigide.

4) Îmbinările dintre grinzile planșeului și stâlpii sistemului au fost considerate simple. Bazele stâlpilor au fost proiectate ca articulații pentru a prevenii transferul momentului la fundație.

## 4.6.2 Analiza spectrală

S-a efectuat o analiză spectrală iar rezultatele sunt rezumate în Tabelul 4.4. Primul și al 2-lea mod de vibrație, care au fost de translație, au activat mai mult de 90% din masa totală.

Mod	Perioada proprie(s)	Procentul masele participante (%)	Total (%)				
1	0.990	74.80	93.60				
2	0.295	18.80	33.00				

Tabelul 4.4: Masele participante și perioadele cadrelor

În conformitate cu EN1998-1-1 când  $T_B \le T \le T_D$  valoarea spectrului de proiectare orizontal trebuie să fie verificată cu ecuația (4.31):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \ge \beta \cdot a_g$$
 Ec. (4.31)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   119
 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Unde V<sub>tot</sub> este forța tăietoare de bază totală din analiza spectrală, P<sub>tot</sub> este forța axială totală din masa efectivă a cadrului pentru combinația seismică iar  $\beta$ =0.2 este factorul limitei inferioare pentru spectrul de proiectare orizontal. În urma verificării nu a fost necesară creșterea forței tăietoare de bază (Tabelul 4.5).

|--|

V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> /P <sub>tot</sub>	β.a <sub>g</sub>
716	4666	0.153	0.072

#### 4.6.3 Proiectarea seismică

Se notează faptul că pentru proiectarea seismică următoarele condiții trebuie să fie îndeplinite, în concordanță cu regulile de proiectare descrise în secțiunea 5.2 și EN 1998-1-1 [13].

#### 4.6.3.1 Limitarea dritului

Considerând că clădirea are elemente ne-structurale ductile, următoarea ecuație este verificată.

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5mm$$
 Ec. (4.32)

Unde v=0.5 este factorul de reducere al deplasărilor de proiectare datorită clasei de importanță a clădirii (clădiri obișnuite) iar h este înălțimea de nivel. Tabelul 4.6 include rezultatele analizelor; formula este verificată pentru toate nivelurile cu valori mult mai mici decât valoarea limită de 25.5mm. Alegerea secțiunilor stâlpilor și elementelor de prindere a fost definită de către această verificare.

Nivel	1	2	3	4	5
d <sub>e,sus</sub> (mm)	8.20	19.10	32.80	47.50	61.00
d <sub>e,jos</sub> (mm)	0.00	8.20	19.10	32.80	47.50
d <sub>r</sub> = (d <sub>e,sus</sub> - d <sub>e, jos</sub> ) · q (mm)	24.6	32.70	41.10	44.10	40.50
$d_r \cdot v$	12.3	16.35	20.55	22.05	20.25

Tabelul 4.6: Limitarea dritului

#### 4.6.3.2 Efectele de ordinul 2

S-a efectuat o analiză liniară de flambaj pentru combinația seismică  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \phi \cdot Q$  pentru a controla efectele de ordinal 2. Din această analiză au fost derivate modurile critice de flambaj și factorii de flambaj corespunzători. Modul de flambaj care a mișcat cadrul cu PGA = 0.36g este dat în Fig. 4.20.





Fig. 4.20: Primul mod de vibrație (SAP2000 [20])

Valorile lui  $\theta$  au fost calculate din factorii cirtici de flambaj și s-a verificat dacă efectele de ordinal 2 trebuie luate în considerare (Tabelul 4.7). Pentru că  $\theta$  < 0.1, efectele de ordinal 2 au fost neglijate.

Factorul critic de flambaj	α <sub>cr</sub>	θ	Multiplicatorul încărcării seismice, $\beta$	
47.30	15.77	0.063	1.00	

Tabelul 4.7: Efectele de ordinal 2

#### 4.6.3.3 Elementele disipative – bolțuri

Bolţurile FUSEIS au fost proiectate să reziste la forțe din combinația seismică cea mai defavorabilă  $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot \varphi \cdot Q + Ex$ . Lungimea minimă necesară pentru a asigura dezvoltarea mecanismului de încovoiere în bolţuri este calculată din ecuația (4.22) și este între 114mm - 154mm. Deci, lungimea zonei slăbite a bolţului a fost considerată egală cu 200mm, care este mult mai mare decât cea necesară. În Tabelul 4.8 și Tabelul 4.10 se prezintă sumar rezultatele verificării tuturor bolţurilor. Tabelul 4.10 include, de asemenea, valoarea suprarezistenței bolţului  $\Omega$  folosit pentru a verifica comportarea disipativă globală a sistemului, care este asigurată, atunci când valorile  $\Omega$  a tuturor bolţurilor la toate nivelurile diferă cu nu mai mult de 25% de valoarea ei minimă.

rabelul 4.6. verificarea forței axiale						
Nivel	N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>pl,bolţ,Rd</sub> (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,bolt,Rd}} \le 0.15$			
1	59.40	1655.11	0.04			
2	76.00	1485.44	0.05			
3	74.40	1324.93	0.06			
4	75.00	1173.59	0.06			
5	123.00	898.41	0.14			

Tabelul 4.8: Verificarea forței axiale

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   121
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

	9				
Nivel	V <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>pl,bolţ,Rd</sub> (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,bolt,Rd}} \leq 0.50$		
1	332.53	862.91	0.39		
2	282.71	774.17	0.37		
3	238.29	690.60	0.35		
4	198.60	611.90	0.32		
5	133.03	468.36	0.28		

#### Tabelul 4.9: Verificarea forței taietoare

Т	abelul 4.10: Veri	ficarea momentul	ui încovoietor

Nivel	M <sub>Ed</sub> (kN.m)	M <sub>pl,bplţ,Rd</sub> (kN.m)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,bolt,Rd}} \le 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl,bolt,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \le 1.25$
1	28.70	33.25	0.86	1.16	
2	26.30	28.27	0.93	1.07	
3	20.40	23.83	0.86	1.17	1.09
4	17.20	19.86	0.87	1.15	
5	11.40	13.30	0.86	1.17	Ĩ

S-a verificat, desemna, faptul că rotirile bolțurilor să fie mai mici decât cele din încercare. S-a verificat faptul că:

$$\theta_{pin} \le \theta_{pl,bolt} = \frac{2000}{200} \cdot 1.38\% = 13.8\% (138mrad)$$
 Ec. (4.33)

Valorile  $\theta_{\text{bolt}}$  sunt date în Tabelul 4.11, se poate observa că sunt mai mici decât valoarea limită.

Nivel	$\Theta_{\text{bolt}}(\%)$
1	1.19
2	1.30
3	1.21
4	0.96
5	0.72

#### Tabelul 4.11: Rotirea nolţului θ<sub>bolţ</sub> (%)

#### 4.6.3.4 Stâlpii sistemului, elementele de prindere și secțiunea brută a bolțului

Stâlpii și elementele de prindere ale sistemului sunt proiectați să urmărească criteriul de proiectare pe bază de capacitate în conformitate cu Ecuațiile (4.25) - (4.27) luând în considerare factorul de suprarezistență minim  $\Omega$  al bolțurilor, factorul de suprarezistență al materialului, un factor de suprarezistență adițional  $\alpha$ =1.5 derivat din analiza neliniară și multiplicatorul încărcării seismice  $\beta$  derivat din limitarea efectelor de ordinal 2. Factorii de utilizare ai stâlpilor și elementelor de prindere ale sistemului au fost calculață în conformitate cu prevederile din EN1993-1-1 [17] și au fost mai mici decât 1 (Tabelul 4.12).

122   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

eiul 4.12. i actorii de diliizare a staiplior și elementelor de princ					
Stâlpii sistemului FUSEIS		Elemente de prir	ndere		
RHS 400x300x20	0.776	RHS 240x240x20	0.758		
RHS 400X300x35	0.903	RHS 260x220x25	0.854		

Tabelul 4.12: Factorii de utilizare a stâlpilor și elementelor de prindere

Rezistența la încovoiere a secțiunii brute a bolțului la contactului bolțului cu plăcile din față a elementelor de prindere  $M_{pl,Rd}$  derivă din rezistența la încovoiere a secțiunii slăbite a bolțului, din Ecuația (4.28). Așa cum se arată în Tabelul 4.13 valorile calculate sunt mai mici decât rezistența la încovoiere corespunzătoare la toate nivelurile.

Nivel	M <sub>Ed</sub> (kNm)	M <sub>pl,Rd</sub> (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{\rho l,Rd}} \leq 1.00$
1	49.88	52.13	0.96
2	42.41	52.13	0.81
3	35.74	52.13	0.69
4	29.79	52.13	0.57
5	19.96	52 13	0.38

Tabelul 4.13: Verificarea secțiunii brute a bolțurilor

## 4.6.4 Analiza statică neliniară (Pushover)

## 4.6.4.1 Evaluarea comportării neliniare ale cadrelor

S-a efectuat o analiză statică neliniară (pushover) pentru a verifica mecanismul de cedare și factorul de comportare folosit în analiza liniară. Rezultatele prezentate în continuare sunt în conformitate cu modul fundamental de vibrație, inclusiv efectele P-Delta. S-au atribuit articulații neliniare de tip M3 la extremitățile părților slăbite ale bolțurilor, proprietățile lor fiind determinate prin calibrarea rezultatelor experimentale și investigațiilor analitice (Regulile de proiectare, Fig. 4.17). Pentru cadrele studiate, rotirea limită a variat de la 55 la 109 mrad pentru bolțuri mici  $\varphi$ 70 și 40 până la 80 mrad pentru bolțuri mari d95, în funcție de nivelul de performanță (IO, LS, CP). Aceste valori au fost cu mult sub rotrea de 225 mrad atinsă în experimente.

S-au introdus, de asemenea, articulații plastice neliniare la capetele celorlalte elemente structurale. Proprietățile articulațiilor plastice ale resorturilor care au simulat îmbinarea semi-rigidă au fost de tip încovoiere (articulație M3) și au fost calculate pentru momentele pozitive și negative. Capacitatea de rotire a regiunii articulației plastice  $\theta_p$  a fost egală cu 40 mrad (punctul 5.2 (1)). După cum se menționează în regulile de proiectare, proprietățile articulațiilor plastice pentru elementele de prindere au fost, de asemenea, de tip încovoiere (articulație M3), în timp ce în stâlpi s-a luat în considerare interacțiunea dintre momentul încovoietor și forța axială (articulație P-M3). Aceste proprietăți au fost calculate conform FEMA 356 [18].

În Fig. 4.21 este dată distribuția articulațiilor plastice la prima curgere, la punctul de performanță și la deplasare relativă de nivel maximă experimentală. Se observă că

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   123
 BARE CU BOLȚURI FUSEIS

stâlpii au rămas în elastic și că articulațiile plastice s-au format în bolțurile și capetele grinzilor din cadrul semirigid. Capacitatea de deformare a bolțurilor a fost epuizată la nivelurile 2-3, când au apărut primele articulații plastice. Este de remarcat faptul că, la deplasările relative de nivel experimentale maxime, articulațiile în bolțuri sunt la nivelul de performanța LS iar articulațiile plastice ale grinzilor din cadrul semirigid la nivelul de performanță IO.





Pentru a verifica performanța structurală la mișcări seismice cu intensitate diferită, trei nivele de performanță au fost introduse, starea limită de serviciu (SLS), starea limită ultimă (SLU) și starea limită de prevenire a colapsului (CPLS). Acest lucru a fost efectuat prin aplicarea unui factor de scalare la PGA-ul cutremurului de proiectare după cum urmează: factorul de scalare 0.5 pentru SLS, factorul de scalare 1.0 pentru SLU și factorul de scalare 1.5 pentru CPLS. Pentru aceste nivele de performanță s-au determinat deplasările țintă și s-au înregistrat deplasările relative de nivel. Tabelul 4.14 prezintă valorile maxime ale deplasărilor relative de nivel, deplasările relative de nivel înregistrate experimental (Secțiunea 4.2.2) și valorile propuse de FEMA-356 [18] pentru Cadre Contravântuite Centric. Se poate nota faptul că valorile deplasărilor relative de nivel analitice sunt mai mici decât cele experimentale care sunt similar cu cele propuse de FEMA-356 [18] pentru Cadre Contravântuite Centric

			FEMA-356
Stări limită	Experimentală	Analiticaă	Cadru
			contravântuit
SLS	0.66	0.66	0.50
ULS	1.38	1.19	1.50
CPLS	2.25	1.82	2.00

Tabelul 4.14: Comparație între deplasarea relativă experimentală, analitică și FEM (%)

Performanța clădirilor cu bolțuri FUSEIS a fost evaluată, de asemenea, pentru diferite tipuri de îmbinări între grinzi și stâlpi. Sau examinat două cazuri

124   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

suplimentare, cu îmbinări total rezistente și simple. În primul caz, resorturile au fost îndepărtate și s-au introdus proprietățile articulațiilor de încovoiere (articulație M3). Structura a fost desemnată ca FUSEIS + FR pentru a indica faptul că sistemul antiseismic este o combinație a sistemului FUSEIS și a unui cadru necontravantuit total rezistent. În ultimul caz, articulațiile au fost introduse la capetele elementului de tip bară cu proprietăți neliniare de forfecare (articulație V2). Structura a fost desemnată ca FUSEIS, care a fost singurul sistem de rezistență seismic. Așa cum sa menționat deja, structura inițială cu îmbinările grinda-stâlp semirigide a fost desemnată ca FUSEIS + PF.

În Fig. 4.22 sunt prezentate curbele de capacitate ale celor trei tipuri de sisteme cu îmbinările menționate mai sus (FUSEIS + FR, FUSEIS + PF, FUSEIS). Forma curbelor de capacitate indică faptul că plasticizarea bolțurilor nu a modificat panta curbei. Dimpotrivă, când mai multe bolțuri s-au plasticizat simultan, panta curbei sa schimbat și structura a devenit mai slabă. Se observă că acțiunea MRF (FUSEIS + FR sau FUSEIS + PF) a sporit capacitatea cadrului și a condus la deplasări relative mai mici în raport cu cadrul articulat (FUSEIS). Aceste rezultate confirmă secțiunea 5.2 (2) în care cadrul parțial rezistent este propus ca fiind cel mai eficient sistem care trebuie combinat cu bolțurile FUSEIS, deoarece exploatează avantajele sistemului MRF și FUSEIS și este mai ușor de realizat în practică în comparație cu FUSEIS + FR.





#### 4.6.4.2 Evaluarea factorului de comportare q

Pentru evaluarea factorului de comportare (q), procedura descrisă mai jos a fost urmărita. Factorul de comportare a fost definit prin Ecuația (4.34) ca și produsul dintre ductilitatea (q<sub>µ</sub>) și suprarezistența ( $\Omega$ ) sistemului

$$q = q_{\mu} \cdot \Omega \qquad \qquad \text{Ec. (4.34)}$$

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   125
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

În Fig. 4.23 sunt prezentate curba de capacitate și parametrii folosiți pentru evaluarea factorului de comportare. Ductilitatea q<sub>µ</sub> este determinată ca și raportul dintre deplasarea reală când rotirea în bolț ajunge la deplasarea relativă de nivel experimentală la SLU sau la nivelul de performanță LS  $\delta_{LS,exp}$ , care este mai defavorabil, la deplasarea la curgere a unui sistem biliniar echivalent  $\delta_{el}$ , Ecuația (4.35).

$$q_{\mu} = \frac{\delta_{LS,Exp}}{\delta_{el}}$$
 Ec. (4.35)

Suprarezistența este definită ca raportul dintre forța de curgere ( $V_{LS,Exp}$ ) a sistemului biliniar la forța de proiectare ( $V_d$ ) care este calculat în conformitate cu primul mod de vibrație, Ecuația (4.37)

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d}$$
 Ec. (4.36)

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1)$$
 Ec. (4.37)

Unde *n* este masa participantă a modului fundamental, *M* este masa totală iar  $S_d(T_1)$  este accelerația spectrală a spectrului de proiectare la perioada proprie de vibrație  $T_1$ .



Fig. 4.23: Evaluarea factorului de comportare din curba de capacitate

Tabelul 4.15 prezintă ductilitatea, suprarezistența și factorii de comportare calculați pentru cadrul FUSEIS+PF. Factorul de comportare calculat este mai mare decât 3, valoarea considerată în proiectare.

126   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Tabelu	ıl 4.15: Calcı	ulul factorul	ui de compo	rtare q
	$q_{\mu}$	Ω	q	
	1.48	2.08	3.07	

## 4.6.5 Analiza neliniară dinamică (time-history)

Folosind înregistrările caracteristice din mișcări seismice puternice reale, s-au efectuat analize dinamice neliniare pe clădirea în cadre studiată, pentru a evalua dacă proiectarea elastică cu factori de comportare îndeplinește obiectivele de performanță seismice. Similar cu analiza statică neliniară, s-au studiat îmbinările simple dintre grindă și stâlp (FUSEIS) în plus față de cele semi-rigide (FUSEIS + PF). Condițiile inițiale de încărcare au fost aceleași ca și în cazul analizei statice neliniare, luănd în considerare încărcările gravitaționale ale combinației seismice. Modelele utilizate în analizele anterioare au fost modificate corespunzător pentru a include comportarea histeretica a bolțului. Elemente de legătură neliniare cu proprietăți multi-liniare cinematice plastice, conform secțiunii 5.4, s-au atribuit bolțurilor și sunt date în Tabelul 4.16.

Bolţ Φ70			
Punct	θ(rad)	M(kNm)	Pun
1	-0.181	-26.61	1
2	-0.036	-13.30	2
3	0	0	3
4	0.036	13.30	4
5	0.181	26.61	5
	Bolţ Φ	90	
Punct	θ(rad)	M(kNm)	Pun
1	-0.141	-56.54	1
2	-0.028	-28.27	2
3	0	0	3
4	0.028	28.27	4
5	0.141	56.54	5

Tabelul 4.16: Proprietățile neliniare ale bolțurilor

Bolţ Φ80				
Punct	θ(rad)	M(kNm)		
1	-0.159	-39.72		
2	-0.032	-19.86		
3	0	0		
4	0.032	19.86		
5	0.159	39.72		
Bolţ Φ90				
	Doiç 🗸 O	0		
Punct	θ(rad)	M(kNm)		
Punct 1	θ(rad) -0.141	M(kNm) -56.54		
Punct 1 2	θ(rad) -0.141 -0.028	M(kNm) -56.54 -28.27		
Punct 1 2 3	θ(rad) -0.141 -0.028 0	M(kNm) -56.54 -28.27 0		
Punct 1 2 3 4	θ(rad)           -0.141           -0.028           0           0.028	M(kNm) -56.54 -28.27 0 28.27		

Bolţ Φ85		
Punct	θ(rad)	M(kNm)
1	-0.150	-47.66
2	-0.030	-23.83
3	0	0
4	0.030	23.83
5	0.150	47.66

#### 4.6.5.1 Înregistrările mișcării terenului

Analizele neliniare dinamice (răspuns în timp) au fost efectuate conform procedurilor descrise în FEMA - P695 [23]. Cadrul studiat a fost supus unui set de înregistrări de mișcare ale terenului obținute din setul de înregistrări cu cutremure de adâncime, deoarece este considerat adecvat pentru evaluarea colapsului clădirilor. Acest set include perechi de douăzeci și două de componente ale celor mai puternice mișcări orizontale ale terenului din baza de date PEER NGA și se referă la locații la o distanță mai mare sau egală cu 10 km de ruptura faliei.

Scalarea mișcării terenului a fost realizată cu programul SeismoMatch [24] care este capabilă să adapteze înregistrările terenului astfel încât răspunsul lor la

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   127
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

accelerația spectrală să se potrivească cu spectrul de răspuns țintă. Scalarea înregistrărilor sa bazat pe regulile din EN 1998-1-1 [13] pentru accelerograme înregistrate. Potrivit lui Vamvatsikos și lui Cornell [25], pentru clădiri de înălțime medie, zece până la douăzeci de înregistrări sunt de obicei necesare pentru a oferi o precizie suficientă pentru estimarea cerințelor seismice. Procesul de scalare a fost efectuat pentru toate perechile de înregistrări de adâncime și, în final, douăsprezece dintre ele au fost selectate pe baza criteriului din EN 1998-1-1 [13], ceea ce indică faptul că în intervalul dintre perioadele cuprinse între 0,2T<sub>1</sub> și 2T<sub>1</sub> (T<sub>1</sub>) nici o valoare a spectrului mediu nu trebuie să fie mai mică de 90% din valoarea corespunzătoare a spectrului de răspuns elastic. Caracteristicile acestor înregistrări au fost reprezentative pentru cadrul studiat care este validat prin rezultatele deformațiilor date în secțiunile 4.6.5.2 și 4.6.5.3

Nir	۸n	Îprogiatrări arizontala	Statio	max	
INI.	AII	Integistran onzontale	Slația	PGA (g)	
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0.51	
2	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0.82	
3	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.35	
4	1999	Hector Mine	Hector	0.34	
5	1979	Imperial Valley	Delta	0.35	
6	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.50	
7	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.36	
8	1992	Landers	Coolwater	0.42	
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0.37	
10	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	
11	1994	Northridge	Canyon Country- WLC	0.48	
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0.26	

Tabelul 4.17: Tipuri de configurații ale înregistrărilor seismice PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

Fig. 4.24a prezintă spectrele de răspuns ale înregistrărilor normalizate și ale spectrelor scalate împreună cu spectrul țintă. Fig. 4.24b ilustrează, de asemenea, răspunsul spectral mediu, calculat din toate analizele incrementale care, în intervalul de timp dintr 0,2T<sub>1</sub> și 2T<sub>1</sub>, diferă mai puțin cu 6,7% față de valorile corespunzătoare ale spectrului țintă. Înregistrările corespunzătoare au fost mai puternice decât cele inițiale, deoarece acestea au derivat din scalarea lor cu valorile de vârf ale spectrului de răspuns țintă. Chiar dacă această abordare este nefavorabilă și conduce la rezultate conservative, sa considerat adecvată pentru evaluarea performanței și verificarea metodologiei de proiectare a sistemului inovator FUSEIS.





#### 4.6.5.2 Deplasările reziduale la vârf

Răspunsul dinamic al sistemului la excitații seismice reale a fost evaluat inițial prin istoria deplasării la vârf în timp a cadrului studiat pentru înregistrările seismice selectate. Fig. 4.25 prezintă istoria deplasării la vârf în timp pentru cele două tipuri de sisteme cu îmbinări grinda-stâlp, FUSEIS și FUSEIS + PF înregistrate pentru cutremurele Kobe și Duzce.





Apoi, deplasările reziduale la vârf au fost împărțite la înălțimea cadrului (17m) pentru a calcula deplasările relative globale reziduale, care sunt considerate un criteriu esențial nu numai pentru proiectarea clădirilor noi, dar și pentru evaluarea celor existente, după un eveniment seismic. Valorile deplasărilor relative de nivel reziduale globale sunt rezumate în Tabelul 4.18. Valorile lor sunt aproape de zero, cu o valoare maximă de 0,157%, în cadrul FUSEIS, mai mică comparativ cu valoarea limită de 0.5% din FEMA 356 [18] pentru cadre contravântuite din oțel la IO.

Aceste rezultate indică faptul că sistemul FUSEIS este capabilă să auto-centreze structura după un cutremur puternic. Grinzile și stâlpii au rămas în elastic și nu au participat la rezistența laterală a clădirii. Dimpotrivă, deformațiile inelastice s-au concentrat numai în barele FUSEIS, în timp ce stâlpii tari ai sistemului și elementele de prindere au readus structura în poziția sa inițială. Prin urmare, se poate afirma că sistemul FUSEIS, cu o proiectare adecvată, poate fi considerat cu proprietăți de auto-centrare, lasând structura cu o deplasare relativă de nivel reziduală minimă și permite ocuparea imediată după cutremur.

Tabelul 4.18: Deplasăı	rile globale rezidu	uale (%)
Înregistrarea seismica	FUSEIS + PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0.043	0.026
Duzce, Turkey	0.045	0.084
Friuli, Italy	0.043	0.053
Hector Mine	0.062	0.040
Imperial Valley	0.027	0.073
Kobe, Japan	0.090	0.156
Kocaeli, Turkey	0.021	0.117
Landers	0.052	0.069
Loma Prieta	0.034	0.013
Manjil, Iran	0.023	0.048
Northridge	0.064	0.003
Superstition Hills	0.010	0.011
Average	0.043	0.058
Standard deviation (±)	0.022	0.046

#### 4.6.5.3 Deplasare relativă de nivel

Performanța bolțului FUSEIS a fost, de asemenea, studiat prin deplasare relativă de nivel. În Fig. 4.26 se dau indicativ curbele deplasărilor relative de nivel maxime și reziduale pentru înregistrările Kobe și Duzce.





Curbele sunt asemănătoare pentru ambele cazuri considerate FUSEIS + PF și FUSEIS. Se poate observa că valorile deplasării reziduale sunt aproape de zero, similare cu deplasare relativă de nivel la vârf și că deplasările relative pentru FUSEIS + PF sunt mai mici comparativ cu acelea când sistemul FUSEIS funcționează singur. Tabelul 4.19 prezintă variațiile maxime ale deplasărilor relative de nivel care se situează între valoarea limită experimentală la ULS (1,38%) și CPLS (2,25%).

	indie deplasarite		
Înregistrarea seismica	FUSEIS+PF	FUSEIS	Raport
Chi-Chi, Taiwan	1.63	1.91	1.18
Duzce, Turkey	1.59	1.83	1.15
Friuli, Italy	1.47	1.79	1.22
Hector Mine	1.41	1.52	1.08
Imperial Valley	1.34	1.56	1.17
Kobe, Japan	1.37	1.61	1.18
Kocaeli, Turkey	1.47	1.61	1.10
Landers	1.53	1.79	1.16
Loma Prieta	1.48	1.58	1.07
Manjil, Iran	1.02	1.17	1.15
Northridge	1.56	1.80	1.15
Superstition Hills	1.34	1.60	1.20

#### 4.6.5.4 Oboseala oligo-ciclică

Încercările ciclice din secțiunea 4.2.2 au indicat faptul că bolțurile dezvoltă rotiri plastice mari datorită lungimii lor mici și, prin urmare, este posibil să cedeze mai devreme în condiții de oboseală oligo-ciclică, în timpul unui eveniment seismic. Analizele neliniare incrementale au permis determinarea indicelui de deteriorare a bolțurilor, așa cum este descris în secțiunea 4.5.4 (3). Tabelul 4.20 prezintă indicele de deteriorare calculat pentru cadrul FUSEIS + PF pentru toate înregistrările și, așa cum se arată, criteriul Miner este îndeplinit în toate cazurile.

Înregistrarea seismica	Indicele deteriorărilor (D ≤ 1)
Chi-Chi, Taiwan	0.09
Duzce, Turkey	0.16
Friuli, Italy	0.11
Hector Mine	0.45
Imperial Valley	0.88
Kobe, Japan	0.15
Kocaeli, Turkey	0.13
Landers	0.26
Loma Prieta	0.34
Manjil, Iran	0.19
Northridge	0.27
Superstition Hills	0.15

Tabelul 4.20: Indicele de deteriorare

#### 4.6.5.5 Analiza dinamică incrementală (IDA)

Răspunsul inelastic al sistemului a fost evaluat în continuare prin metoda analizei dinamice incrementale (IDA), în conformitate cu procedurile date de Vamvatsikos și Cornell [26] și FEMA 695 [23]. Pentru a genera curbele IDA, mișcările terenului din secțiunea 6.5.1 au fost scalate inițial la cinci intensități de 0.50 / 0.75 / 1.00 / 1.25 / 1.50 și apoi la intensități crescătoare până când modelul a atins convergența numerică. Fiecare curbă IDA a fost definită de măsura intensității cea mai reprezentativă a terenului (IM) și măsura a distrugerii (DM), care corespunde

primului mod de accelerație spectrala  $S_a$  (T1,5%) și deplasării relative de nivel maxime  $\theta_{max}$ .

Fig. 4.27 include curbele IDA pentru toate înregistrările studiate. Se observă că toate curbele încep cu o zonă elastică cu pantă constantă până la curgerea, care are loc la S<sub>a</sub> (T1,5%) ≈0,4g și θ<sub>max</sub>≈1,0%, urmată de o zonă cu pantă puțin mai mare datorită consolidării și se încheie cu o "linie dreaptă" la cea mai mare rată de convergență numerică atunci când instabilitatea dinamică globală a fost atinsă și orice creștere a IM ar avea ca rezultat un răspuns DM practic infinit. În plus, trebuie remarcat faptul că curbele IDA sunt conservative în ceea ce privește IM și au o dispersie redusă, care este justificată de metoda potrivită aplicată de programul SeismoMatch [24], așa cum este descris în secțiunea 4.6.5.1.

Pentru a putea evalua performanța sistemului s-au definit cele trei stări limită, Ocupare Imediată (IO), Siguranța Vieții (LS), Prevenirea Colapsului (CP) pe curbele IDA pe baza deplasărilor relative de nivel experimentale maxime. (SLS, SLU, CPLS). Valorile corespunzătoare IM și DM sunt date în Tabelul 4.21.



Fig. 4.27: Toate curbele IDA și capacitățile la stările limită (IO, LS, CP)

Tak	elul 4.21: Valorile	e capaci	taț	ilor IM s	și DM	ale tuturo	or înre	gistrărilor	și s	stările	limit	tă

Îprogiatroroa agiomiaă	Sa	(T <sub>1</sub> ,5%)	5%) (g) $\theta_{max}$ (%)			
integistratea seistriica	10	LS	CP	10	LS	CP
Chi-Chi, Taiwan	0.22	0.45	0.69			
Duzce, Turkey	0.23	0.48	0.87			
Friuli, Italy	0.21	0.54	0.91			
Hector Mine	0.20	0.47	0.77			
Imperial Valley	0.28	0.59	0.92			
Kobe, Japan	0.26	0.54	0.96	0.66	1.38	2.25
Kocaeli, Turkey	0.18	0.46	0.96			
Landers	0.17	0.48	0.83			
Loma Prieta	0.24	0.49	0.91			
Manjil, Iran	0.29	0.81	1.15			
Northridge	0.25	0.51	0.92			
Superstition Hills	0.24	0.64	0.73			

132   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Curbele IDA au fost rezumate în procentajele, 16%, 50% și 84%. Fig. 4.28 arată doar curba medie (50%), deoarece celelalte două se abat ușor de la ea din cauza dispersiei mici a curbelor IDA. Această figură include, de asemenea, punctele IO, LS și CP, definite de deplasările relative calculate din rezultatele experimentale  $\theta_{max}$  și valorile medii (50%) ale S<sub>a</sub> (T1,5%) obținute din Tabelul 4.21 după aranjarea lor în ordine ascendentă (S<sub>a</sub> (T1,5%) = 0,23 g, 0,49 g, 0,91 g). Se observă că aceste trei puncte sunt foarte apropiate de curba mediană care verifică definiția acestor stări limită.



Fig. 4.28: Fracțiunea IDA de 50% (curba medie)

#### 4.6.6 Comparația rezultatelor între metodele de analiză

În încercarea de a verifica metodologia de proiectare propusă, cu excepția rezultatelor analitice ale analizelor modale elastice, ne-liniare statice (Pushover) și dinamice (IDA), date în secțiunile anterioare, s-a considerat necesară comparația acestora. Deplasare relativă de nivel a fost selectată ca parametru cel mai reprezentativ pentru această comparație, deoarece oferă o evaluare a nivelului de deteriorare a structurilor pentru diferite stări limită și sa dovedit a fi crucială pentru proiectarea sistemului FUSEIS. Fig. 4.29 rezumă deplasările relative calculate prin diferitele metode de analiză.



Fig. 4.29: Deplasările relative din analizele liniare, pushover (SPO) și IDA

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   133
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

Rezultatele analizelor dinamice incrementale au fost reprezentate de o zonă limitată între valorile care corespund unei fracțiuni IDA de 16% și 84%. Curba elastică se încadrează în raza curbelor IDA, în timp ce curba pushover (SPO) este puțin mai mică la cele două niveluri superioare, deoarece nu ia în considerare influența modurilor superioare de vibrație. Nu a apărut niciun mecanism de nivel, iar deplasările relative nu au depășit în niciun tip de analiză valoarea limită experimentală de 1.38% la ULS, ceea ce indică caracterul adecvat al regulilor de proiectare propuse care nu iau în considerare erorile de măsurare a încercărilor sau dispersia mare de date din încercări.

#### 4.7 CONCLUZII

Studiul de mai sus introduce sistemul de rezistență la forțe laterale cu bolțuri FUSEIS și dezvăluie câteva din caracteristicile importante de performanță globala a sistemului, următoarele observații merită remarcate:

a) Sistemul manifestă o comportare foarte bună sub încărcări seismice: tare, rigid, capacitate mare de absorbție a energiei. Rezistența seismică a clădirii poate fi obținută cu furnizarea corespunzătoare a unui număr de sisteme în direcțiile relevante.

 b) Acesta poate fi proiectat ca fiind mai flexibil / rigid în funcție de tipurile de secțiuni și de distribuția lor între niveluri. Numărul de niveluri și greutatea preluată afectează foarte mult secțiunile și geometria necesară.

c) Este o soluție versatilă arhitectural pentru stabilitatea laterală a structurilor de construcții în comparație cu cadrele contravântuite deoarece acestea pot fi poziționate în zone restrânse ale clădirii și nu întrerup planul de arhitectură. Ele pot constitui, de asemenea, părți vizibile ale clădirii care indică sistemul său rezistent la seism.

d) Deformațiile inelastice sunt strict limitate la elementele disipative care împiedică răspândirea daunelor în restul elementelor structurale. Bolțurile sunt ușor de fabricat, de instalat și de îndepărtat dacă sunt deteriorate după un eveniment seismic puternic, deoarece aceștia sunt mici, cu un detaliu simplu și nu fac parte din sistemul de rezistență la încărcare gravitațională.

e) S-a formulat într-un ghid de proiectare reguli de proiectare relevante pentru proiectarea seismică a cadrelor cu bolțuri FUSEIS, inclusiv recomandări practice privind selectarea siguranțelor corespunzătoare și verificările elementelor. S-au definit, de asemenea, detaliile structurale și măsurile constructive.

f) Indicele de deteriorare a unei clădiri cu bolțuri poate fi determinat prin curba de oboseală propusă în ghidul de proiectare.

g) Sistemul este capabil să garanteze un control eficient atât asupra deplasării relative, cât și asupra deplasării la vârf, prezentând o comportare de auto-centrare care să permită ocuparea imediată după cutremur.

134   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE CU BOLȚURI FUSEIS

În concluzie, se poate observa că prezenta cercetarea, în concordanță cu tendința internațională în ingineria seismică, introduce sisteme "inteligente" care pot să disipeze energia seismică și pot fi ușor înlocuite și reparate, dacă este necesar. Adoptarea sistemelor FUSEIS îmbunătățește avantajele bine cunoscute ale oțelului în condiții seismice și oferă soluții mai bune în termeni de economie și siguranță.

## 4.8 DOMENIU DE APLICARE

Siguranțele inovative pot fi aplicate la clădiri in cadre din oțel și pot înlocuii sistemele convenționale folosite global (cum ar fi cadrele contravântuite centric și excentric, cadre necontravântuite etc.) prin combinarea ductilității și transparenței arhitecturale cu rigiditatea.

## 4.9 PUBLICATII

Publicații în jurnale internaționale

- 1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", Steel Construction Design and Research, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
- 2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", Engineering Structures, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

## 4.10 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

- 1. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
- 2. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
- 3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
- Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design -The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
- 6. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996; 484:111-120.
- 7. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with bucklingrestrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
- 8. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
- 9. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
- 10. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.

- Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
- I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 15. DIN 50125: Testing of metallic materials Tensile test pieces; 2009.
- 16. Abaqus 6.10 online documentation, Simulia, 2010
- 17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 18. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- 19. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: General Fatigue strength. CEN. 2005
- 20. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
- 21. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- 22. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 23. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 24. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- 25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
- 26. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- 27. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
- 28. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016

136   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

# 5 ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

#### 5.1 INTRODUCERE

In cadrul Programului de Cercetare European RFSR-CT-2008-00032 "Dispozitive Disipative pentru Cadre din Otel Antiseismice" (Acronim: INNOSEIS) au fost introduce doua sisteme disipative inovative, numite FUSEIS1 si FUSEIS 2 si s-au dezvoltat ghiduri de proiectare relevante. Primul tip (FUSEIS1) este folosit ca un "panou de forfecare" disipativ, iar al doilea tip (FUSEIS2) seamănă cu "articulații plastice înlocuibile" pentru cadre necontravântuite. În funcție de tipul de îmbinare, sistemul FUSEIS2 este mai departe împărțit în două sisteme: îmbinări de continuitate cu sudură și șuruburi FUSEIS.

Raportul curent prezintă rezultatele investigației performanței seismice a sistemului cu îmbinări de continuitate cu șuruburi FUSEIS, introduce procedura de proiectare pentru clădiri din oțel și compuse, în care sistemul este folosit ca un sistem antiseismic, și se continuă cu proiectarea unor studii de caz.

#### 5.2 DESCRIEREA ÎMBINARILOR DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Îmbinările de continuitate cu șuruburi FUSEIS sunt un fel de siguranțe seismice pentru cadre necontravântuite din oțel și compuse oțel-beton care asigură o bună performanță seismică și ușurință a lucrărilor de reparații. Acestea constau într-o slăbire în secțiunea transversală situată la capetele grinzii la o anumită distanță față de îmbinările grinda-stâlp, evitând în acest fel cedările fragile potențiale ale sudurilor. Funcționează ca siguranțe seismice disipative, forțând articulația plastică să se dezvolte în siguranță prin concentrarea comportării inelastice, împiedicând răspândirea daunelor în grinzi și stâlpi prin concentrarea tuturor daunelor în mod eficient și sunt ușor de înlocuit, astfel încât, după un cutremur, lucrările de reparații sunt limitate la înlocuirea siguranțelor cu cele noi, asigurând astfel lucrări de reparație la preț redus și foarte rapide. Având un detaliu simplu și o procedură de calcul, ele sunt usor de realizat.







Dispozitivul FUSEIS arhivează performanța rezistentei seismice prin introducerea unei discontinuități în grinzile compuse ale unui cadru necontravântuit și asamblarea celor două părți ale grinzii prin eclise din oțel prinse cu șuruburi de tălpa și inima grinzii. Legăturile dintre eclise și grinzi sunt obținute cu ajutorul șuruburilor de înaltă rezistență. Aceste șuruburi sunt pretensionate corespunzător prevederilor date în EN 14399-2:2005 [1]. Partea de grinda lângă îmbinare este întărită cu platbenzi adiționale din oțel sudate de talpa și inima grinzi. Pentru a obține o suprarezistență adecvată și, prin urmare, să concentreze toate deteriorările în siguranțe, zona de stâlp de lângă îmbinare este platbenzi de întărire, dar la specimenele încercate s-au folosit platbenzi cu secțiunea aproximativ echivalentă cu pârțile corespunzătoare a profilului grinzii (inimă sau talpă).

Dublarea zonelor de talpă și inimă împiedică deformația care ar putea să apară în găuri, simplificând procedurile de reparație și limitând alunecarea șuruburilor corespunzătoare. Fig. 5.1 prezintă configurația siguranței pe o îmbinare tipică grindă-stâlp.



Fig. 5.2: Siguranța intr-un cadru necontravantuit

Pentru a evita fisurarea betonului în secțiunea siguranței din cauza deformării prin încovoiere, este lăsat un gol în placa de beton din secțiunea siguranței. Armătura din oțel nu este întreruptă în zona golului. Scopul acestui gol este de a permite o deformație de rotire concentrată în secțiunea golului, evitând atât zdrobirea betonului cât și deteriorarea finisajelor podelei (cum ar fi plăcile sau altele). Din acest motiv, golul este conceput oriunde este nevoie să se acomodeze deformația de rotire concentrată în funcție de forma deformată globală a clădirii sub acțiunea seismică, cu condiția să fie asigurată acțiunea de diafragmă.

Armătură suplimentară din oțel este poziționată în zona golului pentru a garanta comportarea elastică a grinzii din oțel, precum și centrul de rotire să rămână între cele două straturi din oțel. Această armare suplimentară superioară și inferioară asigură, de asemenea, acțiunea diafragmei în structuri reale. Lungimea barelor de armare suplimentară este astfel încât legătura, cu adeziv, cu betonul este complet dezvoltată. Datorită acestui aranjament, platbenzile de oțel din dispozitivele de siguranță pot fi ușor deformate și îndoite, determinând disiparea energiei fără a afecta întreaga structură. În același timp, plăcile din beton armat nu suferă o deteriorare semnificativă, chiar și în cazul deplasărilor relative mari.

## 5.3 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

## 5.3.1 Încercări experimentale pe îmbinări de continuitate disipative individuale

S-au efectuat încercări experimentale pe trei sub-ansamble diferite de îmbinare grinda-stâlp în cadrul laboratorului de inginerie structurală al Insutitului Superior Tehnic al Universității din Lisabona.

## 5.3.1.1 Montaj experimental și geometria specimenului

Montajul experimental a fost compus dintr-un sub-ansamblu tipic grinda-stâlp, care conține o grindă compusă cu profil IPE300, care susține o placă din beton armat groasă de 150mm și lată de 1450mm, cu un profil HEB240 pentru stâlp.

Lățimea golului în componenta armată a siguranței poate fi diferită de componenta din oțel. Valorile recomandate pentru lățimea golului în beton armat (planșeu) și componenta din oțel sunt, 20% din înălțimea planșeului și 10% din înălțimea totală

a secțiunii compuse. Este de așteptat o comportare neliniară concentrată numai în siguranțe, care pot fi ușor de înlocuit prin înlăturarea șuruburilor ecliselor deteriorate și prinderea unor eclise noi.

Diferența dintre specimene este lungimea liberă de flambaj L<sub>0</sub> măsurată între cele mai interioare rânduri de șuruburi ale siguranțelor. În această lungime, atât eclisele de talpă cât și cele de inimă sunt nefixate și, prin urmare, sunt libere să flambeze. S-au ales 3 valori diferite ale lui L<sub>0</sub> pentru fiecare subansamblu: 140, 170 și 200 mm. Aceste siguranțe diferă în ceea ce privește parametrii geometrici ai ecliselor de tălpi, în timp ce eclisele de inimă care sunt proiectate să reziste forțelor de forfecare trebuie să aibă aceleași dimensiuni în toate încercările. Prin urmare, singurele dimensiuni ale secțiunii transversale care s-au schimbat între încercări au fost grosimea (t<sub>f</sub>) și lățimea (b<sub>f</sub>) ecliselor de talpă, după care eclisele au fost înlocuite cu altele noi și a fost efectuată o altă încercare. Ordinea de încercare a fost după cum urmează: primele eclise D, A, B și C, urmate de o repetare a acestui set de eclise, efectuate în aceeași ordine. Tabelul 5.1 ilustrează dimensiunile ecliselor de talpă ale specimenelor. Încercările monotone au fost efectuate după încheierea încercărilor ciclice.



Fig. 5.3: Montaj experimental a) Vedere a specimenului b) lungimea libera de flambaj c) poziționarea îmbinării de continuitate

				5
t <sub>f</sub>	10	10	12	8
b <sub>f</sub>	120	170	150	140
b <sub>f</sub>	120	170	1	50

 Tabelul 5.1: Dimensiunea ecliselor de talpă a siguranțelor (în mm)

#### 5.3.1.2 Rezultatele încercărilor monotone

Comportarea monotonă poate fi comparată cu comportarea ciclică în Fig. 5.4. Ambele diagrame sunt foarte asemănătoare în ceea ce privește rigiditatea inițială și momentele la curgere. Diagrama monotonă pare să se adapteze bine diagramei ciclice, pentru același interval de rotire, asemănător cu înfășurătoarea curbei ciclice. Diferențele în ceea ce privește capacitatea de deformare prezentată de încercările monotone, pot fi atribuite acumulării daunelor din cauza efectelor de oboseală oligociclică. Acest aspect este mai pronunțat în cazul încercărilor în direcția negativă, deoarece încercarea monotonă în direcția negativă a fost efectuată după cea în direcția pozitivă, rigiditatea la sfârșitul fiecărui ciclu, ceea ce a impus cerințe de ductilitate ridicate ale specimenului, ducând la o deteriorare mai accentuată a planșeului dine beton.





#### 5.3.1.3 Rezultatele încercărilor ciclice

Analiza rezultatelor se bazează pe diagramele moment-rotire a siguranțelor (M-θ). Așa cum se arată în Fig. 5.5 comportarea histeretică a siguranței este stabilă, caracterizată de un fenomen de alunecare important, datorită alunecării șuruburilor și flambajul ecliselor.

Asimetria diagramelor în termini de moment se datorează scăderii în rezistență, datorită flambajului ecliselor când sunt supuse la moment încovoietor negative. Cu toate acestea, capacitatea de deformare este obținută pentru că toate specimenele sunt capabile să suporte o rotire de  $\pm$ 41 mrad, care este mai mare decat valoarea minimă recomandată de EC8 (35 mrad pentru structurile DCH).

Comparația între diagramele moment-rotire a două încercări cu aceleiași specimene arată o ușoară deteriorare în ceea ce privește rezistența și disiparea energiei. Aceasta ar putea fi una dintre consecințele acumulării daunelor în componentele specimenului care nu sunt înlocuite între încercări, cum ar fi, cele datorate fisurării plăcii de beton.

Siguranțele cu aceeași lungime de flambaj dar care au arii diferite Fig. 5.6 arată o capacitate de încovoiere mai mare, în consecință cicluri histeretice largi, pentru siguranța C în comparație cu siguranța Dn care au ariile de 1800mm<sup>2</sup> și 1120 mm<sup>2</sup>.





Fig. 5.6: Comparație în termini de moment-rotire (Μ-θ) a siguranței C și D

## 5.3.2 Încercări experimentale pe cadre cu îmbinări de continuitate disipative

5.3.2.1 Montaj experimental și geometria specimenului

Cadrele conțin patru stâlpi din oțel HEB260, două grinzi din otel IPE300, si o placă din beton armat cu grosimea de 150mm (a se vedea Fig. 5.7). Placa de beton este susținută de grinzi secundare transversale IPE160 așezate la 1,4m distanță, adițional la o pereche de grinzi transversale care sunt așezate la fiecare îmbinare grindă-stâlp. Se consideră o interacțiune completă între placa de beton și grinzi prin intermediul unor secțiuni IPE100 sudate pe talpa superioară a grinzilor, care au rol de conectori.

142   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Proiectarea plăci compuse este făcută în conformitate cu Eurocodul 4. Sunt utilizate șuruburi de înaltă rezistență pentru a conecta eclisele de grinzi, în zona siguranțelor. Șuruburile sunt pretensionate în conformitate cu prevederile date în BS EN 14399-2:2005. Armaturile longitudinale (proiectate în conformitate cu EC8, Anexa J) sunt din bare B450C Ø20/100 la nivelul superior, și bare Ø16/200 +Ø12/200 la nivelul inferior. Armăturile transversale sunt din bare Ø12/72 în zona siguranțelor și Ø10/72 în restul plăcii.

Este evident faptul că răspunsul seismic al cadrului cu îmbinare de continuitate FUSEIS depinde în principal de rigiditatea și rezistența eclisei de talpă. Deci, pentru a obține o curgere controlată a eclisei și pentru a îmbunătății comportarea cadrului la încărcări ciclice, prin proiectare trebuie să se obțină o curgere secvențială a siguranțelor. În timpul încercărilor la scară reală, eclisa de inimă și lungimea liberă de flambaj a eclisei de talpă au fost constante, schimbând numai grosimea (t<sub>f</sub>) și lățimea (b<sub>f</sub>) a eclisei de talpă.

Astfel, cadrul este supus la patru încărcări ciclice (cvasistatice conform ECCS) în control de deplasare (încercări pushover) cu o viteză de 21 mm/min. Încercările sunt considerate satisfăcătoare atunci când deplasarea relativă de nivel care produce o rotire de cel puțin 35 mrad în îmbinările de continuitate va fi obținută fără o deformare inelastică semnificativă atât în elementele structurale, cât și în placa din beton armat.



Fig. 5.7: Schema cadrului

#### 5.3.2.2 Rezultatele încercărilor

Opt teste ciclice sunt implementate pe cadrul compus oțel-beton cu patru siguranțe diferite. Fiecare test este efectuat pană la cedarea completă a eclisei de talpă, oricare cedează prima. Siguranțele au trebuit să fie proiectate mai slabe decăt elementele adiacente în vederea concentrării articulației în siguranță și evitării răspândirii deteriorări în zonele nedisipative. Pentru a face acest lucru, s-a introdus
parametrul α descris anterior, care leagă capacitatea de rezistență a siguranței cu rezistența plastică a secțiunii grinzii compuse.

Îmbinările grinda-stâlp, 8 încercări ciclice sunt implementate pe cadrul compus otelbeton cu 4 siguranțe diferite. Fiecare încercare este efectuată până când se produce cedarea completă a eclisei de talpa, indiferent care cedează mai întâi. Elementele de siguranță au fost proiectate mai slabe decât cele adiacente, pentru a forța formarea de articulații plastice, în interiorul siguranței și pentru a evita ca deteriorarea sa ajungă si la zonele nedisipative. Pentru a face acest lucru, parametrul descris anterior  $\alpha$  a fost introdus, care leagă capacitatea siguranței de rezistenta plastic a secțiunii grinzii compuse.

Măsurătorile rotirilor și deplasărilor relative în vecinătatea îmbinării grindă-stâlp au arătat că stâlpii și grinzile au rămas în elastic fără deformații plastice sau flambaj local. Îmbinările grinda-stâlp, care au rezistența la încovoiere mai mare decât a părților siguranțelor, au rămas aproape perfect rigide. La finalul fiecărei încercări, eclisele deteriorate au fost înlăturate instant după care s-au instalat unele noi (timpul necesar pentru înlocuirea unei îmbinări de continuitate a fost aproximativ 30 min).

Deformațiile în armaturi au rămas în domeniul elastic, după cum era de așteptat. Deplasările relative maxime între placă și grindă au fost 0,5mm, asta înseamnă că acțiunea compusă dintre placa de beton armat și grinzi a fost satisfăcătoare. Pentru ca centrul de rotire (axa neutră plastică) este destul de sus (între două straturi de armături), toate deformațiile sunt concentrate în eclisele îmbinării de continuitate. Rotirile și momentele sunt calculate în secțiunea din mijloc a siguranței. Rotirea maximă observată în îmbinarea de continuitate este de 40 mrad și după terminarea tuturor încercărilor, nu s-a observat nici o deteriorare semnificativă în placa din beton (vezi Fig. 5.9). Considerând faptul că prevederile Eurcodului 8 necesită ca îmbinarea să aibă o capacitate de rotire în zona articulației plastice de cel puțin 35 mrad (obținută cu o degradare a rezistenței de 20%) pentru structuri cu clasă mare de ductilitate (DCH), și 25 mrad pentru structuri cu clasă medie de ductilitate (DCM), se poate concluziona că îmbinările de continuitate au avut o comportare bună, ajungând la rotiri plastice mai mari de 35mrad fără reduceri semnificative a rezistenței și rigidități. În Fig. 5.8 se poate observa cadrul deformat. 144 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU SURUBURI FUSEIS





Fig. 5.8: Deplasarea cadrului la încărcarea în a) direcția -X și b) direcția +X

Comportarea globala a îmbinărilor de continuitate este prezentată prin intermediul diagramelor moment-rotire. Comportarea histeretică a siguranțelor este stabilă și este caracterizată de un fenomen de alunecare, datorită alunecării șuruburilor și flambajului ecliselor când sunt supuse la rotiri negative. Siguranțele se deformează dincolo de limita lor de curgere și contribuie la disiparea energiei în cadru.



Fig. 5.9: Un exemplu de diagramă moment-rotire (Μ-θ) (Eclisa D).

Scăderea rezistenței la încovoiere negativă, care poate fi văzută în zona negativă a diagramelor moment-rotire, este cauzată de flambajul eclisei inferioare, conectate la talpă. Capacitatea plastică maximă atinsă a siguranțelor a fost 335 kNm în încovoiere pozitivă și 260 kNm în încovoiere negativă a elementelor. Aria de sub curba histeretică reprezintă energia disipată în sistemul de siguranțe în timpul încărcărilor ciclice orizontale. Deplasarea maximă obținută fără a avea deteriorare semnificativă în structură și în placa din beton, a fost 55 mm la îmbinarea superioară a cadrului, ceea ce înseamnă o deplasare relativă de nivel de 1,9%.

Dispozitive	e si sisteme inovative antiseismice   145
ÎMBINĂRI DE CO	ONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

## 5.3.2.3 Comparația între modelele experimentale și analitice

Comportarea îmbinării de continuitate este studiată prin intermediul a două abordări diferite. Pentru a avea o mai bună înțelegere a răspunsului îmbinării și pentru a permite dezvoltarea unui model ingineresc simplu, în primul pas, se folosește o tehnică rafinată de modelare cu element finit (prin adoptarea pachetului de aplicații ABAQUS) în care efortul de calcul este foarte mare, când este necesar să se demonstreze că plasticizarea apare numai în siguranțe (a se vedea Fig. 5.10). după care, se dezvoltă un model ingineresc simplu cu programul comercial SAP2000. Pentru a face acest lucru, s-a definit o comportare histeretică multiliniară plastică de tip pivot pentru a modela capacitatea moment-rotire a siguranței.

S, Mises SNEG, (fraction = -1.0) (Avg; 75%) +3.450e+02 +3.450e+02 +3.000e+02 +3.000e+02 +3.000e+02 +2.850e+102 +2.850e+102 +2.551e+02 +2.551e+02	
+2.2519+02 +2.1019+02 +1.9519+02 +1.8019+02 +1.6519+02	
+1.5018+02 +1.3518+02 +1.2018+02 +1.0518+02	
+9.0159+01 +7.516e+01 +6.017e+01 +4.518e+01	
+3.018e+01 +1.519e+01 +2.012e-01	

Fig. 5.10: Tensiunile Von Misses a formei deformate

În acest caz, comportarea secțiunii siguranței obținută din modelul analitic, pe baza relației tensiune-deformație specifică a materialelor, este dată ca diagramă momentrotire, împreună cu parametrii modelului pivot care sunt calibrați pe baza încercărilor pe componente. Apoi, rezultatele analizei sunt comparate cu rezultatele experimentale pe cadu, pe baza comportării forță – deplasare globală. Modelul conține o grindă simplă și o legătură cu aceeași geometrie folosită în montajul experimental. Fig. 5.11 prezintă, ca exemplu, comparația dintre investigațiile experimentale și analitice pe baza diagramei moment-rotire, pentru eclisa D.





Fig. 5.11: Un exemplu de diagramă moment-rotire (Eclisa D)

# 5.3.2.4 Oboseala oligo-ciclică

Tendința raportului de rezistenta la încărcări ciclice pare a fi foarte similar la toate specimenele, pe ambele direcții, prezentând o consolidare relativ mică, cu valori maxime apropiate de unu, pentru toate specimenele. Rezistența maximă este atinsă mai devreme, în fiecare caz, la încercarea în încovoiere negativă față de cea pozitivă, deoarece rezistența la încovoiere negativă este întotdeauna mai mică din cauza fenomenelor de flambaj. De fapt, majoritatea siguranțelor prezintă degradare a rezistenței pozitive, numai după ciclul 30, în timp ce degradarea negativă începe între ciclurile 20 și 30. Degradarea rezistenței se datorează instabilității ecliselor, ceea ce conduce la degradarea timpurie a rezistenței în încovoiere negativă, datorită efectelor de oboseală oligo-ciclică, care conține deschiderea și închiderea fisurilor părților metalice.

Cantitatea de energie disipata *W* a fost calculată pentru fiecare încercare iar variația ei în ceea ce privește valoarea raportului de capacitate este prezentată în Fig. 5.12. Pentru că flambajul ciclic împreună cu efectele oboselii oligo-ciclice par să aibă o influență importantă asupra capacității de disipare a energiei a specimenului, s-a ales raportul de capacitate  $\alpha$  negativ.



Fig. 5.12: Cantitatea de energie disipata vs. α-

Dar, efectele de oboseală oligo-ciclică asociate flambajului la amplitudinea maximă sunt mai severe pentru siguranțele cu rezistență mai mică la încovoiere negativă, care este cea cu a mai mic (siguranța D-200). Deci, siguranța C-200 a avut mai multe cicluri (42 de cicluri) și, în consecință, a disipat mai multă energie decât siguranța D-200, care a avut numai 36 de cicluri. Tabelul 5.2. prezintă numărul de cicluri atinse de fiecare specimen.

Specimen	Număr de cicluri	Specimen	Număr de cicluri
A-140	35	D-170	36
B-140	38	A-200	36
D-140	31	B-200	43
A-170	38	C-200	42
B-170	40	D-200	36
C-170	40		

Tabelul 5.2 Numărul	l de ciclur	ri până la cedaı	e
---------------------	-------------	------------------	---

Evoluția disipării energiei pe cicluri poate, de asemenea, sî furnizeze o idee despre progresul acumulării deteriorări în timpul încercărilor. Pentru a studia acest aspect, parametrul adimensional  $\eta/\eta_0$  a fost calculat, unde  $\eta$  este un raportul de energie la încheierea fiecărui ciclu iar  $\eta_0$  este același raport de energie la încheierea primului ciclu plastic. Ec. 5.1 prezintă raportul de energie  $\eta_0$  la încheierea ciclului *I*, conform ECCS.

$$\eta_i = \frac{w_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)}$$
 Ec. (5.1)

Unde W<sub>i</sub> este energia disipată în ciclul *I*,  $\Delta M_y$  este domeniul momentelor incovoietoare,  $\Delta \theta_i$  este domeniul rotirilor impuse la ciclul *I*, iar  $\Delta \theta_y$  este domeniul rotirilor la curgere. În practică, acest parametru este raportul dintre energia disipată de către siguranță și energia care ar fi disipată de către o siguranță echivalentă cu o comportare elasto-perfect plastică (EP).

148   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

# 5.4 MODELUL ANALITIC

Investigațiile experimentale au arătat că rezistența la încovoiere a îmbinărilor de continuitate poate fi calculată prin definirea valorii raportului de capacitate a siguranței,  $\alpha$ . În general, rezultatele au arătat că siguranțele cu valori mai mari a raportului de capacitate ( $\alpha$ ) oferă un nivel de performanță mai bun, în termeni de rigiditate, ductilitate și energie disipată. Cu toate acestea, siguranțele cu valori ale lui  $\alpha$  apropiate de 1 și, deci, a căror rezistență este comparabilă cu ceea a grinzii compuse, induce o deteriorare mai mare în elementele ne-înlocuibile și, deci, nu reușesc să concentreze plasticizarea în secțiunea siguranței. Deci, valorile optime pentru acest parametru, pentru a obține performanța cea mai bună a îmbinării de continuitate cu șuruburi, în termeni de capacitate și energie disipată, valorile lui  $\alpha$  trebuie să fie între:

$$0.60 \le \alpha^+ \le 0.75$$
  
 $0.30 \le \alpha^- \le 0.50$  Ec. (5.2)

α poate fi evaluat de către următoarea ecuație:

$$\mathbb{P} = \frac{M_{Rd,siguranț\check{a}}}{M_{pl,Rd,grind\check{a}}}$$
Ec. (5.3)

#### Unde

 $M_{pl,Rd,grindă}$  este valoarea rezistenței grinzii compuse pre-dimensionate  $M_{Rd,sigurantă}$  este rezistența la încovoiere a îmbinării de continuitate cu șuruburi

Rezistența maximă la încovoiere a grinzilor compuse  $M_{pl,Rd,grindă}$  este valoarea maximă dintre momentul încovoietor pozitiv și negativ.

Se poate nota faptul că, pentru a reduce zdrobirea plăcii și, deci, pentru a concentra toate deteriorările în îmbinările de continuitate, axa neutră plastică trebuie să fie între două straturi de armaturi, așa cum se arată în Fig. 5.13.

Deoarece eclisele pot flamba la rotiri negative, comportarea la încovoiere a siguranțelor este asimetrică în majoritatea cazurilor. În timpul unui cutremur, ambele cazuri pot apărea iar comportarea globală este guvernată de rezistența mai mică. Deci, este necesar calculul ambelor rezistențe la încovoiere pozitive și negative a siguranței  $M_{Rd,siguranta}^+$  and  $M_{Rd,siguranta}^-$ ,





Fig. 5.13: Schema fibrelor

Comportarea ecliselor siguranței la flambaj poate fi controlată prin zveltețea geometrică, care este în funcție de lungimea liberă de flambaj  $L_0$  și grosimea eclisei de talpă  $t_f$  prin ecuația 5.4.

$$\lambda = \frac{L_0}{t_f}$$
 Ec. (5.4)

Unde  $L_0$  poate fi calculat cu ecuația 5.5, pe baza mecanismului de flambaj a siguranței FUSEIS (a se vedea Fig. 5.14)



Fig. 5.14: Mecanismul de flambaj a îmbinării de continuitate cu șuruburi FUSEIS pe baza rezultatelor experimentale





Fig. 5.15: Mecanismul de cedare în timpul încercărilor experimentale

Forța axiala care acționează pe eclisa de talpă poate fi calculată astfel:

$$P = \frac{M_p}{v}$$
 Ec. (5.6)

Unde  $M_p$  este momentul plastic al secțiunii transversale a eclisei, care poate fi calculată prin ecuația:

$$M_p = \frac{b_f * t_f^2}{4} * f_y$$
 Ec. (5.7)

Pentru deplasări mici:

$$\nu = \sqrt{\frac{\delta * L_0}{2}}$$
 Ec. (5.8)

$$\delta = L_0 * (1 - \cos \theta) \qquad \qquad \text{Ec. (5.9)}$$

#### 5.5 REGULI DE PROIECTARE

Pe baza cercetărilor experimentale și analitice efectuate în cadrul proiectului FUSEIS, s-au dezvoltat reguli de proiectare, oferind toate informațiile necesare pentru o proiectare conceptuală. Proiectarea unei clădiri cu îmbinări de continuitate FUSEIS trebuie să fie în conformitate cu cerințele din EN, în particular EN1993-1-8 [2].

Deoarece deteriorarea și disiparea energiei pot să apară numai datorită comportării inelastice ale pieselor înlocuibile, adică îmbinările de continuitate FUSEIS, părțile de neînlocuit, adică grinzile și stâlpii, trebuie proiectați în elastic pentru a asigura că acestea rămân nedeteriorate atunci când îmbinarea de continuitate cu șuruburi atinge capacitatea sa de rezistentă. Pe de altă parte, grinzile trebuie să fie întărite local la "interfața" cu siguranța, pentru a reduce orice fel de deteriorare care ar putea apărea la găuri. Rigidizarea locală a grinzii poate consta dintr-o placă suplimentară

din oțel sudată de ambele părți ale inimii și pe tălpa inferioară pentru aceeași lungime a ecliselor. Rezistența la încovoiere a îmbinărilor de continuitate cu șuruburi poate fi evaluată prin definirea valorii raportului de capacitate α al siguranței.

# 5.5.1 Proiectarea pentru analiza liniară elastică

În procesul de proiectare al clădirii, secțiunile transversale ale elementelor structurale relevante trebuie să fie inițial concepute pentru aceeași clădire, dar fără siguranțe, luând în considerare stările limită relevante. Îmbinările de continuitate cu șuruburi trebuie apoi incluse la toate capetele grinzilor care aparțin sistemului MRF.

# 5.5.1.1 Rezistenta la încovoiere a siguranței

Deoarece eclisele pot flamba la rotiri negative, comportarea la încovoiere a siguranțelor este asimetrică în majoritatea cazurilor. În timpul cutremurului, ambele cazuri pot apărea, iar comportarea globală este guvernată de rezistența mai mică. Prin urmare, este nevoie de calculul atât a rezistențelor la încovoiere pozitive cât și cele negative ale siguranței,  $M_{Rd,siguranță}^+$  and  $M_{Rd,siguranță}^-$ . Comportarea ecliselor la flambaj poate fi controlată de zveltețea geometrică, dată în Ec. 4.2. Prin considerarea unei distribuții plătice la interacțiunea încovoiere - forfecare, contribuția ecliselor la rezistența la încovoiere trebuie neglijată. Rezistența la încovoiere a îmbinării de continuitate cu șuruburi trebuie obținută printr-o analiză elasto-plastică luând în considerare o valoare adecvată pentru  $\alpha$ .

#### 5.5.1.2 Proiectarea eclisei de talpă

Dimensiunile eclisei de talpă ale îmbinărilor de continuitate cu șuruburi controlează rezistența la încovoiere a secțiunii transversale a siguranței și, prin urmare, depind de valoarea raportului de capacitate al dispozitivului. Dacă axa neutră plastică coincide cu centrul de greutate al armăturii longitudinale, aria eclisei de talpă poate fi estimată în pre-proiectare prine expresia:

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,siguran,ta}^+}{f_{yd} z}$$
 Ec. (5.10)

Unde  $M_{Rd,siguranță}^+$  este momentul încovoietor pozitiv al îmbinării de continuitate,  $f_{yd}$  este rezistența la curgere de proiectare a oțelului structural conform EN1993-1-1 iar *z* este distanța între eclisa de talpă și centrul de greutate al armăturilor (a se vedea Fig. 5.13). Rezistența la încovoiere negativă a siguranței  $M_{Rd,siguranță}^-$  trebuie să fie obținută printr-o analiză elasto-plastică, pe secțiunea transversală cu o relație constitutivă modificată pentru eclisa de talpă  $\sigma_{mod,b}(\varepsilon)$ , dată de:

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = min\{\sigma \ (\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\}$$
 Ec. (5.11)

152   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Unde  $\sigma_t(\varepsilon)$  este relația tensiune – deformație specifică obținută prin încercări experimentale de tracțiune sau conform Anexei C.6 din EN1993-1-5 iar  $\sigma_b(\varepsilon)$  este relația de flambaj tensiune – deformatie specifică dată de:

Unde  $\lambda_f$  zveltețea geometrică a eclisei de talpă.

#### 5.5.2 Proiectarea pentru analiza neliniară

#### 5.5.2.1 Definirea diagramei moment-rotire

Comportarea histeretică a îmbinări de continuitate trebuie să fie definită ca o diagramă moment-rotire folosită ca dată de intrare pentru a definii comportarea neliniară. Contribuția ecliselor de inimă trebuie neglijată. Deci, comportarea histeretică generală a îmbinării de continuitate poate fi definită ca în Fig. 5.16.



Fig. 5.16: Diagrama moment-rotire a îmbinării de continuitate tipice

#### 5.5.2.1.1 Moment pozitiv

Pentru a definii momentul pozitiv al îmbinării de continuitate trebuie luată în considerare următoarea ipoteză:

- Secțiunea transversală rămâne plană
- Siguranța are o comportare elastică

Fig. 5.17 indică vederea schematică a momentului pozitiv, a eclisei de talpă, a îmbinării de continuitate.



Fig. 5.17: Vederea schematică la moment pozitiv a eclisei de talpa, a îmbinării de continuitate cu șuruburi

$$M_{y}^{+} = f_{y,siguranță} A f(h_{tot} - x) + f y_{siguranță} A_{s} \frac{x^{2}}{h_{tot} - x}$$
  
+  $f_{y,siguranță} A' s \frac{(x - i)^{2}}{h_{tot} - x}$  Ec. (5.13)

$$\theta y^{+} = \arctan\left(\frac{\varepsilon y_{f} L_{0} + \Delta}{h_{tot} - x}\right)$$
Ec. (5.14)

$$x = \frac{h_{tot} Af + i A's}{Af + As + A's}$$
 Ec. (5.15)

Unde

- *L*<sup>0</sup> Este lungimea liberă de flambaj
- Δ Este toleranța dintre gaură și șurub
- *i* Este distanța dintre două straturi de armatură
- *t*<sub>f</sub> Este grosimea eclisei de talpă
- *b*<sub>f</sub> Este lățimea eclisei de talpă
- htot Este distanța dintre armatura superioară și centrul eclisei de talpă
- $g_{ap}$  Este golul plăcii din beton
- A<sub>s</sub> Este aria armăturii superioare
- A's Este aria armăturii inferioare
- A<sub>f</sub> Este aria eclisei de talpă

$$N = \theta = f_y A_f - A_s \sigma_s + A's \sigma's \qquad \qquad \text{Ec. (5.16)}$$

$$M = M_y = f_y A_f (h_{BbL} - x) - A_s$$
  
Ec. (5.17)

$$\sigma_{sx} + A's \sigma's(i-x)$$

$$\overline{\mathcal{D}} = \mathcal{E}_{y,f} / (h_{\overline{\mathcal{D}} \mathbb{L}} - X)$$
 Ec. (5.18)

$$\mathcal{E}_s, \mathcal{E}'_s < \mathcal{E}_y$$
 Ec. (5.21)

Momentul și rotirea ultimă a eclisei de talpă pot fi calculate prin următoarea expresie:

$$M_u^+ = f_{u,siguranță} A_f h_{tot}$$
 Ec. (5.22)

$$\theta_u^+ = 6\theta_y \qquad \qquad \text{Ec. (5.23)}$$

Rotirea ultimă ( $\theta_u^+$ ) este determinată din calibrarea rezultatelor experimentale și din investigațiile analitice.

Punctul de cedare poate fi obținut atunci când forța de întindere maximă din eclisa de talpă este atinsă.

$$M_f^+ = 0.8 M_u^+$$
 Ec. (5.24)

$$\theta_f^+ = 2 \,\theta_u \qquad \qquad \text{Ec. (5.25)}$$

Această valoarea a rotirii a fost considerată teoretic, deci trebuie sa fie validată de rezultate experimentale.

#### 5.5.2.1.2 Moment negativ

Momentul negativ al eclisei de talpă, care este supusă la compresiune provocând flambajul (a se vedea Fig. 5.14) poate fi obținută prin intersecția între stabilitatea elastică și mecanismul plastic. Fig. 5.18 indică o prezentare generală a mecanismului plastic și a stabilității elastice.

$$N = N_{pl} * M_{pl} / (M_{pl} + N_{pl} * v)$$
 Ec. (5.26)

$$v = \frac{1}{(1 - N_{N_{cr}})} * v_0$$
 Ec. (5.27)

Unde

$$v_0 = \frac{L_0}{1000}$$
 Ec. (5.28)



Fig. 5.18: Mecanismul plastic și stabilitatea elastică

În final, momentul și rotirea negativă pot fi calculate de către următoarea ecuație:

$$M_y^- = N_{flambaj}(h_{tot} - \frac{l}{2})$$
 Ec. (5.29)

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+}$$
 Ec. (5.30)

unde

$$K_{y}^{+} = \frac{M_{y}^{+}}{\theta_{y}^{+}}$$
 Ec. (5.31)

Punctul ultim poate fi obținut după cum urmează:

$$\theta_u^- = 12 \, \theta_y^-$$
 Ec. (5.32)

Rotirea ultimă ( $\theta_u^-$ ) este determinată prin calibrarea rezultatelor experimentale și prin investigații numerice.

Prin intersecția celor două curbe (Fig. 5.18) se poate obține v<sub>flambaj</sub>, care dacă este înmulțit cu un factor egal cu 12, ne dă deplasarea transversală a eclisei de talpă asociata cu cedarea (v<sub>lim</sub>). Înlocuind această valoare în Ec. 5.32 se obține forța de compresiune N<sub>lim</sub> la cedarea eclisei de talpă. În final, momentul încovoietor ultim rezultă:

$$M_u^- = M_y^- (N_{lim}/N_{flambaj})$$
 Ec. (5.33)

#### 5.5.2.2 Armaturile longitudinale

Armaturile longitudinale trebuie calculate astfel încât să rămână în domeniul elastic când rezistenta maximă la încovoiere este atinsă în sigurantă. Pentru a evita curgerea armăturilor, aria lor trebuie calculată astfel încât axa neutră plastică să fie între stratul de armatură superior și inferior al plăcii din beton. Se recomandă asigurarea stratului de armatură superior o arie de două ori mai mare decât aria stratului de armatură inferior. Este de remarcat faptul că numai armatura care se află în lățimea efectivă a tălpii din beton a grinzilor compuse, în secțiunile adiacente siguranței, trebuie să fie luată în considerare pentru rezistența la încovoiere. Lățimile efective trebuie calculate conform EN1993-1-8 (7.6.3) și EN1994-1-1 (5.4.1.2). Poziția axei neutre plastice trebuie obținută printr-o analiză elasto-plastică a secțiunii transversale cu proprietățile materialelor obținute experimental sau conform definiției din anexa C.6 la EN1993-1-5. Condiția non-curgere trebuie să fie verificată prin impunerea curburii plastice  $\chi_p$  la secțiunea transversală a îmbinării de continuitate cu șuruburi la încovoiere pozitivă, presupunând că deformația specifică finală a oțelului  $\varepsilon_u$  se dezvoltă în eclisa de talpă. Curbura plastică este dată de  $\theta_p$  =  $L_0\chi_p$ , unde  $\theta_p$  este rotirea plastică. Verificarea constă în efectuarea unei analize elasto-plastice și verificarea faptului că deformațiile specifice în ambele straturi de

156   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

armaturi  $\varepsilon_s$  sunt mai mici decât deformația specifică a materialului  $\varepsilon_{sy}$ , conform EN1993-1-1.

În final, aria totală a armaturilor superioare și inferioare poate fi determinată din următoarea ecuație.

$$A_{arm.sup} = 5 A_{eclis \check{a} talp \check{a}} \frac{f_{yd}}{f_{sd}}$$
 Ec. (5.34)

$$A_{arm.inf} = \frac{A_{arm.sup}}{2}$$
 Ec. (5.35)

#### 5.5.2.3 Proiectarea îmbinării de continuitate cu șuruburi la forfecare

Doar eclisele de inimă trebuie să fie considerate pentru rezistența la forfecare a siguranței. Rezistența ecliselor de inimă trebuie calculată în conformitate cu EN1993-1-1 (6.2.6), considerând o arie de forfecare  $A_v$  egală cu aria secțiunii transversale a ecliselor. O atenție deosebită trebuie acordată verificării flambajului prin forfecare, așa cum se specifică în EN1993-1-5 (5). Deformția din forfecare poate fi neglijată pentru deschideri comune în clădiri. Prin urmare, aria minimă a eclisei de inimă a siguranței poate fi determinată prin următoarea ecuație:

$$A_w = \frac{V_{Ed} \sqrt{3}}{f_{yd}}$$
 Ec. (5.36)

Unde  $V_{Ed}$  este forța tăietoare totală

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G}$$
 Ec. (5.37)

 $V_{Ed,M}$  este forța tăietoare datorată rezistenței la încovoiere a siguranței

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{siguranț\check{a},Rd}^{+} - M_{siguranț\check{a},Rd}^{-}}{d}$$
 Ec. (5.38)

 $V_{Ed,G}$  este forța de forfecare datorată încărcărilor gravitaționale, d este distanța dintre siguranțe.

Verificarea flambajului prin forfecare poate fi determinată prin următoarea ecuație:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}}$$
 Ec. (5.39)

Unde  $\eta$  este un parametru care poate fi considerat egal cu 1.2 pentru calități de oțel până la și inclusive S460. Pentru calități de oțel mai mari se recomandă  $\eta$  = 1.00.

	Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   157
ÎI	MBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

#### 5.5.2.4 Proiectarea îmbinării cu șuruburi

Șuruburile care prind eclisele de grindă trebuie proiectate astfel încât să rămână în domeniul elastic atunci când siguranța atinge momentul maxim. Chiar dacă sunt părți înlocuibile, deformațiile irecuperabile ale șuruburilor ar putea compromite procesul de deșurubare atunci când se încearcă înlocuirea ecliselor și, astfel, acestea ar trebui să rămână elastice și să fie tratate ca elemente nedisipative. Următoarea expresie trebuie îndeplinită pentru îmbinările cu șuruburi nedisipative:

$$F_{\nu,Rd} > \frac{F_{Sd}}{n}$$
 Ec. (5.40)

Unde  $F_{v,Rd}$  este rezistența la forfecare pentru un plan de forfecare, conform EN1993-1-8 [2] (a se vedea Tabelul 5.3) calculată cu limita de curgere a șuruburilor $f_{yd}$ ,  $F_{Sd}$  este forte de proiectare a îmbinărilor nedisipative, n este numărul șuruburilor folosite pentru a transmite forța tăietoare. Șuruburile trebuie să fie pretensionate și proiectate să se comporte ca o îmbinare de forfecare de clasă B conform EN1993-1-8 [2] (3.4 și 3.9). În cazul șuruburile de înaltă rezistență, pentru pretensionare, îmbinarea trebuie să satisfacă regulile incluse în EN 14399 [1].

Clasa şurubului	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}[\text{N/mm}^2]$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}[\text{N/mm}^2]$	400	400	500	500	600	800	1000

Tabelul 5.3: Limita de curgere și ultimă a șuruburilor

Șuruburile trebuie să fie verificate la acțiunea forțelor tăietoare conform EN1993-1-8 [2].

Unde *n* este numarul fețelor conectate,  $\gamma_{M2}$  este considerat a fi egal cu 1.25 iar  $A_{res}$  aria brută redusă pentru prezența găurilor în secțiunea perpendiculară pe direcția forței care acționează. *k* este 0.5 pentru clasele de șuruburi 4.8, 5.8, 6.8 și 10.9 și 0.6 pentru clasele de șuruburi 4.6, 5.6, și 8.8.

#### 5.5.2.5 Comentarii de detaliere adiționale

Regulile de detaliere care nu sunt menționate în acest ghid trebuie să fie considerate în prevederile codurilor EN relevante. În particular, atenție specială trebuie acordată prevederilor din EN1998-1 [3] în ceea ce privește detalierea plăcii de beton în zona grinzii compuse. Armăturile transversale la talpa grinzii compuse trebuie calculate conform prevederilor din EN1994-1-1 [4] și EN1998-1 [3]. În particular, ele trebuie proiectate să ia în considerare rezistența de forfecare a conectorilor și forța axială

158   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

din talpa din beton și din profilul din oțel, conform procedurilor de proiectare din EN1994-1-1[4] (6.6.6).

## 5.5.3 Proiectarea pentru analiza statică liniară

Modelul structural folosit pentru analiza elastică trebuie să fie extins să includă răspunsul elementelor structurale în domeniul plastic și să estimeze mecanismul plastic așteptat și distribuția deteriorărilor.

Pentru modelele neliniare ale cadrelor, poate fi utilizată modelarea plasticității concentrate. Caracteristica neliniară a materialului trebui să fie concentrată la capetele/ mijlocul deschiderii elementelor, utilizând particularitățile oferite de aplicație în acest scop (adică legătura și proprietatea articulație). Elementele de grindă și stâlp trebuie sa fie modelate ca elemente de cadru, iar nelinearitatea poate fi concentrată în articulațiile plastice la capetele/mijlocul deschiderii. Pentru a caracteriza comportarea neliniară a articulației plastice, se poate implementa proprietățile generalizate forță - deformație recomandate în FEMA 356 [5]. Proprietatea articulației plastice a tălpilor ia în considerare interacțiunea dintre forța axială și momentul incovoietor. Modelul pivotului multi-liniar plastic poate fi folosit ca regulă histeretică pentru siguranțe. Valorile parametrilor utilizați pentru modelul histeretic trebuie definiți după proiectarea dimensiunii și a proprietăților siguranței. Fig. 5.19 prezintă modelul pentru simulare și poziționarea diferitelor tipuri de elemente.



Fig. 5.19: Rezumatul abordării modelarii plasticității concentrate

Trebuie aplicate cel puțin două distribuții verticale ale încărcărilor laterale:

 Încărcare laterală "Uniformă", pe baza încărcărilor laterale care sunt proporționale cu masa, fără sp se ținp cont de înălțime (accelerația de răspuns uniformă);  Încărcare laterală după "Primului mod", proporțională cu încărcările laterale consistente cu distribuția încărcărilor laterale în direcția considerată, determinată prin analiza elastică.

# 5.5.4 Sumarul procedurii de proiectare

Proiectarea unei clădiri cu îmbinări de continuitate FUSEIS trebuie efectuată în mai multe etape.

Mai întâi, clădirea convențională fără elemente disipative trebuie să fie preproiectată și verificată în conformitate cu EC2, EC4 și EC8. La sfârșitul acestei etape, se selectează secțiunile transversale ale stâlpilor și grinzilor compuse otelbeton. Folosind un spectru de răspuns redus la cel elastic, prin factorul de comportare considerat (în prima iterație), în conformitate cu EC8, se efectuează analiza spectrală (RSA) pe clădire și se identifică momentul încovoietor MEd la capetele grinzilor. Aceste valori sunt luate ca referință pentru performanța necesară a îmbinărilor de continuitate disipative în ceea ce privește rezistența la încovoiere  $(M_{Ed} \approx M_{V,siguranta})$ . De fapt, pentru clădirea supusă la acțiuni seismice de proiectare (ULS), trebuie garantată exploatarea resurselor post-elastice ale îmbinărilor disipative si reparabile. Este de remarcat faptul că distributia momentului încovoietor asociat actiunilor seismice nu este uniformă de-a lungul nivelelor, rezultând că grinzile de la nivelurile inferioare sunt mai solicitate decât cele de la nivelurile superioare. Această observație duce la asumarea mai multor praguri de rezistență de referintă pentru îmbinările de continuitate în clădirile multietajate. Prin urmare, schema finală a structurii ar trebui să fie caracterizată prin creșterea dimensiunilor îmbinării de continuitate de la nivelurile inferioare, pentru a activa un mecanism de cedare global și pentru a evita apariția mecanismelor de nivel.

Prin Ec. 5.1 este se poate calcula aria ecliselor de talpă corespunzătoare cerinței de rezistență la încovoiere. Fixând lățimea eclisei de talpă egală sau comparabilă cu lățimea tălpii grinzii proiectate, se poate obține grosimea eclisei de talpă. În consecință, lungimea liberă de flambaj a îmbinărilor de continuitate poate fi calculată conform Ec.4.4. Valoarea lungimii libere de flambaj obținută pentru siguranțele nivelurilor inferioare trebuie adoptate pentru toate îmbinările de continuitate diferite pe întreaga înălțime a structurii. Cantitatea totală de armaturi longitudinala A<sub>sl,total</sub> a plăcii din beton este calculată cu Ec. 5.25.

După definirea proprietăților geometrice ale îmbinărilor, se poate obține diagrama neliniară moment-rotire a fiecărei configurații de îmbinare de continuitate.

În acest punct, se efectuează analiza spectrală folosind, în corespondență cu îmbinările de continuitate, resorturi linear-elastice cu rigiditatea definită conform ramurii inițiale a diagramei moment-rotire.

Se efectuează toate verificările (limitările deteriorări, efectele de ordinul doi, verificările de stabilitate ale stâlpului etc.) conform EC8. Dacă acestea nu se verifică,

160   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

se repetă pașii precedenți, în mod iterativ, începând de la o definiția nouă a nivelului de performantță necesar pentru îmbinarea de continuitate, în termeni de rezistență la încovoiere și/sau rigiditatea elastică. Odată ce toate verificările sunt îndeplinite cu succes, se efectuează o analiză statică neliniară pentru a evalua comportarea neliniară a elementelor disipative, se verifică apariția unei plasticizări în îmbinările de continuitate din întreaga structură și se validează factorul de comportare care a fost considerat inițial.

# 5.6 ANALIZA ȘI PORIECTAREA UNOR CADRE 2D

Pentru a investiga comportarea cadrelor compuse oțel-beton, cu îmbinări de continuitate FUSEIS și pentru a investiga contribuția acestor siguranțe la disiparea energiei, se vor studia trei clădiri cu înălțimi diferite. Toate clădirile au planșeu și grinzi secundare compuse care transferă încărcarea la cadrele principale, unde sunt poziționate îmbinările de continuitate.

# 5.6.1 Studii de caz

Au fost selectate trei configurații prototip, care sunt regulate pe înălțime și pătrate în plan. Acestea sunt considerate clădiri de birouri generale (clasa B) și sunt proiectate în conformitate cu EN1993-1 [6] / EN1998-1 [3] și cu ghidul specific de proiectare a sistemului disipativ. Studiile de caz cuprind trei configurații după cum urmează:

- 2 niveluri, clădire cu înălțime mică
- 4 niveluri, clădire cu înălțime medie
- 8 niveluri, clădire cu înălțime mare

# 5.6.1.1 Geometrie și ipoteze generale

Pentru toate clădirile a fost selectată o vedere comună în plan. Numărul deschiderilor în ambele direcții este de 3, cu o lungime de 8 m. Înălțimea fiecărui nivel este de 4 metri. Clădirile constau dintr-un cadru compus oțel-beton necontravantuit în direcția Y și cadru contravântuite centric în deschiderea centrală pe direcția X. Îmbinările de continuitate sunt incluse în structură la capetele tuturor grinzilor în direcția Y, (FUESIS), în timp ce dispozitivul INERD<sup>™</sup> este echipat la capătul tuturor elementelor de contravântuire în direcția X. Sistemul cu contravântuiri centrice este amplasat pentru a acomoda stâlpii în jurul axei lor minime de încovoiere, iar sistemele FUSEIS 2-1 sunt amplasate în direcția în care stâlpii sunt poziționați după axa maximă de încovoiere.

Fig. 5.20 și Fig. 5.21 reprezintă structura prototip și vederea pe înălțime a clădirilor studiate cu 2/4/8 niveluri.

#### 5.6.1.2 Materiale

# 5.6.1.2.1 Zone nedisipative

Materialele folosite în cele trei clădiri sunt date mai jos:

• Oțel structural: S355

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 161 ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

- Beton: C25/30
- Tablă cutată: Fe320
- Armături: B500C

#### 5.6.1.2.2 Zonele disipative

In timpul unui cutremur, este de așteptat ca zonele disipative să intre în curgere înainte de celelalte zone, adică zonele nedisipative, deci, în conformitate cu EC 1998-1 limita de curgere  $f_{y,max}$  a zonelor disipative trebuie să fie satisfăcută de ecuația 5.42.

$$f_{y,max} \le 1, 1 \gamma_{ov} f_y$$
 Ec. (5.42)

unde

 $\gamma_{ov}$  este factorul de suprarezistență, valoarea recomandată este 1.25;  $f_y$  este limita de curgere nominală a oțelului.



Fig. 5.20: Planul structurilor prototip cu 2/4/8 niveluri



Fig. 5.21: Vederea pe înălțime a structurilor prototip cu 2/4/8 niveluri

5.6.1.3 Încărcări și combinații de încărcări

În cele ce urmează se prezintă pe scurt încărcările aplicate:

• Încărcări permanente:

2.75 kN/m² planşeu compus + tablă cutată

• Încărcări suplimentare:

Înstalații, tavane, pardoseli înălțate: 0.70 kN/m² pentru niveluri intermediare 1.00 kN/m² pentru nivelul de sus

Pereți perimetrali 4.00 kN/m

Încărcări utile:

Birouri (Clasa B): 3.00 kN/m<sup>2</sup> Pereți despărțitori 0.80 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea utilă totală: 3.80 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea din zăpadă este ignorată.

• Încărcarea seismica:

Factorul de importanță:  $\gamma_I = 1.0$ Accelerația de vârf a terenului:  $\alpha_{gR} = 0.20 \cdot g$ Tipul terenului C – spectru de tip 1: S =1.15 T<sub>B</sub> = 0.20 sec T<sub>C</sub> = 0.60 sec T<sub>D</sub> = 2.00 sec Factorul limitei inferioare:  $\beta = 0.2$ Încărcarea verticală este ignorată. Factorul de comportare q= 4.

# 5.6.1.4 Simulare

O clădire cu sistemul FUSEIS 2-1 poate fi simulată cu un model liniar-elastic cu elemente de tip bară corespunzătoare. Simularea s-a efectuat pe baza regulilor de proiectare care sunt destinate să asigure că curgerea va avea loc în siguranțe

înainte de orice curgere sau cedare în altă parte. Prin urmare, proiectarea clădirilor cu FUSEIS 2-1 se bazează pe ipoteza că siguranțele sunt capabile să disipeze energia prin formarea mecanismelor plastice de încovoiere.

Modelarea clădirilor a fost realizată cu ajutorul programului de elemente finite SAP2000. Toate grinzile și stâlpii au fost simulate ca elemente de tip bară, în timp ce elementele de tip placă fără secțiune au fost utilizate pentru distribuirea suprafeței încărcărilor.

#### 5.6.2 Proiectarea clădirilor cu îmbinări de continuitate cu șuruburi FUSEIS

Analiza și proiectarea clădirilor au fost efectuate cu ajutorul programului SAP2000. Planșeul compus a fost proiectat cu programul SymDeck Designer, care ia în considerare fazele de construcție atât pentru starea limită ultimă, cât și pentru starea limită de serviciu. Stâlpii sunt proiectați ca elemente din oțel, iar secțiunea acestora variază în funcție de nivel și de clădire. Secțiunile atribuite sunt date în detaliu în Tabelul 5.4, Tabelul 5.5 și Tabelul 5.6.

Pentru toate nivelurile si clădirile, s-a ales un profil IPE450 pentru grinzile principale compuse. Grinzile secundare sunt compuse și simplu rezemate din profile metalice HEA200. Faza de construcție a fost critică pentru proiectarea acestor grinzi, deci au fost necesare reazeme intermediare pentru a reduce atât deformațiile din încovoiere cât și mărimea secțiunii. Planșeele sunt considerate compuse la fiecare nivel. S-au proiectat și verificat în conformitate cu cerințele din Eurocodul 4 pentru toate situațiile posibile și nu au fost necesare reazeme intermediare în timpul fazei de construcție. Fig. 5.22 prezinta secțiunea planșeului compus. Grosimea tablei cutate este 0.8 mm iar armaturile longitudinale sunt Ø8/100. Grinzile din oțel sunt considerate conectate la placa din beton cu interacțiune completă.



Fig. 5.22: Secțiunea planșeului compus

Pentru a verifica combinațiile de încărcări statice și seismice pentru clădirile fără îmbinări de continuitate, pofilele adoptate pentru stâlpi sunt prezentate în tabelele următoare.

Niveluri	Centru	Perimetru
1-2	HEM360	HEB360

Tabelul 5.4: Secțiunea stâlpilor clădirii cu 2 niveluri

Niveluri	Centru	Perimetru		
1-2	HEM450	HEB450		
3-4	HEM360	HEB360		

#### Tabelul 5.5: Secțiunea stâlpilor clădirii cu 4 niveluri

|--|

Niveluri	Centru	Perimetru		
1-2 HEM550		HEB550		
3-4	HEM500	HEB500		
5-6	HEM450	HEB450		
7-8	HEM360	HEB360		

Așa cum a fost explicat in secțiunea 5.4, procedura de proiectare pentru a identifica proprietățile îmbinărilor de continuitate disipative este iterativă. În procesul de proiectare, doi parametrii principali ai îmbinărilor guvernează rezultatele verificărilor: rezistența la încovoiere și rigiditatea elastică inițială a îmbinărilor de continuitate FUSEIS.

Odată ce se știe nivelul rezistenței la încovoiere și al rigidității pentru a verifica structura, proprietățile geometrice ale îmbinărilor de continuitate sunt finalizate.

Se raportează un exemplu de definire a îmbinări de continuitate Nr.1 adoptat pentru primele 4 niveluri din clădirea cu 8 niveluri. Pe baza ecuației 5.4 aria eclisei de talpă este calculată pe baza rezistenței la încovoiere negativă necesară (230 kNm).

Bratul z este calculat din centrul de rotire din mijlocul armăturilor la eclisa de talpă.

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450mm + 73mm + \frac{77}{2}mm = 561.5 mm$$
$$A_{f,siguranță} = \frac{M_{Rd,siguranț\ddot{a}}}{f_{yd} z} = \frac{230x \ 10^6 \ Nmm}{\frac{235}{1.15} \ \frac{N}{mm2} \ x \ 561.5 \ mm} = 2004 \ mm2$$

Grosimea eclisei este obținută prin fixarea lățimi eclisei de talpă la 170 mm, puțin mai mică decât lățimea tălpii grinzii IPE450 (190 mm).

$$t_{f,siguranță} = \frac{2004 \ mm2}{170 \ mm} = 11.79 \ mm$$

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   165
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Deci, s-a ales o grosime de 12 mm.

Tabelul 5.7: Dimensiunea ecliselor de talpă și distribuția lor pe înălțime - clădirea cu 8 niv.

Nivel Nr. îmbinare		Dimensiuni (mm)		
1-4	1	170x12		
5-6	2	170x10		
7-8	3	170x8		

Tabelul 5.8: Dimensiunea ecliselor de talpă și distribuția lor pe înălțime - clădirea cu 4 niv.

Nivel	Nr. îmbinare	Dimensiuni (mm)
1-2 2		170x10
3-4	3	170x8

Tabelul 5.9: Dimensiunea ecliselor de talpă și distribuția lor pe înălțime - clădirea cu 2 niv.

Nivel	Nr. îmbinare	Dimensiuni (mm)		
1-2 3		170x8		

Lungimea liberă de flambaj este calculată pe baza ecuației 4.4 pentru îmbinarea de continuitate Nr.1 asociată cu nivelurile inferioare.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2} M_p}{Af_y \sqrt{\varepsilon}} = \frac{2\sqrt{2} x \left(\frac{1}{4}\right) x \, 170 \, mm \, x \, 12 \, mm^2 \, x \, 235 \, N/mm2}{12 \, mm \, x \, 170 \, mm \, x \, 235 \, N/mm2 \, x \, \sqrt{0.002}} = 189.73 \, mm$$

Deci, se aplică o lungime liberă de flambaj egală cu 200 mm pentru toate îmbinările de continuitate.



Fig. 5.23: Regula histeretica a îmbinării de continuitate în termini de moment-rotire 1) 170x12mm 2) 170x10mm 3) 170x8mm

Odată ce toți parametrii sunt identificați, folosind formula prezentată în secțiunea 5.3.1, se definește comportarea neliniară moment-rotire a îmbinările de continuitate proiectate.

#### ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS



Fig. 5.24: Distribuția îmbinărilor de continuitate atribuite

Proprietăți principalele sunt prezentate în figurile următoare.



Fig. 5.25: Gradul de utilizare (a) și rigiditatea elastică pentru îmbinările de continuitate 1, 2 și 3 (b) Eclisele de inimă ale îmbinării de continuitate cu șuruburi sunt proiectate să reziste numai la forfecare. Conform principiilor de proiectare pe bază de capacite, forțele maxime de forfecare care pot fi dezvoltate la capetele grinzii depind de rezistența grinzilor. Aria minimă necesară a eclisei de inimă, a îmbinării de continuitate, proiectata la forfecare în conformitate cu secțiunea 5.5.2.3, are ca rezultat: Dimensiunile eclisei de inimă = 170 x 6 mm.

Proiectarea trebuie să asigure că armaturile rămân în elastic. Pentru a optimiza soluția, trebuie să se realizeze o procedură iterativă, cu scopul de a obține o cantitate de armătură mai mica. S-au estimat următoarele valori. Trebuie remarcat faptul că numai armătura poziționată în lățimea efectivă a plăcii din beton va lucra în încovoiere.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   167
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Nr. Îmbinare	A, armătura superioară (mm²)	A, armătura inferioară (mm <sup>2</sup> )		
1	4800	2400		
2	4000	2000		
3	3200	1600		

Tabelul 5.10: Aria armăturilor longitudinale în îmbinările de continuitate

#### 5.6.2.1 Limitarea deplasării relative de nivel

Limitarea deplasării relative de nivel asigură protecția elementelor ne-structurale la încărcări seismice. Oferă o estimare a deteriorării pentru diferite nivele de performanta și definește distribuția rigidității în structură și, până la urma, mărimea și tipul secțiunii aplicate pe sistem.

Fig. 5.26 prezintă deplasarea relativă de nivel care este limitată la criteriul din EC8.



Fig. 5.26: Deplasarea relativî de nivel maximî pentru cadrele convenționale care au îmbinări de continuitate

#### 5.6.2.2 Efectele P-delta

În conformitate cu EC8, efectele de ordinul 2 pot fi evaluate urmărind ecuația:

$$\theta = \frac{P_{tot}.\,d_r}{V_{tot}.\,h}$$
 Ec. (5.43)

Unde

 $\boldsymbol{\theta}~$  este coeficientul se sensibilitate a deplasării relative de nivel

*P*<sub>tot</sub> este încărcarea gravitațională totală la și peste nivelul considerat în situația de proiectare seismică

 $d_r$  este deplasarea relativă de nivel de proiectare, evaluată ca diferența dintre media deplasărilor  $d_s$  la partea superioara și inferioara a nivelului considerat

Vtot este forța tăietoare seismică de nivel totală

*h* este înălțimea de nivel.

Se notează faptul că valoarea coeficientului θ trebuie să nu depăşească 0.3. Tabelul 5.11, Tabelul 5.12 și Tabelul 5.13 prezintă sensibilitatea deplasări relative de nivel calculată pentru toate clădirile.

168   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Nivel	Disp (m)	deplasare relativă de nivel reală (m)	d <sub>r</sub> /h	V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	θ	Verificare
1	0.0075	0.030	0.008	346	7205	0.16	< 0.3
2	0.0142	0.057	0.014	336	6294	0.27	< 0.3
3	0.0158	0.063	0.016	316	5383	0.27	< 0.3
4	0.0150	0.060	0.015	287	4473	0.23	< 0.3
5	0.0139	0.056	0.014	248	3564	0.20	< 0.3
6	0.0121	0.048	0.012	199	2653	0.16	< 0.3
7	0.0103	0.041	0.010	139	1742	0.13	< 0.3
8	0.0070	0.028	0.007	71	834	0.08	< 0.3

#### Tabelul 5.11: Sensibilitatea deplasării relative de nivel pentru clădirea cu 8 niveluri

Tabelul 5.12: Sensibilitatea deplasării relative de nivel pentru clădirea cu 4 niveluri

Nivel	Disp (m)	Deplasare relativă de nivel reală (m)	d <sub>r</sub> /h	V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	θ	Verificare
1	0.008298	0.033	0.008	230	3531	0.13	< 0.3
2	0.014198	0.057	0.014	206	2631	0.18	< 0.3
3	0.014495	0.058	0.014	158	1731	0.16	< 0.3
4	0.010212	0.041	0.010	87	829	0.10	< 0.3

Tabelul 5.13: Sensibilitatea	deplasării relative de r	nivel pentru clădirea cu	2 niveluri

Nivel	disp (m)	Deplasare relativă de nivel reală (m)	d <sub>r</sub> /h	V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	θ	Verificare
1	0.009082	0.036	0.009	152	1722	0.10	< 0.3
2	0.011675	0.047	0.012	117	824	0.08	< 0.3

#### 5.6.3 Analiza statică neliniară

Analiza pushover este o analiză statică neliniară efectuată sub condiții de încărcări gravitaționale constante în care încărcările orizontale cresc monoton, care se utilizează pentru a verifica sau revizui valorile raportului de suprarezistență ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) și pentru a estima mecanismele plastice și distribuția deteriorărilor.

#### 5.6.3.1 Evaluarea comportării neliniare ale cadrelor

Rezultatele numerice evidențiază faptul că numărul de articulații plastice și distribuția lor pe înălțime sunt similare pentru diferitele structuri convenționale. Așa cum era de așteptat pentru cadrele convenționale, formarea tuturor articulațiilor plastice a avut loc la capetele grinzii și la baza stâlpilor de la primul nivel, pe baza regulilor de proiectare din EC8. În timp ce deformațiile plastice se concentrează în principal în îmbinările de continuitate, elementele principale rămân în elastic, ceea ce înseamnă că sunt protejate de orice fel de daune. Trebuie remarcat faptul că mecanismul de formare a articulațiilor plastice apare mai mult sau mai puțin simultan la toate nivelurile pentru cadrele care au îmbinări de continuitate (vezi Fig. 5.29),

asigurându-se că nu apar mecanisme de nivel la structuri. Fig. 5.27 prezintă curbele pushover ale clădirilor studiate cu îmbinări de continuitate cu șuruburi.



Fig. 5.27: Curba pushover pentru clădirile cu 2,4 si 8 niveluri



Fig. 5.28: Analiza neliniară pushover – formarea articulațiilor plastice la deplasări egale cu  $\delta$ = 60cm, (sus) structura convențională (jos) clădirile cu îmbinări de continuitate





Fig. 5.29: Mecanismul plastic global la  $\delta$ = 60cm

#### 5.6.3.2 Evaluarea factorului de comportare q

Se poate stabili o valoare preliminară a factorului q din analize, folosind suprarezistență clasică ( $\Omega$ ) și factorul de ductilitate (q): q<sub>stat</sub> = q ·  $\Omega$ . Dacă factorul estimate q<sub>stat</sub> este cu mai mult de 20% diferit de valoarea considerată inițial în proiectarea oricăror structuri, reproiectarea poate fi necesară.



Fig 5.30 Procedura de evaluare a factorului de comportare prin încercări

Factorul de comportare este un factor de reducere a forței în care spectrele liniare se modifică la spectrele neliniare echivalente. Acest factor de comportare, numit și factor de reducere de către unii cercetători, joacă un rol important în evaluarea

	Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   171
1	MBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

forțelor de proiectare ale structurii. Valoarea factorului q este direct legată de ductilitate, redundanță, amortizare vâscoasă și suprarezistența elementelor. Acești parametri au o mare influență asupra capacității de disipare a energiei din structură. Factorul de comportare poate fi calculat ca produsul dintre ductilitate și factorului de suprarezistență prin următoarea ecuație:

$$q = q_{\Omega}. q_{\mu}. q_{\xi} \qquad \qquad \text{Ec. (5.44)}$$

Unde

 $q_{\Omega}$  este un factor care depinde de suprarezistență, de asemenea numit factorul de reducere a rezistenței

 $q_{\mu}$  este un factor care depinde de ductilitate, deasemenea exprimat în functie de ductilitate

 $q_{\xi}$  este factorul de tensiune admisibilă, deasemenea numit factorul de amortizare care, teoretic, poate fi definit ca un factor unitar (prin considerarea aceluiași raport de amortizare pentru analizele elastice și inelastice)

Printre metodele disponibile în literatură și coduri pentru a calcula acești factori, se prezintă și explică una dintre aceste opțiuni pentru a cuantifica factorul de comportare al studiilor de caz.



Fig 5.31 Definiția factorului de comportare

Cu referință la Fig 5.31, se poate calcula o aproximare corespunzătoare cuantificării factorului de comportare, după cum urmează:

Unde:

 $F_y$  este rezistența corespunzatoare rezistenței la curgere biliniare idealizate care poate fi considerată forța tăietoare de bază maximă.

j

$$F_y = F_m \qquad \qquad \text{Ec. (5.46)}$$

172   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

F<sub>m</sub> este rezistența reală maximă a structurii

F<sub>1</sub> este rezistența corespunzătoare primei curgeri semnificative care poate fi identificată, acolo unde, oricare element al structurii ajunge prima dată în zona plastică.

Factorul de ductilitate  $q_{\mu}$ , conform lui Newmark și Hall [7], poate fi exprimat ca ductilitatea sistemului  $\mu$  legată de perioada proprie de vibrație T, prin următoarea ecuație:

 $q_{\mu} = 1.0$  (pentru T<0.03s)  $q_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$  (pentru 0.03s<T<0.5s) Ec. (5.47)  $q_{\mu} = \mu$  (pentru T>0.5s)

Ductilitatea sistemului  $\mu$  poate fi calculată prin următoarea ecuație:

$$\mu = \frac{d_m}{d_{\gamma}}$$
 Ec. (5.48)

unde

 $d_m$  este deplasarea maximă corespunzătoare forței tăietoare de bază reală  $d_y$  este deplasarea corespunzatoare rezistenței de curgere biliniare idealizate

$$d_y = 2(d_m - \frac{E_m}{F_y})$$
 Ec. (5.49)

Em este aria de sub curbă, până la dm

Tabelul 5.14: Calculul factorului de comportare pentru clădirile cu 2,4 și 8 niveluri

	8 niveluri	4 niveluri	2 niveluri	
d <sub>m</sub> (mm)	660.55	412.35	193.16	
d <sub>y</sub> (mm)	329.06	222.68	131.88	
F <sub>m</sub> (kN)	870.73	1037.53	1335.92	
F <sub>y</sub> (kN)	870.73	1037.53	1335.92	
F1 (kN)	525.59	515.636	549.55	
d₁ (mm)	135.15	69.43	35.06	Media
μ	2.01	1.85	1.46	1.77
Ω	1.66	2.01	2.43	2.03
q	3.33	3.73	3.56 3.53	
			Dispersia	4.3%

	Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   173
î№	IBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

Tabelul 5.14 reprezintă calculul factorului de comportare pentru trei clădiri studiate cu îmbinări de continuitate cu șuruburi. Factorul mediu de comportare calculat este de 3,53 cu dispersia de 4,3%. Cu toate acestea, merită menționat faptul că, evaluarea factorului de comportare prezentat în Tabelul 5.14 se bazează numai pe o metodă, prezentată în acest capitol. În cadrul proiectului de cercetare INNOSEIS, se dezvoltă o procedură de evaluare mai consistentă a factorului q, pentru a ține cont de mai multe metode prezentate în literatură și codurile seismice moderne pentru a cuantifica o procedură fiabilă pentru calculul valorii finale a factorului de comportare.

# 5.7 DOMENIU DE APLCIARE

Siguranțele disipative inovative pot fi aplicate la clădiri multietajate compuse otelbeton. O configurație optimizată constă dintr-un cadru necontravantuit compus oțelbeton într-o direcție (de obicei în lungul axei maxime a stâlpului) și contravântuiri centrice în cealaltă direcție (de obicei în lungul axei minime a stâlpului). În această direcție, în general, structura este pendulară, caracterizată prin îmbinări simple grindă-stâlp. Îmbinările de continuitate FUSEIS sunt incluse în structură la capătul tuturor grinzilor în direcția MRF.

# 5.8 CONCLUZII

Siguranțele dezvoltate s-au dovedit a fi foarte ușor de înlocuit și au prezentat indicatori de performanță buni în termeni de ductilitate, rigiditate, disipare a energiei și rezistență. Îmbinările de continuitate cu șuruburi FUSEIS au protejat cu succes majoritatea pieselor de neînlocuit, care, în general, au rămas în domeniul elastic după cum s-a intenționat, ceea ce a fost obținut prin concentrarea comportării inelastice în eclise. Aceste siguranțe s-au dovedit a fi ușor de fabricat, de asamblat și de înlocuit.

Elementele disipative sunt ușor de înlocuit dacă sunt deteriorate după un eveniment seismic puternic. Asamblarea și dezasamblarea după încercare este ușor din punct de vedere practic: timpul necesar înlocuirii unei îmbinări de continuitate FUSEIS este de 45 de minute (din experiența POLIMI din încercare la scara reală).

S-au formulat reguli de proiectare relevante pentru proiectarea seismică a cadrelor cu sisteme FUSEIS disipative. S-au formulat recomandări practice privind selectarea siguranțelor corespunzătoare în funcție de parametrii cei mai importanți și verificările elementelor. S-au definit detaliile structurale și măsurile constructive.

#### 5.9 PUBLICAȚII

[1] L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas – Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2). Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile.

174   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE CU ȘURUBURI FUSEIS

- [2] C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, M. Espihna, R.M. Gonçalves, T. Rauert & I. Vayas – Seismic resistant composite steel frames with dissipative devices. Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile
- [3] I. Vayas, C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, T. Rauert, R.M. Goncalves Dissipative devices for seismic resistant steel frames. Eurosteel 2011, August 31- September 2, 2011, Budapest, Hungary.
- [4] A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert Nonlinear dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel frames: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

#### 5.10 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

[1] E. Commission, BS EN 14399-2 High-strength structural bolting assemblies for preloadingPart2: Suitability for preloading. British Standards, 2005.

[2] E. Commission, BS EN 1993-1-8: 2005 Design of steel structures — Design of joints. 2005.

[3] E. Commission, BS EN 1998-1: 2004 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards, 2004.

[4] D. ENV, "BS EN 1994-1-1:2004; 'Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings," Eur. Stand., 2004.

[5] FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: FEMA, 2000.

[6] C. de Normalización, "EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," 2005.

[7] N. Newmark and W. Hall, "Earthquake spectra and design," Earth Syst. Dyn., 1982

# 6 ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

# 6.1 INTRODUCERE

Răspunsul seismic al clădirilor din oțel este obținut prin combinarea unei varietăți de sisteme structurale tradiționale cum ar fi cadrele necontravântuite, panouri de forfecare, cadre contravântuite centric si excentric. La cutremure puternice, aceste sisteme pot suferii deteriorări semnificative și pot prezenta deplasări relative de nivel mari, conducând la pierderea ocupării și la costuri mari de reparație a structurilor.

În ultimii ani, s-au propus mai multe îmbinări disipative, sisteme și dispozitive care comină rezistența, rigiditatea, și ductilitatea. Ele au capacitatea de a restricționa deformațiile plastice în siguranțele înlocuibile, care nu numai ca previn colapsul, dar și limitează deteriorarea structuralș. Adițional, câteva din ele sunt, de asemenea, să elimine deplasările relative de nivel reziduale prin manifestarea proprietăților de auto-centrare. În acest scop, ele permit structurii să fie imediat ocupată după un cutremur, cu condiția ca siguranțele deteriorate să fie înlocuite.

Broșura curentă prezintă rezultatele investigațiilor pe performanță seismică a îmbinărilor de continuitate sudate FUSEIS, introduce proceduri de proiectare pentru clădiri din oțel și compuse, în care îmbinările de continuitate sunt folosite în sistemul antiseismic, și trece mai departe la un exemplu de proiectare.

Îmbinările de continuitate sudat FUSEIS folosesc eclise înlocuibile de talpă și inimă pentru a oferii disipare de energie. Sistemul conține la ambele capete întreruperi ale grinzii compuse din MRF, care sunt, apoi, conectate prin armaturile plăcii din beton și prin eclise. În timp ce eclisele sunt proiectate să ajungă la rezistența lor maximă, armaturile sunt menținute în stadiul elastic.

Se prezintă rezultatele investigațiilor experimentale și analitice pe siguranțe individuale la încărcări monotone și ciclice efectuate la IST. Încercările au furnizat date pentru parametri neliniari ai siguranțelor care sunt folosiți în analizele neliniare statice și dinamice 2D a unor cadre reprezentative 3D cu îmbinări sudate FUSEIS.

Folosirea îmbinările de continuitate sudate FUSEIS reprezintă o soluție economică și poate fi aplicată în clădiri multietajate din oțel, oferind următoarele avantaje:

(a) deformațiile inelastice sunt concentrate în siguranțele disipative:

(b) ele pot fi ușor de fabricat, instalat și îndepărtat, limitând costul și timpul necesar pentru a face clădirea operațională după cutremur.

# 6.2 DESCRIEREA ÎMBINĂRILOR DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Sistemul seismic inovativ cu îmbinări de continuitate sudate FUSEIS conține la ambele capete ale grinzii compuse MRF întreruperi care sunt, apoi, conectate prin armaturile plăcii din beton și prin eclisele de talpă și inimă (Fig. 6.1). Acest sistem rezistent la încărcări laterale este foarte similar cu MRF convențional. Dar, la mișcări seismice puternice, deformațiile inelastice sunt restricționate în eclisele de talpă și

176   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS	

inimă, care vor disipa o cantitate mare de energie indusă, lăsând restul elementelor structurii în elastic și ne-deteriorate. Pentru că deteriorările sunt restricționate în siguranțe, lucrările de reparații sunt relativ simple și mai puțin costisitoare în comparație cu o clădire convențională rezistentă la cutremur.



Fig. 6.1: Reprezentarea schematica a îmbinărilor de continuitate sudate FUSEIS

Golul din placa din beton în zona siguranței este destinat să evite deteriorarea betonului, prin permiterea siguranței să dezvolte rotiri mari, fără contact între cele două părți din beton. Lățimea golului în zona de placă armată a siguranței poate fi diferită de cea în zona din oțel a siguranței. Valorile recomandate ale lățimii golului în zona betonului armat (placă) și în zona din oțel sunt de 10% din înălțimea plăcii, respectiv 10% din înălțimea totală a secțiunii compuse. Armaturile longitudinale sunt continue în zona golului, deci asigură transmiterea de eforturi. Considerând ca armaturile sunt de ne-înlocuit, curgerea lor este prevenită prin forțarea axei neutre plastice între stratul superior și inferior. Pentru a atinge obiectivul menționat, se recomandă ca aria totală a armaturilor superioare să fie de două ori mai mare decât aria eclisei de talpă. Zona grinzii întărite este o zona întărita cu plăci adiționale sudate, la talpa și inima grinzii, cu obiectivul de a evita orice fel de deteriorare (cum ar fii răspândirea plasticizării) în îmbinare și în componentele din oțel de ne-înlocuit adiacenta ale grinzii. Nu exista indicații stricte de proiectare pentru aceste plăci de întărire cat timp condițiile menționate mai sus sunt verificate.

Sistemul este versatil în ceea ce privește alegerea siguranțelor de talpă și inimă și oferă proiectantului posibilitatea de a controla secvența plasticizării îmbinărilor de continuitate sudate FUSEIS. Acest lucru poate fi obținut prin schimbarea, fie a secțiunilor, cât și a lungimii eclisei de talpă.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   177
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Cu scopul de a evita suprarezistența excesivă, materialele din oțel a siguranțelor disipative trebuie să aibă proprietăți controlate. În conformitate cu EN 1998-1-1, rezistența lor la curgere trebuie să aibă o valoare maximă de:

$$f_{y,max} \le 1.1 \cdot \gamma_{\text{ov}} \cdot f_y$$
 Ec. (6.1)

unde  $\gamma_{ov} = 1.25$  este factorul de suprarezistență și  $f_y$  este valoarea nominală a rezistenței la curgere.

Rezistența nominală la curgere a siguranțelor de talpă trebuie să fie mică și, preferabil, să nu depășească 235 MPa. Dacă proprietățile materialului din siguranță sunt controlate și se garantează rezistența maximă la curgere sub cea descrisă în Ec. (6.1), factorul de suprarezistență poate fi redus, și se poate obține o proiectare mai economică.

# 6.3 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

# 6.3.1 Montaj experimental, dispozitive încercate și protocol de încărcare

Montajul experimental este prezentat schematic în Fig. 6.2. În afară de traductorii de deplasare la vârf și de forța, prezentați în Fig. 6.2, specimenele încercate sunt instrumentate cu o serie de 21 de traductori de deplasare, prezentați în Fig. 6.3, pentru a monitoriza mișcarea de corp rigid din reazeme, rotirile și deplasările transversale în diferite locuri de-alungul lungimii grinzii și alunecarea dintre grindă și placa din beton.



Cadrul experimental conține un sub-ansamblu tipic grindă-stâlp, care se compune dintr-o grindă compusă cu un profil IPE300 care ține o placă din beton armat de 150

178   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS	

mm grosime și 1450 mm lățime, cu stâlpi cu profile HEB240. Armaturile longitudinale din placa din beton sunt Φ20//100 stratul superior, Φ16//100+ Φ12//200 stratul inferior (dimensiuni în mm). Deși nu este obligatoriu pentru conceptul de siguranță studiat, specimenele testate sunt fabricate cu conectori flexibili (de asemenea denumiți ductili) proiectați la capacitatea totala a îmbinării.

Pentru a evalua performantele dispozitivului de sigurantă, se efectuează un total de zece încercări experimentale în regim ciclic și două în regim monoton, pe un singur subansamblu de îmbinare grinda-stâlp, prevăzut cu siguranțe cu parametri geometrici diferiți. Fiecare încercare este efectuată până la cedarea completă a eclisei de talpă, după care, eclisele sunt înlocuite cu altele noi se efectuează o altă încercare. Eclisele de inimă sunt proiectate să reziste la forte de forfecare si să aibă aceleași dimensiuni în toate încercările (200x4 mm<sup>2</sup>). Singurele dimensiuni care se schimbă între încercări sunt grosimea ( $t_f$ ) și lățimea ( $b_f$ ) ecliselor de talpă, deoarece lungimea liberă de flambaj a ecliselor este de 170 mm pentru toate specimenele. Sensibilitatea la flambaj este descrisă prin zveltețea geometrică  $\lambda_{g}$ , calculată ca raport între lungimea liberă ( $L_0$ ) și grosimea ecliselor de talpă.  $L_0$  este setat ca și constantă, astfel încât forta de tractiune impusă în eclisele de talpă, pentru amplitudini de rotire intenționate ale siguranței, poate fi plasată în mod adecvat în domeniul plastic, dar departe de forța de rupere, în întindere, pentru încercările monotone. Dimensiunile prezentate în Tabelul 6.1 sunt alese pentru a furniza siguranțelor valori diferite ale parametrului de proiectare de control, raportul de capacitate  $\alpha$  fiind definit de Ec. (6.2).

$$\alpha = \frac{M_{max,siguranț\check{a}}}{M_{pl,grind\check{a}}}$$
 Ec. (6.2)

unde  $M_{max,siguranță}$  este momentul maxim dezvoltat în siguranță iar  $M_{pl,grindă}$  este rezistența la încovoiere a segmentului secțiunii grinzii compuse ne-întărite (departe de siguranță, fără plăcile de întărire la talpă și inimă)

Eclisa	A	B	C	D	E	F
$t_f$	10	10	12	8	12	8
$b_f$	80	130	110	100	150	140
$\lambda_G$	17.0	17.0	14.2	21.3	14.2	21.3

Tabelul 6.1: Dimensiunile eclisei de talpă a îmbinărilor de continuitate sudate FUSEIS (în mm) și zveltețea geometrică corespunzătoare

În Tabelul 6.2 sunt prezentate valorile corespunzătoare raportului de capacitate pentru ambele momente pozitive ( $\alpha^+$ ) și negative ( $\alpha^-$ ).
Eclisa	А	В	С	D	E	F
$\alpha^+$	0.45	0.57	0.57	0.47	0.71	0.54
α-	0.27	0.38	0.39	0.25	0.48	0.30

 Tabelul 6.2: Rapoartele de capacitate a îmbinărilor de continuitate sudate FUSEIS

Încercările sunt efectuate în trei faze principale - în primul rând, încercări ciclice, pentru eclisele D, A, B și C, în acea ordine, cu repetări - și apoi îcercări ciclice, pentru un nou set de eclise - F și E, în această ordine - și in cele din urmă, încercări monotone pozitive și negative, pentru eclisa C. Secvența de încercare este concepută pentru a reduce efectele daunelor acumulate induse de încercările anterioare, adică în ordinea creșterii rezistenței (raportul de capacitate) și, în cazurile de rezistență echivalentă, scăderea zvelteți geometrice.

Deplasările ciclice sunt induse în specimene de către un actuator, în partea superioară a grinzii, la o distanță verticală de aproximativ 1,5 m față de centrul dispozitivului de siguranță. Protocolul de încărcare a fost bazat pe un protocol similar celui propus în recomandările ECCS (1986), tradus prin rotirea aproximativă a dispozitivului (Krawlinker, 2009). Protocolul de încărcare este descris în Tabelul 6.3 în termen de indicele pasului n. Dacă nu se ajunge la cedare după finalizarea celor unsprezece etape ale protocolului de încărcare propus, se efectuează cicluri cu amplitudine de rotire a dispozitivului de 40 mrad (60 mm) până la cedarea completă a eclisei de talpă.

Pac(n)	Deplasarea la vârf	Rotirea aprox. a dispozitivului	Nr. de
F as (11)	impusă (mm)	heta (mrad)	cicluri
1	2.25	1.5	3
2 ≤ n ≤ 6	3.75(n-1)	2.5(n-1)	3
6 ≤ n ≤ 11	7.50(n-3)	5.0(n-3)	3
n > 11	60	40	3

Tabelul 6.3: Protocolul de încărcare

# 6.3.2 Încercări pe material

# 6.3.2.1 Încercări de tracțiune pe oțel

Caracterizarea rezistenței oțelului se realizează prin încercări standard de tracțiune pe baza recomandărilor europene din EN10002-1. Încercarea pe probe cu grosimi diferite pentru oțelul structural și diametre pentru oțelul din armaturi sunt efectuate în mașina de încercare universală Instron. În Tabelul 6.4 și Tabelul 6.5 se prezintă valorile medii ale parametrilor de curgere și ultimi obținuți din aceste încercări pentru oțelul structural și, respectiv, oțelul din armaturi.

180   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Tabelul 0.4. Falametri medil de curgere și ultim al oțerulul structural 3275			
Grosime (mm)	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{um}$ (MPa)	$\varepsilon_{um}$ (%)
4	271.7	402.2	26.3
8	262.8	417.2	26.7
10	274.6	430.3	24.2
12	276.8	429.5	24.9

l abelul 6.5: Parametri medii de curgere și ultimi ai armaturii A500			
$\phi$ (mm)	<i>f<sub>sm</sub></i> (MPa)	<i>f<sub>um</sub></i> (MPa)	$\varepsilon_{um}$ (%)
10	535.1	644.3	13.7
12	549.0	674.6	13.0
16	577.9	694.2	13.2
20	550.5	675.3	14.8

#### Tabelul 6.5: Parametri medii de curgere și ultimi ai armăturii A500

Având în vedere valorile obținute, oțelul structural satisface cerințele minime pentru a putea fii considerat un oțel S275 iar oțelul din armaturi A500.

# 6.3.2.2 Încercări de compresiune pe beton

Rezistența medie la compresiune a betonului  $f_{cm}$  este evaluată printr-o încercare de compresiune uniaxială, efectuată pe șase probe tip cub, cu latura de 150 mm, la vârsta încercărilor ciclice. Modurile de cedare obținute sunt adecvate. Rezultatele pot fi vizualizate în Tabelul 6.6. Din aceste rezultate și în conformitate cu prescripțiile din 3.1.2 din EN1992-1-1, valoarea caracteristică a rezistenței de compresie a betonului pe cilindru  $f_{ck}$  poate fi obținută aproximativ, prin expresia:  $f_{ck} = f_{cm} - 8$  (MPa). Pe baza acestei expresii, se concluzionează că betonul este mai aproape de clasa de rezistență C30 / 37.

Nr. specimene	F (kN)	<i>f<sub>c</sub></i> (MPa)
1	910.7	40.5
2	940.1	41.8
3	856.1	38.0
4	951.0	42.3
5	869.7	38.7
6	878.3	39.0

Tabelul 6.6: Rezultatele încercării de compresiune pe beton

# 6.3.3 Evaluarea rezultatelor experimentale

#### 6.3.3.1 Comportarea histeretică generală

Analiza rezultatelor se bazează, în principal, pe diagramele moment-rotire  $(M - \theta)$  ale sigurantei specimenelor. Ca și exemplu, diagramele  $M - \theta$  pentru ambele

încercări pe siguranța D sunt prezentate în Fig. 6.4 (rotirea  $\theta$  este calculată aproximativ prin împărțirea deplasării la vârf cu distanța până la centrul siguranței).







Fig. 6.5: Comparație între încercările monotone și ciclice efectuate pe siguranța C

Diagramele arată că, comportarea histeretică a siguranțelor este stabilă, caracterizată printr-un fenomen de alunecare, datorită flambajului ecliselor atunci când sunt rotite în direcția negativă, ceea ce explică și asimetria diagramei în termen de moment. Capacitatea de deformare a siguranțelor este demonstrată de faptul că, toate specimenele au fost capabile să aibă rotiri de ± 35 mrad, valoare minimă recomandată de EN1998-1-1.

Comparația diagramelor  $M - \theta$  între prima și a doua încercare a aceluiași specimen, arată că există o ușoară deteriorare în termini de rezistențî și disipare a energiei. Această deteriorare este o consecință a deteriorării acumulate de componentele experimentale care nu sunt înlocuite între încercări. Modurile de cedare ale tuturor specimenelor sunt similare, cuprinzând dezvoltarea fisurilor la secțiunea mediană a eclisei de talpă, supusă la întindere.

În plus, măsurătorile arată că, atât stâlpul, cât și grinda compusă au rămas în zona elastică, deplasând-se în mod similar ca un corp rigid, cu deformații elastice mici. Specimenele au prezentat o comportare compusă semnificativă, unde alunecarea la interfața grinzii cu placa sa dovedit a fi relativ mică, cu valori mai mici de 0,20 mm pentru toate probele. Comportarea monotonă poate fi comparată cu comportarea ciclică prin suprapunerea diagramelor corespunzătoare $M - \theta$ , așa cum se arată în Fig. 6.5 pentru siguranța C. Diagramele sunt foarte asemănătoare în ceea ce privește rigiditatea inițială și momentele de curgere. Diagrama monotonă pare să se adapteze bine la diagrama ciclică pentru același interval de rotire, asemănător cu înfășurătoarea curbei ciclice. Combinația dintre consolidarea cinematică (care crește rezistența monotonă) cu oboseala oligo-ciclică (care scade rezistența ciclică) justifică diferențele de rezistență observate în direcția pozitiva. Rezistența în direcția negativă este controlată de fenomenul de flambaj, care are loc indiferent de faptul

182   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

că încercările sunt monotone sau ciclice. Capacitatea de deformare a încercărilor ciclice este considerabil redusă, datorită efectelor de acumulare a deteriorărilor (de exemplu, oboseala oligo-ciclică a eclisei de talpă).

#### 6.3.3.2 Rigiditatea

Rezultatele obținute din prima încercare ciclică a fiecărei eclise de pe talpa arata ca parametrul  $\xi$ , definit in recomandarile ECCS (1986) ca fiind raportul dintre rigiditatea la descărcare la finalul fiecărui ciclu si rigiditatea elastic inițial a specimenului, scade progresiv cu ciclu, transpus într-o continua pierdere de rigiditate. Această pierdere se dovedește a fi mai expresivă pentru rotirile negative deținute de flambajul ciclic al ecliselor. Mai mult, specimenele cu valori mai scăzute ale lui  $\alpha$  au, de asemenea, o rată de scădere a rigidității mai mare, în special la rotiri pozitive.

#### 6.3.3.3 Rezistenta

Pentru a simplifica comparațiile încercărilor, se prezintă raportul de rezistență adimensional  $\varepsilon$ , la finalul fiecărui ciclu. Acest raport este definit în recomandările ECCS (1986) ca și momentul încovoietor la finalul fiecărui ciclu împărțit la momentul de curgere al specimenului, în direcția corespunzătoare.

Tendința raportului de rezistență în încercările ciclice, pare a fi foarte asemănătoare pentru toate specimenele, în rotire pozitivă, prezentând o consolidare considerabilă, care în unele cazuri atinge o valoare de 1,5 ori mai mare decât momentul de curgere. Acest fenomen se datorează în principal consolidării eclisei de talpă în întindere.

Dar, pentru rotirea negativă, efectele de consolidare prezentate anterior sunt echilibrate de cele care pot fi atribuite flambajului, de asemenea în eclisele de talpă. Ca rezultat, raportul de rezistență este, în general, mai mic decât 1. Este de așteptat ca rezistența pozitivă și negativă a siguranței să fie direct controlată de valorile rapoartelor de rezistență  $\alpha^+$  și  $\alpha^-$ . Aceasta dependență este prezentată în Fig. 6.6 și Fig. 6.7.







Diagrama de rezistență pozitivă indică faptul că, atât momentele de curgere ( $M_y$ ) cât îi cele maxime ( $M_{max}$ ), determinate conform recomandarilor ECCS (1986), cresc odată cu  $\alpha^+$ , prezentând o corelare rezonabilă. Cu toate acestea, sunt cateva exceptii, în care aceelași valori ale lui  $\alpha^+$  corespund la valori diferite ale rezistenței. Aceasta comportare aparent contradictorie este observată la ultimul specimen încercat, unde efectul de acumulare a daunelor din încercărie precedente a condus la pierderi de rezistență, care nu sunt luate în considerare în calcului lui  $\alpha$ .

În ceea ce privește momentele negative, Fig. 6.7 arată faptul că rezistența prezintă o creștere mai consistentă odată cu raportul de capacitate. Acest lucru arată că rezistența negativă a siguranței este mai sensibilă la variația geometriei eclisei de talpă și, în consecință, la  $\alpha^{-}$ .

#### 6.3.3.4 Capacitatea de disipare a energiei

Capacitatea de disipare a energiei joacă unul din cele mai importante roluri în descrierea performanței seismice a siguranței. Cantitatea totală de energie disipată  $W_{total}$  este dependentă de  $\alpha$ , subliniind faptul că severitatea curgerii și flambajului componentelor siguranței au o influență fundamentală asupra performanței de disipare a energiei a sigurantei.

Evoluția deteriorării dintre încercări poate fi, de asemenea, interpretată prin considerente de energie. Pentru acest lucru, cantitatea totală de energie disipată în eclisele diferite ale siguranței este comparată la sfârșitul primului și celei de-a 2-a încercări pe fiecare siguranță. Cu excepția eclisei D, primele încercări pe celelalte siguranțe au fost capabile să atingă nivele mai ridicate ale energiei disipate. Acest lucru indică că deteriorarea componentelor ne-înlocuibile, în particular fisurarea părții superioare a plăcii dni beton, influențează capacitatea de disipare a energiei.

Evoluția disipării energiei de-a lungul ciclurilor poate, de asemenea, să ofere o idee despre progresia daunelor acumulate în timpul încercărilor. Pentru a studia acest aspect, se calculează parametrul adimensional  $\eta/\eta_0$ , unde  $\eta$  este raportul de energie la sfârșitul fiecărui ciclu și  $\eta_0$  este același raport de energie la sfârșitul primului ciclu plastic. Conform Recomandărilor ECCS (1986), raportul de energie  $\eta_i$  la sfârșitul ciclului *i* este dat de Ec. (6.3):

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)}$$
 Ec. (6.3)

unde  $W_i$  este energie disipată în ciclul *i*,  $\Delta M_y$  este domeniul momentelor de curgere,  $\Delta \theta_i$  este domeniul rotirilor impuse la ciclul *i* iar  $\Delta \theta_y$  este domeniul rotirilor de curgere. Diagrama corespunzătoare este prezentată în Fig. 6.8 pentru prima încercare a fiecărui specimen.



Fig. 6.8: Comparație între prima și a 2-a încercare în termeni de energie disipată

Un criteriu posibil de cedare a energiei poate seta parametrul  $\eta/\eta_0$  la o valoare constantă (posibil dependent de proprietățile geometrice și de material ale specimenului) sub care apare cedarea. Acest criteriu este folosit de Castiglioni și Pucinotti (2009) și Agatino (1995) pentru a modela cedarea componentelor din oțel. Așa cum a fost propus inițial de Calado si Castiglioni (1996), o abordare simplificată este de a seta parametrul la o valoare constantă de 0.5. Această limită apare în diagramă ca și curba cu linie întrerupta, care pare să se potrivească adecvat la rezultatele experimentale, în special pentru eclisele cu valori mai mari ale lui  $\alpha$ . Aceeași diagramă prezintă, de asemenea, faptul că, curbele ecliselor A și D depășesc această limită mai devreme în timpul încercării, cu referință la primul lor ciclu plastic. Eclisele corespunzătoare tind să flambeze mai ușor, prezentând un efect de lunecare mai pronunțat.

În general, rezultatele indică faptul că siguranțele cu valori ridicate ale lui  $\alpha$  oferă nivele de performanță mai ridicate, în termini de rigiditate, energie disipată și rata de deteriorare. Cu toate acestea, siguranțele cu valori unitare ale lui  $\alpha$ , și a căror rezistențe sunt similare cu cele ale grinzii compuse, induc mai multe daune în afara siguranței, nefiind capabile să concentreze plasticizarea în secțiunile siguranței. Deci, valoarea lui  $\alpha$  trebuie limitată la o valoare superioară pentru a prevenii răspândirea plasticizării în componentele ne-înlocuibile.

# 6.4 MODELAREA NUMERICA A ÎMBINĂRILOR DE CONTINUITATE SUDATE

# 6.4.1 Ipoteze de modelare

Sunt dezvoltate un set de modele numerice cu element finit în Abaqus, cu scopul reproducerii rezultatelor experimentale. Aceste modele presupun faptul că atât grinda cât și stâlpul sunt suficient de tari ca să fie considerate rigide iar grinda compusă prezintă o îmbinare cu interacțiune completa. Întrucât comportarea siguranței este dependent, în principal, de curgerea și flambajul ecliselor și nu sunt observate fisurări în primele încercări, betonul este modelat cu o comportare elastică, reducând considerabil timpul de calcul (Espinha, 2011). Relația uniaxială

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   185
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

tensiune-deformație a oțelului se bazează pe rezultatele oferite de încercările experimentale de tracțiune, pe probe extrase din profile. Proprietățile oțelului sunt modelate cu consolidare liniară și criteriul de curgere Von Mises, ținând cont de prevederile din EN 1993-1-1 și EN 1993-1-5.

### 6.4.2 Evaluarea rezultatelor

Fig. 6.9(a) și (b) prezintă deformațiile plastice dezvoltate în siguranță la momente pozitive și negative.





Fig. 6.9: Dezvoltarea deformațiilor plastice în siguranță la momente (a) pozitive și (b) negative

Figurile arată deformația plastică din siguranță în termini de deformație specifică echivalentă plastică. Aceste figuri prezintă abilitatea sigurantei de a concentra plasticizarea în eclise. Simulările numerice au conținut un protocol de încărcare în control de deplasare (monotonice), permitând comparatia cu înfăsurătorile curbelor experimentale ciclice. În general, modele prezic cu destul de mare acuratete comportarea experimentală, în special în domeniul elastic. În ceea ce privește momentul maxim, se observă o consolidare mai importantă în modelul numeric, întrucât modelul cu element finit este încărcat monoton din starea nedeformată și nedeteriorată și, deci, nu reușește sa reproducă scăderea în rezistență din ciclurile anterioare, care se observă în încercări experimentale. Din punct de vedere a rigidității, modelul cu element finit este mai rigid decât cel încercat experimental. Această superioritate în rigiditate este mai expresivă pentru eclisele C, E si F, care sunt printre ultimele încercate, sugerând că diferența poate fi o consecință a pierderii rigidității elastice prezentate de aceste specimene, datorită acumulării deteriorărilor în componentele neînlocuibile, fisurarea betonului și efectele de oboseala oligociclică.

Alt aspect evidențiat la rezultatele numerice este că, secțiunea nu rămâne plană chiar dacă axa neută plastică este aproape de centrul de greutate a straturilor de armaturi. În acest scop, ipoteza lui Bernoulli nu mai este valabilă în totalitate, iar acest lucru complică dezvoltarea modelelor analitice de proiectare.

186   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

# 6.5 REGULI DE PROIECTARE

Concluziile din studiile analitice și numerice sunt rezumate în ghidul de proiectare prezentat mai departe pentru aplicații practice. Ghidul de proiectare oferă recomandări privind alegerea corespunzătoare a siguranțelor, în funcție de parametrii cei mai importanți, cum ar fi configurația cadrelor, zona seismică, spectrul și, în general, cererea de rezistență și deformație. Metodologia de proiectare descrisă în ghidul de proiectare se bazează pe prevederile EN1993-1-1, EN1994-1-1 și EN1998-1-1. Unele clauze din EN1998-1-1 sunt rearanjate în mod corespunzător pentru a acoperi utilizarea dispozitivelor conform prevederilor din cod. Acesta include, de asemenea, detalii structurale și măsuri constructive.

### 6.5.1 Proiectarea preliminară

### 6.5.1.1 Procedura propusă

Proiectarea elementelor la acțiuni seismice este mai dificil. Efectele lor în ceea ce privește forțele interne sunt greu de anticipat, deoarece severitatea acțiunii depinde de caracteristicile mecanice ale elementelor. Prin urmare, proiectarea îmbinărilor de continuitate este o procedură mai degrabă iterativă. În acest sens, prezenta secțiune are scopul de a oferi proiectantului câteva recomandări privind pre-proiectarea dimensiunilor îmbinărilor de continuitate.

În primul rând, deoarece siguranțele sunt utilizate, în principal, pentru a rezista încărcărilor laterale (poziționarea lor trebuie să se afle în apropierea zonelor de moment 0 pentru combinația fundamentală), secțiunea transversală a grinzii compuse trebuie determinată pe baza combinației fundamentale la starea limită, considerând un cadru fără siguranțe.

În al doilea rând, trebui efectuată o proiectare seismică a structurii convenționale (fără îmbinările sudate FUSEIS) cu un factor q adecvat. Momentele interne rezultate în locul în care vor fi amplasate îmbinările de continuitate trebuie să fie considerate ca momente de proiectare pentru îmbinări. Cu aceste valori, se pot calcula și valorile de pre-proiectare ale  $\alpha^+$ , pentru a verifica dacă acestea sunt acceptabile sau nu. Proiectarea îmbinărilor de continuitate trebuie realizată astfel încât secvența de formare a articulațiilor plastice să însoțească deformația structurii cauzată de acțiunea seismică.

În al treilea rând, cu momentul de proiectare a îmbinărilor de continuitate și având în vedere că axa neutră plastică este situată în apropierea centrului de greutate al stratului de armaturi superioare și inferioare, se poate calcula secțiunea transversală a clisei de talpă.

În al patrulea rând, distanța golului și lungimea liberă  $L_0$  sunt determinate pentru a permite dezvoltarea rotiri dorite fără a induce un flambajul prea sever în eclisele de talpă sau în armături, asigurându-se că îmbinarea este ductilă.

Di	ispozitive si sisteme inovative antiseismice   187
ÎMBINĂRI [	DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

În al cincilea rând, cu condiția ca axa neutră plastică să rămână aproximativ în zona considerată, atât stratul superior cât și cel inferior al armaturii, precum și momentele ultime pozitive și negative ale îmbinărilor de continuitate, se calculează simultan prin intermediul modelului de rezistență detaliat la punctul 5.1.2. Aria calculată a armaturilor trebuie să fie considerată ca valoare limită inferioară. Se pot folosi cantități mai mari de armaturi pentru a obține o proiectare mai conservativă, asigurând-le performanța în domeniul elastic, atâta timp cât deformația în eclisa de talpă este mai mare decât deformația specifică la curgere. Valorile reale  $\alpha^+$  și  $\alpha^-$  pot fi apoi calculate. Nu se recomandă ca aceste două valori să aibă discrepanțe mari datorită influenței negative asupra comportării structurii, deoarece diagrama moment-rotire trebuie să fie cât mai simetrică posibil.

În al șaselea rând, cu momentele maxime ale siguranței, se pot determina mai multe aspecte: (a) Forța tăietoare maximă poate fi calculată pe baza considerentelor de echilibru și presupunând o forță tăietoare constantă de-a lungul grinzii în situația seismică. Forța de forfecare permite proiectarea ecliselor de inimă, astfel încât acestea să reziste la toatp forfecarea. (b) Lungimea și aria necesară pentru eclisele de talpă și inimă, care se află în zonele întărite ale grinzii, pot fi calculate astfel încât să asigure, pe de o parte, rezistența lor la acțiunile impuse și, pe de altă parte, că părțile neîntărite ale grinzii rămân in elastic.

În cele din urmă, momentul de curgere și rotirea corespunzătoare (în consecință, rigiditatea siguranței) pot fi calculate cu metoda descrisă la punctul 6.5.1.3. Relația histeretică constitutivă a siguranței este obținută și utilizată în analizele liniare și neliniare ale structurii finale pentru a verifica dacă condițiile de siguranță sunt verificate.

#### 6.5.1.2 Modelul de rezistență

Momentul maxim pozitiv poate fi calculat pe baza schemei ilustrate în Fig. 6.10. Mai departe, sunt făcute două ipoteze: (a) eclisele de inimă nu sunt considerate (b) modelul presupune ipoteza secțiunii plane a lui Bernoulli. Dar, rezultatele modelelor numerice arată că deformația de-alungul înălțimii secțiunii siguranței nu este deloc liniară, fapt care scade sau chiar schimbă semnul digramei de tensiuni normale reducând rezistența la încovoiere. Pe de altă parte, considerarea unei distribuții ne-liniare ale deformațiilor este împotriva filozofiei unei proiectări practice pentru că complică considerabil calculul rezistenței siguranței.

În acest scop și considerând că reducerea rezistenței la încovoiere poate, cumva, compensa excluderea rezistenței eclisei de inimă, modelul propus poate fi considerat ca o aproximare bună a calculului momentului pozitiv și negativ a siguranței. Trebuie notat faptul că Fig. 6.10 este validă pentru momente pozitive. Pentru momente negative direcția forțelor și momentelor trebuie inversată.



Fig. 6.10: Model pentru calculul momentului maxim pozitiv al siguranței

Pentru rezistența la încovoiere pozitivă:

În primul rând, cu poziția axei neutre plastice fixate, rotirea ultimă a îmbinării de continuitate este calculată impunând deformația specifică ultimă a oțelului în eclisa de talpă. Forța axială maximă în eclisa de talpă este  $R_{talpa} = f_{u,talpa} \cdot A$ , unde A este aria sectiunii elementului iar  $f_{u,talpa}$  este tensiuniea ultimă a oțelului din eclisa de talpă.

În al 2-lea rând, deformația specifică în stratul superior și inferior de armături poate fi determinată printr-o diagramă de deformație specifică liniară. Având în vedere că armătura trebuie să rămână în domeniul elastic, tensiunile din armatură pot fi obținute prin multiplicarea deformațiilor lor specifice cu modulul de elasticitate E.

În al 3-lea rând, aria stratului de armătură superior și inferior este aleasă să satisfacă condiția de echilibru prezentată în Ec. (6.4). Presupunerea făcută pentru poziția axei neutre plastice este, de asemenea, validată implicit prin satisfacerea Ec. (6.4). Ca punct de plecare, trebuie aplicată de doua ori aria eclisei de talpă pentru aria stratului de armătură superior. Apoi, aria stratului de armatură inferior trebuie calculată astfel încât să se obțină echilibrul.

unde  $R_i$  este forța din fiecare element *i*.

În al 4-lea rând, știind forța din fiecare componentă, se calculează momentul ultim din siguranță cu Ec. (6.5).

$$M_{max,siguranță} = \sum_{i} R_i \cdot z_i$$
 Ec. (6.5)

unde  $z_i$  este brațul fiecărui element *i*.

În final, rotirea ultimă pozitivă poate fi obținută prin multiplicarea curburii ultime a îmbinării de continuitate cu distanța liberă a ecliselor.

Pentru rezistența la încovoiere negativă:

O atenție deosebită trebuie acordată estimării tensiunii de compresiune maxime al eclisei de talpă, datorită efectelor de flambaj. Determinarea acestei valori se poate realiza pe baza modelului propus de Gomes și Appleton (1992), care este prezentat în Fig. 6.11. Expresia rezultată este dată în Ec. (6.6).



Fig. 6.11: Mecanism plastic

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}}$$
 Ec. (6.6)

unde *A* este aria sectiunii eclisei,  $\sigma$  este tensiunea de compresiune maximă,  $L_0$  este lungimea liberă de flambaj,  $M_p$  este momentul plastic al eclisei de talpă iar  $\varepsilon$  este deformația specifică. Relația tensiune-deformație a oțelului din eclisa de talpă în compresiune este, apoi, obținută și ilustrată în Fig. 6.12.



Fig. 6.12: Definiția curbei modificate  $\sigma - \varepsilon$  cu flambaj

Pentru a simplifica estimarea părții negative a curbei histeretice a îmbinării de continuitate, prezentul document consideră o tensiune de compresiune maximă în eclisa de talpă egală cu limita de curgere a oțelului. Acces lucru implică faptul că

190   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

tensiunea de compresiune maximă este minimul dintre două valori: tensiunea calculată de către curba mecanismului de flambaj sau limita de curgere a oțelului. Forța de compresiune este, apoi, determinată prin multiplicarea tensiunii de compresiune rezultate cu aria eclisei de talpă. În final, momentul negativ este aproximat de produsul dintre forță și distanța dintre centrele de greutate ale eclisei și armaturilor.

Rezistența la forfecare:

Rezistența eclisele de inimă, care trebuie să raziste exclusiv la forfecare, trebuie să ia în considerare efectele flambajului prin forfecare, conform 5.2 din EN1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}}$$
 Ec. (6.7)

unde  $h_w$  este înălțimea secțiunii eclisei de inimă,  $t_w$  este grosimea eclisei de inimă,  $f_{y,w}$  este limita de curgerea a oțelului,  $\chi_w$  este factorul de reducere la flambaj prin forfecare.

Valoarea lui  $\chi_w$  este egala cu 1.0 atât timp cât următoarea condiție este validă:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}}$$
 Ec. (6.8)

unde  $\eta$  este un parametru care trebuie luat 1.2, așa cum este recomandat de cod. Trebuie notat faptul că ecuația este validă numai pentru eclisele nerigidizate.

# 6.5.1.3 Modelul rigidității

Metodologie de calcul a rigidității îmbinărilor de continuitate se bazează, de asemenea, pe schema modelului de rezistență. Momentul de curgere, curbura și prima aproximare a rotirii de curgere, pot fi obținute odată ce centrul de rigiditate este cunoscut, presupunând deformația specifică de curgere a oțelului din eclisa de talpă.

Rotirea la curgere este, apoi, re-ajustată cu un coeficient ca să ia în considerare reducerea în rigiditate datorată deformațiilor din forfecare. Valoarea rezultată a coeficientului, este calibrată pe baza rezultatelor investigațiilor experimentale prezentate în capitolele 6.3.

Acestăvaloare a fost calibrată pe baza unui interval de dimensiuni a eclisei care variază de la 10x80 mm<sup>2</sup> la 12x150 mm<sup>2</sup>. Trebuie acordată o atenție deosebită atunci când se proiectează îmbinări de continuitate cu dimensiuni dincolo de intervalul specificat. Cu toate acestea, s-a efectuat o analiză de sensibilitate pentru a verifica modul în care variabilitatea valorii calibrate afectează comportarea globală

a structurii. Efectele observate ale acestei variații asupra comportării globale a structurii au fost foarte mici și, prin urmare, pot fi ignorate.

# 6.5.2 Proiectarea la analiza elastică liniară

Regulile de proiectare sunt intenționate să asigure faptul că curgerea are loc în siguranțe, înainte de orice curgere sau cedare altundeva. În acest scop, proiectarea clădirilor cu îmbinări de continuitate sudate FUSEIS se bazează pe ipoteza că siguranțele sunt capabile sa disipeze energia prin formarea mecanismelor de încovoiere plastice.

# 6.5.2.1 Simularea și valoarea preliminară a factorului de comportare

Clădirea cu îmbinări FUSEIS poate fi simulată cu un model linear-elastic prin introducerea unui resort cu rotire corespunzătoare, la ambele capete a grinzilor MRF. Rigiditatea resorturilor trebuie să fie egală cu cea estimată în 5.1.3. Forțele interne rezultate din analiză sunt, apoi, împărțite cu factorul de comportare q. Pentru că, se asteaptă că numai siguranțele să aibă o comportare inelastică, factorul qdepinde, în principa,l de rezerva de ductilitate a sigurantelor și de tipul și iregularitatea structurii. Mai departe se propun câteva indicații preliminare asupra factorului de comportare dar investigații adiționale cu analize neliniare trebuie efectuate pentru a estima în mod corespunzător valoare lui. În cazul general, când îmbinarea grindă-stâlp oferă stabilitate suficientă fără să inducă efecte de ordinul 2 severe, valoarea lui q poate fi luata 4.0 și 5.0 pentru clasa de ductilitate medie și mare. În cazul unde rigiditatea globală a structurii este foarte mică pentru a acomoda deplasările impuse, structura trebuie considerată ca un pendul inversat cu un factor de comportare 2.0.

# 6.5.2.2 Analiza și verificarea siguranței

Se efectuează analize statice liniare sub încărări permanente și utile iar elementele cadrului principal sunt proiectate conform prevederilor din EN1993-1-1 la SLU și SLS. Metoda convenționala pentru calculul eforturilor sub încărcarea seismică este efectuarea analizei spectrale, unde numărul de moduri de vibrație în fiecare direcție este astfel considerată încât suma maselor efective este cel puțin egală cu 90% din masa totală.

# 6.5.2.2.1 Efecte de ordinul 2

Trebuie controlate posibilele efecte de ordinul 2 prin limitarea coeficientului de sensibilitate a deplasării relative de nivel  $\theta$ , sub valoarea limită dată în cod. Coeficientul  $\theta$  este calculat din Ec. (6.9) pentru fiecare nivel pentru ambele direcții X și Y a clădirii.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{nivel}}$$
 Ec. (6.9)

192   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

unde  $P_{tot}$  este încărcarea gravitațională totală la/și peste nivelul considerat în situația de proiectare seismică,  $V_{tot}$  este forța tăietoare de nivel,  $d_r$  este deplasarea relativă iar  $h_{nivel}$  este înălțimea nivelului considerat.

Prevederile relevante din cod prevăd ca clădirile sp limiteze coeficientul de sensibilitate la  $\theta \le 0.1$ , dacp efectele de ordinul 2 sunt neglijate. Dacă  $0.1 < \theta < 0.2$ , efectele de ordinul 2 pot fi luate în considerare, aproximativ, prin multiplicarea efectelor acțiunilor seismice cu un factor egal cu  $1/(1-\theta)$ . Dacă  $0.2 < \theta < 0.3$  trebuie aplicată o analiză de ordinul 2 mai precisă.

### 6.5.2.2.2 Limitarea deplasării relative de nivel

În analizele elastice liniare, deplasarea reală indusă de acțiunea seismică  $d_s$  trebuie calculată pe baza deformației elastice  $d_e$  a sistemului structural prin următoarea relație:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \text{Ec. (6.10)}$$

Deplasarea relativă  $d_r$  este definită ca diferența dintre deplasările laterale medii la partea superioară și inferioară a nivelului considerat. În funcție de tipul elementelor ne-structurale (materiale fragile, ductile sau ne-legate) și de clasa de importanță a clădiri, deplasarea relativă  $d_r$  este comparată cu valoarea corespunzătoare din cod.

# 6.5.2.2.3 Verificarea elementelor disipative

Îmbinările FUSEIS trebuie verificate să reziste la eforturile din combinația seismică cea mai defavorabilă și să îndeplinească următoarele condiții: rezistența la forța axială, la forfecare și la încovoiere.

În primul rând, trebuie verificat că rezistența la încovoiere plastică și la forfecare să nu scadă din cauza forțelor de compresiune prin Ec. (6.11):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,siguranță,Rd}} \le 0.15$$
 Ec. (6.11)

unde  $N_{Ed}$  este forța axială de proiectare iar  $N_{pl,siguranță,Rd}$  este rezistența axială de proiectare a imbinării FUSEIS.

Rezistența la forfecare trebuie verificată prin criterii de proiectare pe bază de capacitate, considerând că se dezvoltă, simultan, articulații plastic la ambele capete a grinzilor MRF. Se notează faptul că rezistența la forfecare a îmbinării FUSEIS se presupune că este oferită numai de eclisele de inimă.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,siguranță,Rd}} \le 1.0$$
 Ec. (6.12)

unde  $V_{CD,Ed} = 2M_{max,siguranță}/L_{siguranță,ij}$  rezistența la forfecare de proiectare,  $M_{max,siguranță}$  este rezistența la încovoiere maximă dezvoltată de către siguranță,  $L_{siguranță,ij}$  este distanța dintre siguranțele de pe aceeasi grindă iar  $V_{pl,siguranță,Rd}$ este rezistența la forfecare oferită de eclisele de inimă.

Rezistența la încovoiere trebuie verificată astfel:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,siguranță}} \le \frac{1}{\Omega} \le 1.0$$
 Ec. (6.13)

unde  $M_{Ed}$  momentul încovoietor de calcul,  $M_{max,siguranță}$  este momentul maxim al siguranței iar  $\Omega$  este factorul de supra-rezistență.

# 6.5.2.2.4 Comportarea disipativă globală

Pentru a obține o comportare disipativă globală a structurii, trebuie verificat faptul că raportul maxim  $\Omega$  pe intreaga structură nu diferă de valoarea minimă cu mai mult de 25%.

$$\frac{\mathrm{m}\mathbb{Z}\mathrm{k}\,\Omega}{\mathrm{min}\,\Omega} \le 1.25 \qquad \qquad \mathsf{Ec.}\ (6.14)$$

# 6.5.2.2.5 Rotirea siguranței

Pentru a garanta că rotirea siguranței nu depășește valoarea maxima obținută din rezultatele experimentale, s-a decis să se limiteze rotirea siguranțelor la 3%. Dat fiind faptul că rotirea lor poate fi evaluată direct de deplasarea relativă de nivel, aceasta are drept rezultat impunerea unei deplasări relative de nivel de 3%.

# 6.5.2.2.6 Verificarea elementelor nedisipative

Elementele nedisipative (stâlpii, grinzile curente și întărite) trebuie proiectate la valori crescute ale eforturilor în comparație cu cele derivate din analize, la combinația seismică cea mai defavorabilă, pentru a asigura că cedarea îmbinărilor FUSEIS se întâmplă prima dată.

Toate elementele trebuie să ia în considerare, în proiectare, următoarele combinați:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Ec. (6.15)

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Ec. (6.16)

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Ec. (6.17)

unde  $N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  și  $M_{Ed,G}$  sunt forțele axiale, taietoare și momentele încovoietoare din acțiunea ne-seismică inclusă în combinația de incărcări pentru situația de proiectare seismică.  $N_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  și  $M_{Ed,E}$  sunt forțele axiale, tăietoare și momentele

	_
194   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS	
	-

încovoietoare din acțiunea seismică de proiectare.  $\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{max,siguranță,i}/M_{Ed,i}\}$  este factorul de supra-rezistență minim pentru îmbinările FUSEIS în cladire, a se vedea Ec. (6.14).  $\gamma_{ov} = 1.25$  este factorul de supra-rezistență al materialului, vezi Ec. (6.1).

# 6.5.3 *Proiectarea pentru analiza neliniară* (Pushover)

Modelul structural folosit pentru analizele elastice trebuie să fie extins să includă răspunsul elementelor structurale în domeniul plastic și să estimeze mecanismele plastice și distribuția deteriorărilor.

Proprietățile articulației plastice a elementelor nedisipative trebuie calculate conform prevederilor codurilor relevante (ex. FEMA-356). Proprietățile articulație plastice pentru grinzile curente trebuie să fie de tip încovoiere (articulație M3), în timp ce stâlpii trebuie să ia în considerare interacțiunea dintre momentul încovoietor și forța axială (articulație P-M3).

# 6.6 ANALIZA PE O CLADIRE 3D

În acest capitol, se verifică ecuații, proprietăți de elemente, recomandări de proiectare, verificări critice și factorul de comportare propus, incluse în ghidul de proiectare, prin analize numerice pe clădiri în cadre 3D cu îmbinări de continuitate sudate FUSEIS, cu programul de calcul SAP2000.

# 6.6.1 Descrierea clădirilor în cadre studiate

# 6.6.1.1 Geometrie

Acest studiu de caz prezentat în continuare se bazează pe o clădire compusă cu 8 niveluri, vederea laterală este ilustrată în Fig. 6.13(a) și (b) iar vederea plană în Fig. 6.14. Structura este simulată folosind un model 3D dar cu grade de libertate în planul Y. Conține un cadru necontravantuit cu îmbinări rigide cu 3 deschideri de 8 m atât în direcția X cât și în Y. Înălțimea fiecărui nivel este constantă și egală cu 4m iar prinderea la bază a fost considerată rigidă. Fig. 6.15 prezintă dimensiunile planșeului compus atribuit, a cărui modelare compusă cu grinzile structurale este descrisă în 6.6.1.4. Elementele și materiale folosite sunt:

În direcția Y – cadru necontravântuit

- Grinzi compuse IPE450 (calitatea oţelului S275 şi beton C25/30, armături A500 NR)
- Grinzi compuse HEA200 (calitatea oţelului S355 şi beton C25/30, armături A500 NR) – rezistă numai la încărcări verticale
- Stâlpi cu calitatea oțelului S355 ( după axa maximă de inerție) În direcția X (nu se studiază) - contravântuiri
- Grinzi IPE500 (calitatea oțelului S355)
- Stâlpi cu calitatea oțelului S355 (după axa minimă de inerție)
- 2UPN120 și contravântuiri 140 /15/ cu calitatea oțelului S355

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	195
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUS	EIS

Siguranțele sudate sunt poziționate la 0.75 m de îmbinările grindă-stâlp, întrucât partea întărită a grinzilor sunt la 1.5 m distanță de aceleași îmbinări. Dispozitivele disipative au o calitate a oțelului mai mica (S235) decât restul componentelor structurale. Tabelul 6.7 prezintă dimensiunile siguranțelor implementate.



(a)

(b)

Fig. 6.13: Vedere laterala a clădirii modelate: (a) cadrele interioare și (b) cele exterioare. Zonele întărite ale grinzii sunt evidențiate cu portocaliu unde se pot observa marcajele care reprezintă îmbinarea sudată FUSEIS







Fig. 6.15: Reprezentarea schematică a planșeului compus

196   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Nivol	Dime	nsiunile	Armătura	Armătura	Dimensiuni	le eclisei de
NIVEI	eclisei	i de talpă	superioară	inferioară	ini	mă
-	b <sub>f</sub> (mm)	<i>t<sub>f</sub></i> (mm)	(mm)	(mm)	$h_w$ (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
1 la 4	170	12	12Ф16	8 <b>Φ</b> 10	170	8
5 la 6	170	10	12Ф16	8Φ12	170	8
7 to 8	la170	8	12Φ16	12Ф12	170	8

#### Tabelul 6.7: Dimensiunile ecliselor și armăturilor

# 6.6.1.2 Încărcări

Încărcările sunt cuantificate conform EN1991-1-1, EN1993-1-1 și EN1994-1-1 care includ încărcarea permanentă a structurii, încărcări suplimentare, încărcări utile, pereți despărțitori și perimetrali.

Caz de încărcare	Tipul încărcării	Valoare
Încărcarea permanentă	Placa compusă cu tablă cutată	2.75 kN/m
Încărcări aditionala	Instalații, tavane și pardoseli înălțate	0.70/1.00 kN/m2 <sup>1</sup>
	Pereți perimetrali	4.00 kN/m
Încărcări utilo	Birouri (Clasa B)	3.00 kN/m2 <sup>2</sup>
	Pereți despărțitori	0.80 kN/m2

#### Tabelul 6.8: Cuantificarea încărcărilor gravitaționale aplicate

În ceea ce privește acțiunile seismice, acestea pot fi cuantificate prin EN1998-1-1 cu parametrii asociați, dați în Tabelul 6.9.

#### Tabelul 6.9: Cuantificarea acțiunii seismice

Factorul de importanță (Clasa II)	γι=1.00
Accelerația terenului	a <sub>gr</sub> =0.30g
Tipul terenului	С
S <sub>max</sub>	1.15
Тв	0.20 sec
Tc	0.60 sec
TD	2.00 sec

<sup>2</sup> Ultimul nivel este considerat circulabil și, în conformitate cu paragraful .3.4.1(2) din *EN1991-1-1* acesta are aceeasi valoare a incărcări utila ca și încărcarea din instalații.

 $<sup>^1</sup>$  0.70 kN/m² pentru nivelurile intermediare și 1.00 kN/m² pentru ultimul nivel

# 6.6.1.3 Combinații de încărcări

Urmărind îndrumarea EN1990-1-1, verificarea de siguranță a unei clădiri la Starea Limită Ultimă trebuie efectuată pentru ambele combinații, fundamentale și seismice, care sunt date de ecuațiile 6.10 și 6.12b din EN1990-1-1. Adițional, masa totală a structurii pentru cuantificarea acțiunilor seismice trebuie determinată cu ecuația 3.17 din EN1998-1-1. Tabelul 6.10 prezintă toți coeficienții folosiți în combinațiile de încărcări.

	pentru combinaține de încarcari
Coeficient	Valoare
Υ <sub>G</sub>	1.35
$\gamma_Q$	1.50
Ψ <sub>2</sub> Birouri (Clasa B)	0.30
$\Psi_2$ Acoperiş	0.00
$\varphi$ Nivelele corelate	0.80
$\phi$ Acoperiş	1.00

Tabelul 6.10: Coeficienții folosiți pentru combinațiile de încărcări

# 6.6.1.4 Simulare

Structura este modelată cu elemente de tip cadru, unde masa distribuită de la fiecare nivel este concentrată în centrul ei de greutate. Această abordare simplifică calculele modelului și este considerată o aproximare acceptabilă datorită mai multor factori: (a) structura prezintă o geometrie regulată (dublu simetrică în plan și variații pe înălțime), (b) masa fiecărui nivel este bine distribuită și nu trebuie să se țină cont de verificarea verticală a modurilor seismice iar (c) rigiditatea în plan a planșeului compus este destul de mare pentru a considera o comportare de diafragmă pentru fiecare nivel.

Programul de calcul SAP2000 oferă o varietate largă de profile comerciale din oțel pentru a fii folosite în analiză. Dar, pentru a modela comportarea compusă dintre placă și grinzile IPE500 sau HEA200, a fost necesară definirea secțiunilor în *"section designer"* valabil în program. Două tipuri de secțiuni sunt definite aici, pentru a reprezenta grinzile poziționate în zonele de moment pozitiv/negativ. În zonele de moment pozitiv, unde betonul poate fi considerat ne-fisurat, numai betonul de deasupra tablei cutate este considerat, cu o lățime eficace determinată în paragraful 5.4.1.2(5) din EN1994-1-1. Pe de alta parte, în zonele de moment negativ, fisurarea în beton se poate verifica și, deci, se consideră, în schimb, armături. Odată cu introducerea îmbinărilor sudate FUSEIS, grinzile în zonele de moment negativ sunt întărite cu plăci adiționale la talpă și inimă. Fig. 6.16(a) și (b) arată o reprezentare schematică a secțiunilor în zonele modelate de moment pozitiv și negativ.



Fig. 6.16: Reprezentarea schematică a secțiunii grinzilor MRF în zonele de moment (a) pozitiv și (b) negativ

Pentru analiza liniară elastică, siguranțele sudate sunt simulate prin legături de rezemare unde exista opțiunea de a atribuii rigiditate la rotire. Această rigiditate este determinată prin aplicarea metodologiei descrise în 5.1.3 cu componentele ilustrate în Fig. 6.17.

Fig. 6.17: Reprezentarea schematică a secțiunii îmbinărilor sudate FUSEIS pentru a calcula rezistența și rigiditatea

#### 6.6.2 Analiza elastică liniară

# 6.6.2.1 Analiza spectrală

Se efectuează analiză multi-modală pe bază de spectre de răspuns iar rezultatele sunt prezentate în Tabelul 6.11. Primele trei moduri, care sunt de translație pe direcția Y, au activat mai mult de 90% din masa totală.

Mod	Perioada (s)	Raport de masă	Raport de masă acumulat
1	1.942	0.775	0.775
2	0.629	0.108	0.883
3	0.344	0.046	0.929

Tabelul 6.11: Masele participante și perioadele

Conform EN1998-1-1, pentru o perioadă mai mare decât  $T_D$ , limita inferioară pentru spectrul de proiectare orizontal trebuie să fie verificat cu Eq. (6.5):

$$S_{d}(T) \begin{cases} = a_{g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{C}T_{D}}{T^{2}}\right] \\ \geq \beta \cdot a_{g} \end{cases}$$
 Eq. (6.5)

unde  $S_d(T)$  este accelerația spectrului de proiectare, q este factorul de comportare egal cu 4 iar restul parametrilor sunt explicași în Tabelul 6.9. Întrucât valoarea rezultată a accelerației spectrului de proiectare este sub limita inferioară definită de coeficientul  $\beta$  datorită perioadei mari a structurii, este luată în considerare limita inferioară, acest lucru conduce la faptul ca IFM-urile ulterioare trebuie să fie guvernate de aceeasi valoare. Forta tăietoare la bază  $V_{tot}$ , încărcarea verticală  $P_{tot}$ , raportul lor și limita inferioară sunt date în Tabelul 6.12.

Tabelul 6.12: Verificarea limitei inferioare a spectrului orizontal de proiectare

V (kN)	P (kN)	V/P	Limita inferioară
1463.36	25256.26	0.058	0.060

# 6.6.2.2 Proiectarea seismică

6.6.2.2.1 Limitarea deplasării relative de nivel

Pentru că clădirea are elemente ne-structurale ductile, limitarea deplasării relative de nivel trebuie să fie verificată cu următoarea ecuație:

$$d_r \cdot \nu \le 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4 = 0.03 m$$
 Ec. (6.6)

unde v = 0.5 este factorul de reducere a deplasărilor de proiectare datorită clasei de importanță (în cazul clădirilor obișnuite) iar *h* este înălțimea de nivel. Tabelul 6.13 prezintă rezultatele analizelor în care verificarea este făcută pentru toate nivelurile.

1	abeiul 0.15. Liitillaiea 0	iepiasarii relative ue iliv	
Nivel	$d_r \cdot \nu$	$0.0075 \cdot h$	Verificare
0	0.0000	0.03	Adevărat
1	0.0138	0.03	Adevărat
2	0.0260	0.03	Adevărat
3	0.0289	0.03	Adevărat
4	0.0271	0.03	Adevărat
5	0.0245	0.03	Adevărat
6	0.0204	0.03	Adevărat
7	0.0167	0.03	Adevărat
8	0.0100	0.03	Adevărat

Tabelul 6.13: Limitarea deplasării relative de nivel

200   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Deplasarea relativă maximă verificată de către analiză, care poate fi recuperată prin renunțarea la coeficientul  $\nu$  de la nivelul 3 din valoarea  $d_r \cdot \nu$  și împărțind rezultatul la înălțimea de nivel, rezultă 1.45% și, deci, sub rotirea maximă stabilită a siguranței.

### 6.6.2.2.2 Efecte de ordinul 2

Limitarea efectelor de ordinal 2 se consideră a fi baza proiectării grinzilor si stâlpilor. Verificarea este efectuata prin Ec. (6.9). Deși coeficientul de sensibilitate este mai mare decât 0.2 la nivelul 3, valoarea nu depășește valoarea maximă impusă de cod (0.30). Cu toate acestea, trebuie efectuate studii suplimentare cu analize neliniare de tip pushover.

	Tabelul 6.14: Verificare	a efectelor de ordinal 2	0 00
Nivel	Өу	θy < 0.1	θx < 0.2
1	0.115	FALS	Adevărat
2	0.199	FALS	Adevărat
3	0.208	FALS	FALS
4	0.181	FALS	Adevărat
5	0.144	FALS	Adevărat
6	0.101	FALS	Adevărat
7	0.066	Adevărat	Adevărat
8	0.030	Adevărat	Adevărat

... . .

# 6.6.2.2.3 Verificarea îmbinărilor sudate FUSEIS

Sistemele FUSEIS sudate sunt proiectate pe baza momentelor grinzii compuse a structurii convenționale dar luând în considerare valorile  $\alpha^+$  și  $\alpha^-$ . Tabelul 6.15 perizntă verificarea siguranțelor pe fiecare nivel și valoarea suprarezistenței lor  $\Omega$  =  $M_{max}/M_{ed}$ , Tabelul 6.16 prezintă valorile  $\alpha^+$  și  $\alpha^-$ , pentru fiecare tip de siguranță iar Tabelul 6.17 prezintă varificarea la forța tăietoare.

Nivel	M <sub>ed</sub> Proiectare	M <sub>rd</sub> Negativ	M <sub>rd</sub> Pozitiv	Factor utilizare pozitiv	Factor utilizare negativ	Ω negativ	Ω pozitiv
1	173.65	272.77	423.38	0.64	0.41	1.57	2.44
2	217.32	272.77	423.38	0.80	0.51	1.26	1.95
3	219.41	272.77	423.38	0.80	0.52	1.24	1.93
4	207.02	272.77	423.38	0.76	0.49	1.32	2.05
5	182.59	226.91	365.06	0.80	0.50	1.24	2.00
6	161.81	226.92	365.06	0.71	0.44	1.40	2.26
7	117.99	162.73	292.83	0.73	0.40	1.38	2.48
8	72.99	162.73	292.83	0.45	0.25	2.23	4.01

Tabelul 6.15: Verificarea momentelor încovoietoare

#### ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

	rabolal orror valorito la a și a	
Nivel	$lpha^-$ (grinda $M_{pl}=511~kNm$ )	$\alpha^+$ (grinda $M_{pl} = 841 Nm$ )
170 x 12	0.5338	0.5034
170 x 10	0.4441	0.4341
170 x 8	0.3185	0.3482

#### Tabelul 6.16: Valorile lui $\alpha^+$ și $\alpha^-$

Nivol	$V_{ed}$	$V_{ed}$	$V_{ed}$	Υ.	Factor
INIVEI	capacitate	gravitațională	proiectare	V rd	utilizare
1	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
2	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
3	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
4	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
5	91.07	42.30	133.37	184.52	0.72
6	91.07	42.30	133.37	184.52	0.72
7	70.09	42.30	112.39	184.52	0.61
8	70.09	42.30	112.39	184.52	0.61

#### Tabelul 6.17: Verificarea la forța tăietoare

#### 6.6.2.2.4 Comportarea disipativă globală

Excluzând ultimul nivel, raportul  $m \mathbb{E} \Omega / \min \Omega$  este 1.26 pentru momentele negative. Deși sunt puțin peste valorile estimate, încă se poate concluziona că structura prezintă o comportare disipativă destul de bună.

#### 6.6.2.2.5 Verificarea elementelor nedisipative

Grinzile întărite și deschiderea lor au fost proiectate să reziste la dezvoltarea completă a articulațiilor plastice în siguranță și, deci, îndeplinesc verificarea de siguranță la acțiunea seismică impusă. Întrucât, stâlpii se bazează pe structura convențională, trebuie să se efectueze verificarea de siguranță (Tabelul 6.18).

Stâlp	P <sub>ed</sub> (kN)	V <sub>z,ed</sub> (kN)	V <sub>y,ed</sub> (kN)	M <sub>x,ed</sub> (kNm)	M <sub>y,ed</sub> (kNm)	M <sub>ny,rd</sub> (kNm)	M <sub>nx,rd</sub> (kNm)	Factor utilizare
HEM360	315.60	144.81	27.45	54.92	344.82	1771.10	689.41	0.12
HEM450	687.35	195.19	29.38	58.97	439.36	2247.51	688.35	0.12
HEM500	1059.66	238.04	29.44	59.27	490.85	2518.37	685.86	0.12
HEM550	1431.29	267.31	16.15	44.35	1089.44	2816.22	687.64	0.21

 Tabelul 6.18: Verificarea rezistenței elementelor nedisipative

202   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Acțiunile impuse ale stâlpului sunt estimate prin Ec. (6.15) până la Ec. (6.17). Nu se consideră interacțiunea dintre moment și forța tăietoare pentru că raportul dintre forța tăietoare aplicată și rezistența plastică la forfecare este sub 0.5.

# 6.6.3 Analizele statice neliniare (Pushover)

# 6.6.3.1 Evaluarea comportării neliniare a structurii

Analiza statică neliniară (pushover) este efectuată pentru a verifica mecanismul de cedare și factorul de comportare folosit în analiza liniară. Rezultatele prezentate mai departe sunt în concordanță cu distribuții ale forțelor laterale după modul fundamental de vibrație și uniforme, ambele incluzând efectele P-delta.

Atribuirea articulațiilor plastice pentru dispozitivele nedisipative au fost explicate deja în 5.3. Se atribuie articulații plastice neliniare de încovoiere de tip M3 sistemului sudat FUSEIS, a căror proprietăți sunt determinate din calibrarea rezultatelor experimentale și investigațiile analitice (de asemenea explicat în prezentul document). Diagrama moment-rotire este prezentată în Fig. 6.18, pentru una din îmbinările de continuitate sudate FUSEIS. Trebuie notat faptul că s-a ales curba histeretică de tip Pivot pentru articulațiile plastice.



Tabelul 6.19: Proprietățile articulației plastice a eclisei de talpă. SF – factor de scalare

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
С	-0.750	-10.453
В	-1.000	-1.000
Α	0.000	0.000
В	1.000	1.000
С	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN - hog	ging and sagging
Yield Rotation for SF	0.0037 rad - hog	ging and sagging

Fig. 6.18: Reprezentarea schematică a diagramei moment-rotire pentru articulația plastică a îmbinării sudate FUSEIS

Aceste articulații prezintă o rotire maximă între 38 și 40 mrad, care este peste rotirea minimp din cod. S-au stabilit criteriile de siguranță pentru determinarea punctului de performanță conform Tabelul 6.20, care sunt aproximativ 10, 60 și 80 % din rotirea ultimă a îmbinării de continuitate.

rabolal olzor rabaloa ontornalar ao olgaranja					
Nivel de siguranță	Ocupare Imediată (IO)	Siguranța Vieții (LS)	Prevenirea Colapsului (CP)		
Rotirea articulației SF	-1 / 1	-6 / 6	-8 / 8		

#### Tabelul 6.20: Valoarea criteriului de siguranță

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   203
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

Se efectuează, de asemenea, o analiză pushover cu proprietăți de bară de legătură pentru a estima curba pushover, obținută prin metoda cu articulații plastice. În Fig. 6.19 și Tabelul 6.21 sunt date proprietățile legăturii echivalente cu cele prezentate pentru abordarea cu articulații. Trebuie notat faptul că ramura pozitivă descendentă este crucială pentru reproducerea scăderii forței după cedarea siguranțelor, în timp ce ramura negativă, poate oarecum imita scăderea în forță datorită efectelor provenite din flambaj.



Fig. 6.19: Reprezentarea schematică a diagramei moment-rotire a legăturii îmbinării sudate FUSEIS

Point	Rotation (rad)	Moment (kNm)
1	-0.0387	-170.187
2	-0.0037	-226.916
3	0.0000	0.0000
4	0.0037	228.9388
5	0.0387	365.0577
6	0.0500	292.0461
Stiffness for linear	61816 k	‹Nm/rad
analysis cases		

Tabelul 6.21: Proprietățile legăturii eclisei

de talpă 170 x 10

Fig. 6.20 prezintă curbele pushover rezultate cu abordarea cu legături.



Fig. 6.20: Curbele pushover din abordarea cu legături

Mai departe, se studiază curba considerând o distribuție a forțelor după modul 1 cu efectele P-delta incluse. Punctul de performanță asociat și secvența de formare a articulaților plastice sunt ilustrate. Aceste rezultate sunt, apoi, comparate cu rezultatele obținute din analiza liniară elastică.

204   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS	

Punctul de performanță este calculat cu metoda N2 prezentată în Eurocodul 8. În Tabelul 6.22 se prezintă deplasările rezultate, perioada și factorul de comportare (estimat cu metoda propusă de POLIMI<sup>3</sup>), iar curbele pushover ne-idealizate și idealizate (la prima iterație și la punctul de performanță) a structurii echivalente cu un grad de libertate sunt ilustrate în Fig. 6.21.

rabela 0.22. Ourablenstiene punctular de performança					
Deplasarea punctului de performanță (m)	Perioada corespunzătoare T* (s)	Factorul de comportare q la punctul de performanță			
0.345	2.048	2.155			





Fig. 6.21:Curbele pushover a unui sistem echivalent cu un singur grad de libertate



Fig. 6.22: Comparație între curbele pushover obținute prin două abordări

Fig. 6.22 prezintă faptul că, curbele pushover din ambele analize (cu legături și articulații), se suprapun aproape perfect. Deci, secvența de formare a articulațiilor

<sup>3</sup>Metoda prezentată în anexa A

plastice, în particular, la punctul de performanță, poate fi direct obținut pe baza curbei pushover cu articulații plastice.

Distribuția articulațiilor plastice la prima curgere, la punctul de performanță și la cedare este dată în Fig. 6.23(a) la (c). Prima curgere a apărut în eclisa de la cadrul interior, datorită momentelor mai mari. Se poate observa faptul că îmbinările de continuitate au protejat elementele ne-structurale împotriva inițierii curgerii în timpul procedurii de aplicare a forței.



Fig. 6.23: Secvența dezvoltării articulațiilor plastice (a) prima articulație, (b) la punctul de performanță și (c) la prima cedare a unei articulații

În Fig. 6.24 se poate vedea faptul că punctul de performanță este localizat între starea de Ocupare Imediată și Siguranța Vieții care indică, posibilitatea de a reutiliza clădirea prin efectuarea, doar a, reparațiilor necesare (înlocuind, în acest caz, îmbinarea de continuitate) după cutremur.



Fig. 6.24: Evaluarea punctului de performanță

206   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

# 6.6.3.2 Deplasarea relativă de nivel la punctul de performanță

Tabelul 6.23 prezintă deplasarea relativă la punctul de performanță pentru fiecare nivel. Valorile arată faptul că deplasarea relativă maximă este 2.15% care este sub cea maximă stabilită în 6.5.2.2.5.

Nivel	d (m)	d <sub>r</sub> (m)	h (m)	Deplasarea relativă (%)		
1	0.025	0.025	4.000	0.625		
2	0.084	0.059	4.000	1.470		
3	0.164	0.080	4.000	1.993		
4	0.249	0.086	4.000	2.148		
5	0.329	0.080	4.000	2.000		
6	0.392	0.063	4.000	1.575		
7	0.432	0.040	4.000	0.998		
8	0.450	0.018	4.000	0.440		

Tabelul 6.23: Deplasarea relativă de nivel la punctul de performanță

# 6.6.3.3 Evaluarea factorului de performanță

Abordarea, propusă de POLIMI<sup>4</sup>, este de a evalua factorul de comportare pe baza informației din curba pushover a structurii. S-au considerat peste 20 de metodologii pentru a determina cele două variabile necesare pentru calculul factorului de comportare: supra-rezistența ( $\Omega$ ) și factorul de ductilitate ( $\mu$ ) (a se vedea Ec. (6.7)).

$$q = \mu \cdot \Omega$$
 Ec. (6.7)

Mai departe, cinci dintre cele peste 20 de metode sunt alese pentru a verifica dacă factorul de comportare aplicat în analiza elastică liniară este acceptabil. Aceste cinci metode au fost considerate cele care s-au potrivit cel mai bine cu structura propusă. Tabelul 6.24 prezintă factorul de comportare estimat cu cele cinci metode.

Metoda	q				
1	3.81				
4	4.63				
5	4.40				
6	3.43				
7	3.26				
Media	3.91				

Tabelul 6.24: Evaluarea factorului de comportare

Valorile variază între 3.26 și 4.63, cu valoarea medie egală cu 3.91. Factorul de

comportare aplicat este acceptabil pentru că valorile lui sunt localizate în Intervalul calculat. Dar, trebuie notat faptul că, intervalul oferit este o estimare aproximativă a factorului de comportare întrucât, doar, numai cele cinci metode care se potrivesc cel mai bine au fost folosite.

Trebuie efectuat un studiu mult mai precis considerând toate metodele. Cu toate acestea, se poate realiza întotdeauna o proiectare conservativă utilizând un factor de comportare mai scăzut.

# 6.7 CONCLUZII

Studiul prezentat mai sus introduce sistemul inovativ MRF cu îmbinări de continuitate sudate FUSEIS, rezistent la forțe laterale și ilustrează aplicarea lui cu succes pe clădiri din oțel și compuse în zone seismice. S-au efectuat analize experimentale și numerice pentru a evalua performanța și pentru a determina parametrii critici de proiectare. S-a pus accent pe procesul de proiectare seismică, asistată de analiză statică neliniară cu element finit, a unei structuri în cadre reprezentative. Punând accent pe comportarea globală, s-au luat în considerare unele dintre proprietățile structurale importante precum materialele, componente, îmbinări, stabilitatea globală și locală și efectele dinamice P-delta. Studiul au presentat unele dintre caracteristicile importante de performanță globală a sistemului, următoarele observații sunt de notat:

a) Sistemul prezintă o comportare foarte bună sub încărcări seismice: relativ rigidă cu capacitatea mare de absorbție a energiei.

b) Pentru că scopul principal este ca siguranțele să lucreze în domeniul plastic, ele sunt mai potrivite pentru clădiri cu înălțime mică. Pentru clădiri cu înălțime și flexibilitate mare parametrul care guvernează proiectarea este coeficientul de sensibilitate sau valoarea deplasării relative de nivel, care poate conduce la o soluție supradimensionată în termini de rezistență. Dacă acesta este cazul și pentru a asigura faptul că parametrul  $\alpha$  nu scade sub o anumită limită, îmbinările de continuitate ar putea fi prea rezistente și, deci, curgerea va fii prevenită.

c) Deformațiile inelastice sunt limitate cu strictețe la siguranțele disipative prevenind extinderea deteriorării în restul componentelor structurale. Siguranțele sunt ușor de fabricat, instalat și îndepărtat, întrucât sunt cu dimensiuni mici și cu detaliere simplă. Prin alegerea corespunzătoare a secțiunii lor, este posibilă plastificarea secvențială și controlată a siguranței.

d) Regulile de proiectare din codurile relevante pentru proiectarea seismică a cadrelor cu FUSEIS sudate, inclusiv recomandările practice privind alegerea siguranțelor corespunzătoare și verificările componentelor, s-au formulat într-un ghid de proiectare. Detaliile structurale și măsurile constructive au fost, de asemenea, definite.

208   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

În concluzie, se poate observa că prezenta cercetare, în concordanță cu tendința internațională în ingineria seismică, introduce sisteme "inteligente" care pot să disipeze energia seismică și pot fi ușor înlocuite și reparate, dacă este necesar. Adoptarea sistemelor FUSEIS sudate îmbunătățește avantajele bine-cunoscute ale oțelului în condiții seismice și oferă soluții mai bune în termeni de economie și siguranță.

Siguranțele inovative pot fi aplicate la clădirii din oțel multietajate și pot înlocui sistemele convenționale utilizate la nivel mondial (cum ar fi cadrele contravântuite centric și excentric, etc.) prin combinarea ductilității și a transparenței arhitecturale cu rigiditate. Aplicarea sistemului asigură o proiectare mai precisă și mai puțin costisitoare a unei clădiri. Calitatea oțelului în siguranțele disipative poate fi controlată și, prin urmare, rezistența lor poate fi calibrată, evitând suprarezistența excesivă. În plus, înlocuirea lor ușoară după cutremur, previne înlocuirea totală a elementelor structurale principale.

### 6.8 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

- [1] Agatino, M.R. (1995), "Criteri di collasso e modelli di danneggiamento per dettagli strutturale in acciaio soggetti a carichi ciclici", MSc Thesis, Politecnico di Milano. (in Italian)
- [2] BS EN 10002-1:2001: Tensile testing of metallic materials. Method of test at ambient temperature
- [3] Calado, L. and Castiglioni, C.A. (1996), "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research", Proceedings of 11th WCEE, Acapulco, Mexico, August.
- [4] Calado L, Proença JM, Espinha M, Castiglioni CA, Vayas I. "Hysteretic behaviour of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2)". Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.
- [5] Calado L, Proenca JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete frames." *Steel and Composite Structures* 14, no. 6 (2013): 547-569.
- [6] Castiglioni, C.A. and Pucinotti, R. (2009), "Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading", J. Constr. Steel Res., 65(4), 751-765.
- [7] ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- [8] EN1990, Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [9] EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures Part 1-1: General actions Densities, selfweight, imposed loads for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [10] EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [11] EN1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2004.
- [12] EN1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 209

#### ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE SUDATE FUSEIS

- [13] EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- [14] EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [15] Espinha, M. (2011), "Hysteretic behaviour of dissipative welded devices for earthquake resistant steel frames", MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.
- [16] Gomes, A. and Appleton, J. (1997), "Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling", *Eng. Struct.*, 19(10), 822-826.
- [17] Krawinkler, H. (2009), "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components", *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco, US, October.

# 6.9 ANEXA A Estimarea factorului de comportare propus de POLIMI Metoda 1











# 7 BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

# 7.1 INTRODUCERE

Filozofia convențională de proiectare seismică se bazează pe răspunsul disipativ, care acceptă implicit deteriorarea structurii în timpul cutremurului de proiectare și duce la pierderi economice semnificative. Repararea structurii este adesea împiedicată de deplasările permanente (reziduale) ale structurii. În scopul reducerii costurilor de reparație și a perioadelor de nefuncționare ale unei structuri supuse unui cutremur și, prin urmare, a obținerii unei abordări mai raționale de proiectare în contextul sustenabilității, se adoptă conceptele de bară disipativă detașabilă și capacitate de re-centrare a structurii. Aceste concepte sunt implementate într-o structură duală, obținută prin combinarea cadrelor contravântuite excentric (EBF) cu bare disipative (legături) detașabile, cu cadre necontravântuite (MRF). Barele disipative demontabile au scopul de a oferi capacitatea de disipare a energiei si să fie usor de înlocuit, în timp ce cadrele necontravântuite mai flexibile asigură capacitatea necesară de re-centrare a structurii. Re-centrarea cadrelor duale contravântuite excentric (D-EBF) cu bare disipative înlocuibile au fost studiate și dezvoltate anterior de Universitatea Politehnica Timisoara (UPT) în cadrul mai multor proiecte de cercetare.

# 7.2 DESCRIEREA SISTEMULUI CU BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

# 7.2.1 Principiile sistemelor duale cu re-centrare

Majoritatea structurilor proiectate conform codurile moderne ar avea deplasări inelastice chiar și sub acțiune seismică moderată, cu deplasări permanente (reziduale) după cutremur. Reparația este dificilă în astfel de cazuri. Soluții care asigură auto-centrarea structurii există, dar sunt exigente din punct de vedere tehnic (toroane post-tensionate, dispozitive din aliaj cu memoria formei etc.). O soluție alternativă este cea care asigură capacitatea de re-centrare (spre deosebire de auto-centrarea), prin intermediul barelor disipative detașabile și prin configurația structurală duală (rigidă-flexibilă).

Sistemele structurale care au ca scop reducerea deteriorărilor structurale prin izolarea deformațiilor plastice în "siguranțe" detașabile sau "reparabile" și care au abilitatea de a reveni la forma inițială nedeformată după un cutremur au primit multă atenție.

Așa cum au propus Stratan și Dubina [1-2], pentru a asigura capacitatea de recentrare a unei structuri cu cadre contravântuite excentric cu bare disipative detașabile, s-a sugerat utilizarea configurațiilor structurale duale, obținute prin combinarea cadrelor contravântuite excentric și cadrelor necontravântuite. Dacă cadrele necontravântuite mai flexibile sunt păstrate elastice (o posibilă modalitate de a favoriza acest lucru este realizarea unor elemente din oțel de înaltă rezistență),

212   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

acestea ar asigura forța de revenire necesară pentru a re-centra structura după îndepărtarea barelor disipative detașabile deteriorate.

În Fig. 7.1a este prezentat un sistem dual idealizat constând din două resorturi inelastice legate în paralel. Pentru a asigura capacitatea de re-centrare, subsistemul flexibil trebuie menținut în domeniul elastic până la deplasarea la care subsistemul rigid își atinge capacitatea maximă de deformare plastică. Cu toate acestea, un sistem dual convențional care satisface această condiție nu va reveni la poziția inițială după deformații în domeniul inelastic, chiar dacă deplasările permanente  $\delta_{pD}$  în sistemul dual sunt mai mici decât cele care ar fi obținute doar într-un sistem rigid  $\delta_{pr}$  (Fig. 7.1b). Deformațiile permanente pot fi eliminate dacă subsistemul rigid este realizat ca detașabil. La descărcarea sistemului dual, există o deplasare permanentă  $\delta_{pD}$  și forțele reziduale corespunzătoare în subsistemele flexibil ( $F_{pr}$ ) și rigid ( $F_{pr}$ ). După eliminarea barelor disipative detașabile, rigiditatea și rezistența sistemului sunt furnizate numai de subsistemul flexibil ( $F_{pr} = 0$ ). Dacă subsistemul flexibil este încă în domeniul elastic, acesta va readuce sistemul la poziția inițială, având deformații permanente nule (Fig. 7.1c).



Fig. 7.1: Model simplificat al unui sistem dual generalizat (a), și deformații permanente într-un sistem dual convențional (b) și într-un sistem dual cu bare disipative demontabile (c)

#### 7.2.2 Descrierea sistemelor duale contravântuite excentric

În Fig. 7.2 este prezentată aplicarea conceptului de bare disipative detașabile cadrelor contravântuite excentric, în care barele disipative acționează ca zone disipative. Îmbinarea dintre elementul disipativ și grinda din care acesta face parte, este realizată cu ajutorul unei plăci de capăt cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate. Principalul avantaj față de alte dispozitive disipative este acela că barele disipative detașabile pot fi proiectate utilizând metode ușor accesibile inginerilor proiectanți de structuri și pot fi fabricate și construite folosind proceduri standard pentru profesie.



Fig. 7.2: Conceptul barei disipative demontabile

Re-centrarea sistemului este realizată prin proiectarea structurii ca un cadru dual, combinând cadre contravântuite excentric cu cadre necontravântuite. Răspunsul elastic al subsistemului flexibil (cadrele necontravântuite) asigură forțele de revenire, odată ce barele disipative deteriorate în timpul unui cutremur sunt îndepărtate. Pentru ca acest principiu să fie eficient, subsistemul flexibil ar trebui să rămână în domeniul elastic.

Soluția a fost validată experimental prin intermediul încercărilor pe componente și sisteme. Un program experimental a fost realizat la UPT, Centrul de Cercetare CEMSIG, pentru a determina performanța ciclică a barelor disipative cu șuruburi [1-2] și un altul la Laboratorul European de Evaluare Structurală (ELSA) al Centrului Comun de Cercetare (JRC) din Ispra, Italia, pentru a valida fezabilitatea soluției propuse printr-o campanie de încercare pseudo-dinamică a unui model la scară reală a unei structuri duale contravântuită excentric [3].

# 7.3 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE SISTEME CU BARE DISIPATIVE ÎNLOCUIBILE

# 7.3.1 Încercări experimentale pe bare disipative izolate

7.3.1.1 Montajul experimental și barele disipative încercate

Un program experimental s-a desfășurat la UPT, Centrul de Cercetare CEMSIG, pentru a determina performanța ciclică a barelor disipative prinse cu șuruburi [1-2], pentru care montajul experimental al unui element disipativ demontabil este prezentat în Fig. 7.3.



Fig. 7.3: a) Montajul experimental și b) relația forță–deformație totală  $V-\gamma_T$  pentru specimenul LH4c1 [1].

214   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Elementul disipativ demontabil a fost realizat dintr-un profil IPE240, oțel S235, în timp ce restul structurii - din oțel S355. Au fost luate în considerare patru lungimi ale elementului disipativ:  $e_0 = 400$  (notat cu 4), 500 (notat cu 5), 600 (notat cu 6) și 700 (notat cu 7) mm, cu rigidizări "rare" (L) și "apropiate" (H), și toate barele disipative au fost clasificate ca fiind scurte în conformitate cu AISC [4] și EN1998-1-1 [5]. În timpul acestui program experimental, au fost investigate bare disipative de înălțime mică, la fel ca cele din cadrul Proiectului DUAREM (înălțimea secțiunii 240 mm). Apoi a fost aplicată procedura de încărcare completă ECCS 1985 [6], constând întro încercare monotonă (m) și două ciclice (c1 și c2) pentru fiecare specimen. Între timp, pentru investigații viitoare privind barele disipative, AISC [4] propune un protocol dedicat de încărcare recomandat.

Strategia adoptată pentru proiectarea îmbinărilor cu placă de capăt a fost aceea de a asigura supra-rezistența îmbinării față de capacitatea la forfecare a barei disipative. A fost observată o reducere a rigidității inițiale totale a barei disipative demontabile în comparație cu soluția clasică, ca urmare a semi-rigidității plăcii de capăt și a lunecării în îmbinare. Prin urmare, s-a concluzionat că este necesară fie modelarea explicită a comportării semi-rigide a îmbinării, fie considerarea rigidității echivalente a barei disipative demontabile în analiza globală a cadrelor cu bare disipative prinse cu șuruburi.

# 7.3.1.2 Comportarea specimenelor

Tabelul 7.1 arată că încărcarea ciclică a redus cu 40% până la 70% capacitatea de rotire, cu reducerea maximă în cazul barelor scurte. Capacitatea de rotire crește ușor pentru bare mai scurte, cu excepția specimenelor LL4 și LH4.

Tabelul 7.1. Deformația ultima $\gamma \tau u$ , în radiani								
Specimen	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
m	0.155	0.273	0.360	0.395	0.235	0.278	0.345	0.420
c1	0.097	0.129	0.106	0.101	0.114	0.143	0.170	0.126
c1	0.092	0.133	0.156	0.112	0.109	0.136	0.182	0.125

Tabelul 7.1: Deformația ultimă γτ<sub>и</sub>, în radiani

Comportarea specimenelor lungi a fost mult influențată de răspunsul îmbinării cu șuruburi (a se vedea în Fig. 7.4a), caracterizat printr-o reducere treptată a rezistenței datorită șfichiuirii filetului șurubului și a unui răspuns ciclic de tip "pinching" (alunecare). Acest ultim efect a redus energia disipată în grupul de cicluri de amplitudine constantă. Pretensionarea completă a șuruburilor a redus parțial acest efect. Răspunsul specimenelor scurte a fost dominat de forfecarea inimii barei disipative (vezi Fig. 7.4b), caracterizată printr-o consolidare și capacitate de disipare a energiei importante, dar o degradare mai rapidă a rezistenței după ruperea inimii. Distanța dintre rigidizări a avut o importanță maximă pentru barele disipative scurte. Efectul lor a fost acela de a limita flambajul plastic local al inimii, crescând forța maximă și capacitatea de deformație, și oferind un răspuns ciclic mai stabil. Cu toate
acestea, după atingerea deformației ultime, cedarea specimenelor LH4 a fost mai rapidă în comparație cu cea a specimenelor LL4.



Fig. 7.4 Cedarea prin degradarea îmbinării în cazul specimenului LH6-c2 (a) și flambajul plastic al inimii în cazul specimenului LL4-c1 (b) [1].

Prin urmare, alegerea lungimii barei disipative este foarte importantă, deoarece în cazul lungimilor mai mari ( $e<1.6M_{p,link}/V_{p,link}$ , unde  $M_{p,link}$  reprezintă capacitatea la încovoiere a barei disipative și  $V_{p,link}$  reprezintă capacitatea la forfecare a barei disipative) este dificilă dimensionarea îmbinării cu placă de capăt ca fiind elastică, deoarece aceasta se poate deteriora și poate face procedura de înlocuire mai problematică, spre deosebire de utilizarea unor bare disipative foarte scurte ( $e<0.8M_{p,link}/V_{p,link}$ ), cum a fost cazul încercărilor de la JRC, cât și de la UPT.

Din încercările experimentale disponibile, specimenele de bare disipative cu rigidizări rare au prezentat o capacitate de deformație stabilă de cel puțin 0,09 rad, în timp ce cele cu rigidizări apropiate au prezentat o capacitate stabilă de deformație de cel puțin 0,11 rad. În cazul specimenelor LH5, cu o lungime  $e=0.8M_{p,link}/V_{p,link}$ , capacitatea de deformație ultimă a atins o valoare de cel puțin 0,17 rad.

# 7.3.2 Încercări experimentale pe cadre duale cu bare disipative demontabile

## 7.3.2.1 Programul, montajul și specimenele experimentale

Validarea soluției propuse a fost realizată printr-o campanie de încercare pseudodinamică a unui model la scară reală al unei structuri duale contravântuită excentric, în Laboratorul European de Evaluare Structurală (ELSA) al Centrului Comun de Cercetare (JRC) din Ispra, Italia, în cadrul Proiectului FP7 SERIES DUAREM ("Fullscale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links").

Specimenul experimental este prezentat în Fig. 7.5. Sistemul de preluare a forțelor laterale constă în 2 cadre contravântuite excentric situate central și 4 cadre necontravântuite, pe direcția de încercare.

	216   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
	BARE DISIPATIVE DEMONTABILE
1	



Fig. 7.5 Specimenul experimental: a) vedere 3D; b) configurație în plan [3].

Elementele structurale metalice au fost proiectate din oțel marca S355, cu două excepții. S-a folosit oțel marca S460 pentru stâlpi și S235 pentru barele disipative. Secvența de încercare a specimenului experimental în fața peretelui de reacție de la ELSA a constat în încercări pseudo-dinamice (PsD), împreună cu unele încercări monotone și de înlocuire a barelor disipative [3].

A fost aleasă o accelerogramă (din șapte selectate prin potrivirea cu spectrul de răspuns elastic utilizat în proiectare) pentru a fi folosită în încercările pseudodinamice pentru a evalua performanța structurală a specimenului experimental, aplicată pe mai multe nivele de intensitate (a se vedea Tabelul 7.2, unde  $a_{gr}$  este accelerația de vârf de referință și  $a_g$  reprezintă accelerația de vârf a terenului pentru un anumit nivel de cutremur):

Stare limită	Încercarea PsD	Perioada de revenire,	Probabilitate de depășire	a <sub>g</sub> /a <sub>gr</sub>	a <sub>g</sub> /g	Încercări monotone adiționale
		anı				
Complet	FO1, FO2,	-	-	0.062	0.020	
Operațional	FO3					
Limitarea	DL	95	10% / 10 ani	0.59	0.191	
Degradărilor						
Degradări	SD	475	10% / 50 ani	1.00	0.324	PO1
Semnificative						
Prevenirea	NC	2475	2% / 50 ani	1.72	0.557	PO2,
Prăbușirii						PO3

Tabelul 7.2: Stări limită și factori de scalare corespunzători pentru acțiunea	seismică
introdusă.	

Programul experimental a fost completat cu două încercări de înlocuire a barelor disipative:

• Prima înlocuire a barelor disipative (LR1) - după încercarea DL, unde barele disipative au fost eliminate din structură prin deșurubare;

• A doua înlocuire a barelor disipative (LR2) - după încercarea PO1, unde barele disipative au fost îndepărtate prin tăierea cu flacără;

# 7.3.2.2 Rezultatele experimentale

Încercările FO au fost efectuate pentru a evalua răspunsul elastic al structurii cu fiecare set de bare disipative noi, înainte de încercările PsD principale DL, SD și NC, accelerograma selectată fiind scalată pentru a avea PGA de 0,02g. În timpul acestor încercări, structura a manifestat un răspuns elastic.

Încercarea DL a fost efectuat pentru a simula un cutremur moderat, provocând daune structurale moderate, accelerograma selectată fiind scalată pentru a avea PGA de 0,191g. Încercarea SD a fost efectuat pentru a simula un cutremur mai puternic, provocând daune structurale mai mari, accelerograma selectată fiind scalată pentru a avea PGA de 0,324g. În timpul acestor încercări, nu s-a observat curgere în alte elemente decât în barele disipative, unde s-au înregistrat deformații plastice maxime mici, până la moderate. S-au observat fisuri minore până la moderate în placa de beton (a se vedea Fig. 7.6). Structura a avut o deplasare la vârf reziduală mică. De asemenea, s-au înregistrat deplasări relative de nivel reziduale tot mici.

A fost necesar să se efectueze o încercare PO1 (o încercare monotonă de tip pushover până la o deplasare suplimentară de 55 mm), continuând de la sfârșitul încercării SD. Acesta s-a realizat pentru a obține deplasări reziduale mai mari, fiind necesare pentru a valida fezabilitatea procesului de îndepărtare a barelor disipative deteriorate și re-centrarea structurii. În timpul acestei încercări, nu s-a observat curgere în alte elemente decât în barele disipative. Deformații plastice maxime mai mari s-au înregistrat în acestea (vezi Fig. 7.6). Au fost observate fisuri mai vizibile în placa de beton (vezi Fig. 7.6). După această încercare, structura prezenta o deplasare la vârf reziduală semnificativ mai mare. S-au înregistrat deplasări relative de nivel reziduale mai mari.



Fig. 7.6 Rezultate experimentale ale încercării PO1 [3]

Deoarece, după încercarea DL, structura a prezentat o deplasare la vârf reziduală mică și s-au înregistrat deplasări laterale reziduale mici, s-a luat decizia de a elimina primul set de bare deteriorate, prin înlăturarea șuruburilor, nivel cu nivel, pornind de la cel inferior spre cel superior. Valoarea mică a deplasării la vârf reziduale de la

218   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

sfârșitul încercării DL a scăzut după eliminarea barelor deteriorate. Un nou set de bare disipative a fost apoi montat în structură.

Deoarece, după încercarea PO1, structura a prezentat o deplasare la vârf reziduală semnificativ mai mare și s-au observat deplasări laterale reziduale mai mari, s-a luat decizia de a elimina al doilea set de bare deteriorate, prin tăierea cu flacără atât a inimii, cât și a tălpilor barelor, începând de la nivelul superior în jos. Valoarea deplasării la vârf reziduale de la sfârșitul încercării PO1 a scăzut după eliminarea barelor deteriorate. Un nou set de bare disipative a fost apoi montat în structură.

Încercarea NC a fost propusă pentru a simula un cutremur mult mai puternic și pentru a obține deteriorări extinse în întreaga structură, capacitatea de re-centrare fiind pierdută datorită curgerii și a altor elemente structurale, pe lângă barele disipative, accelerograma selectată fiind aplicată cu un factor de scalare 0.557. Această încercare a fost oprită prematur deoarece capacitatea disponibilă a actuatorilor (1000 kN pe cadru la fiecare etaj) nu a fost suficientă pentru a finaliza încercarea cu torsiunea nulă impusă la fiecare etaj.

O altă încercare ciclică de tip pushover (PO2) cu amplitudine maximă a deplasării la vârf de 150 mm a fost propusă în continuare, după eliberarea forței din actuatori de la încercarea NC. și, ulterior, o încercare ciclică de tip pushover finală (PO3) cu o amplitudine a deplasării la vârf maximă de 400 mm. Ultimele trei încercări au determinat o comportare plastică extinsă în întreaga structură (a se vedea Fig. 7.7).



Fig. 7.7 Starea specimenului experimental după ultima încercare [3]

Cerința maximă în bara disipativă, după încercarea PO1, este de 0,075 rad (vezi Tabelul 7.3), mai mică decât criteriul acceptat pentru această stare limită, adoptat din FEMA356 [7], care este de 0,11 rad.

		cic uisip	auve, m i
Încercare	DL	SD	PO1
Rotirea maximă [rad]	0.032	0.061	0.075
Rotirea reziduală [rad]	0.014	0.022	0.066

Tabelu	ıl 7 3 <sup>.</sup> Cer	intele de	deformat	ie în	barele	disin	ative în	radiani
abeit		ințele ue	ueiviina		Daiele	uisip	auve, m	aulain

După încercarea DL, structura prezintă o deplasare la vârf reziduală mică, de 5 mm (0,05%), deplasarea la vârf maximă fiind de 32 mm. De asemenea, s-a înregistrat o deplasare relativă de nivel mică, de maxim 3 mm (mai puțin de 0,1%). La sfârșitul procedurii LR1, s-a observat o deplasare laterală reziduală foarte mică (H/5250

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   219
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

pentru ambele cadre), mai mică decât toleranța de montaj (H/300), structura fiind aproape re-centrată.

După finalizarea încercării PO1, structura a prezentat o deplasare la vârf reziduală semnificativ mai mare, de 45 mm (0,43%), deplasarea la vârf maximă fiind de 68 mm. A fost înregistrată o deplasare relativă de nivel reziduală mai mare, de maximum 18 mm (0,5%). La sfârșitul procedurii LR2, a fost observată o deplasare laterală reziduală mică (H/5250 pentru cadrul sudic și H/1750 pentru cadrul nordic), mai mică decât toleranța de montaj.

# 7.4 PREVEDERI DE PROIECTARE

#### 7.4.1 Procedura de proiectare



Fig. 7.8 Schema logică a proiectării cadrelor contravântuite excentric cu bare disipative demontabile și capacitate de re-centrare [3]

220   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Proiectarea structurală a structurilor duale, obținute prin combinarea cadrelor contravântuite excentric cu bare disipative detașabile și a cadrelor necontravântuite, se poate face folosind o abordare generală bazată pe coduri (a se vedea capitolul 7.4.1.1), dar trebuie luate în considerare unele criterii suplimentare (a se vedea capitolele 7.4.1.2 până la 7.4.1.6).

Schema logică ce prezintă pe scurt proiectarea cadrelor duale contravântuite excentric este ilustrată în Fig. 7.8.

## 7.4.1.1 Reguli generale de proiectare

Trebuie considerate în proiectare încărcările gravitaționale și acțiunea seismică. Masele trebuie să fie calculate din combinația de încărcări  $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q$ . Capacitatea elementelor structurale ar trebui determinată utilizând EN1993-1 [8] la Starea Limită Ultimă și deformațiile ar trebui să fie verificate la Starea Limită de Serviciu, utilizând combinații fundamentale de încărcări.

Proiectarea bazată pe capacitate poate fi adoptată, conform EN1998-1 [5], pentru a proiecta cadre necontravântuite (unde grinzile acționează ca elemente disipative care disipă energia prin încovoiere) și cadre contravântuite excentric (unde barele scurte acționează ca elemente disipative care disipează energia prin forfecare). Se recomandă conceptul comportării disipative. Este necesară o comportare disipativă globală a structurii, verificând ca valorile individuale ale raporturilor  $\Omega_i$  pentru fiecare bară scurtă să nu depășească valoarea minimă  $\Omega$  cu mai mult de 25% [5].

Eforturile din acțiunea seismică sunt determinate prin calcul spectral, unde numărul de moduri proprii de vibrație considerate în fiecare direcție este astfel încât suma maselor modale efective să fie cel puțin egală cu 90% din masa totală. Capacitatea elementelor structurale ar trebui verificată la SLU, iar deplasările relative de nivel ar trebui verificate la SLS, folosind combinații seismice de încărcări.

Imperfecțiunile globale și locale trebuie luate în considerare și trebuie verificată importanța efectelor de ordinul doi.

## 7.4.1.2 Configurația duală

Subsistemul mai slab, mai flexibil (cadrele necontravântuite), trebuie să asigure o rezistență minimă a structurii. Prin urmare, dualitatea structurii ar trebui verificată astfel încât cadrele necontravântuite să preia cel puțin 25% din forța seismică totală [9-11]:

$$F_{y}^{MRF} \ge 0.25 \ (F_{y}^{MRF} + F_{y}^{EBF})$$
 Ec. (7.1)

$$F_{y}^{EBF} = \frac{L}{H} V_{p,link}$$
 Ec. (7.2)

$$F_{y}^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H}$$
 Ec. (7.3)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismic	e   221
BARE DISIPATIVE DEMONTA	BILE

unde:  $F_y^{MRF}$  este rezistența de curgere a cadrelor necontravântuite,  $F_y^{EBF}$  este rezistenta de curgere a cadrelor contravântuite excentric, *L* este deschiderea cadrului, *H* este înălțimea unui nivel,  $V_{p,link}$  este rezistența la forfecare a barei disipative și  $M_{pl,b}$  este rezistența plastică la încovoiere a grinzii.



Fig. 7.9: Componentele de bază ale unui cadru parter a) contravântuit excentric și b) necontravântuit [11].

#### 7.4.1.3 Bare disipative înlocuibile

Barele disipative trebuie proiectate ca fiind detașabile și înlocuibile (prinse cu șuruburi). Acest lucru se poate realiza folosind o îmbinare cu placă de capăt care trebuie păstrată în domeniul elastic. Înseamnă că îmbinarea trebuie să aibă o forță de forfecare  $V_{j,Ed}$  și un moment de încovoiere  $M_{j,Ed}$  de proiectare care să corespundă unei bare disipative plasticizată și ecruisată, calculate după cum urmează:

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh} \gamma_{ov} V_{p,link} \qquad \qquad \text{Ec. (7.4)}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed}e}{2}$$
 Ec. (7.5)

unde  $\gamma_{ov}$  este 1.25 și  $\gamma_{sh}$  este 1.8 pentru DCH (conform rezultatelor din proiectul DUAREM) și 1.5 pentru DCM.

Pentru a obține supra-rezistența îmbinării, au fost adoptate bare disipative foarte scurte (cu lungimea *e* de  $0.8M_{p,link}/V_{p,link}$ , unde  $M_{p,link}$  este capacitatea la încovoiere și  $V_{p,link}$  este capacitatea la forfecare a barei disipative).

Datorita pretensionării, se consideră că îmbinarea cu șuruburi nu influențează rigiditatea globală a barei disipative.

#### 7.4.1.4 Capacitatea de re-centrare

Problema deformațiilor permanente (reziduale) ale structurii după un cutremur devastator, care poate produce dificultăți în înlocuirea barelor detașabile, poate fi rezolvată prin realizarea unei structuri ca duală, prin combinarea cadrelor contravântuite excentric cu cadre necontravântuite. Menținând elastice cadrele necontravântuite, mai flexibile, și deformațiile plastice concentrate doar în barele disipative detașabile, cadrele necontravântuite vor asigura capacitatea de revenire necesară pentru a re-centra structura după îndepărtarea barelor detașabile deteriorate.

222   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Pentru a verifica capacitatea de re-centrare a structurilor în cadre contravântuite excentric cu bare detașabile, deplasarea ultimă a cadrelor contravântuite excentric ( $\delta_u^{\text{EBF}}$ ) la Starea Limită Ultimă (SLU) (corespunzătoare capacității de deformație plastice a barei disipative) ar trebui să fie mai mică decât deplasarea de curgere a cadrelor necontravântuite ( $\delta_y^{MRF}$ ), și anume curgerea în cadrele necontravântuite să fie împiedicată până la atingerea capacității de deformație ultime în cadrele contravântuite excentric cu bare detașabile. Acest lucru se poate face analitic, folosind formulele de mai jos [11]:

$$\delta_{u}^{EBF} = \delta_{y}^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_{y}^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L e} \quad H \quad \gamma_{pl,u} < \delta_{y}^{MRF} = \frac{F_{y}^{MRF}}{K^{MRF}} \qquad \text{Ec. (7.6)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}}$$
Ec. (7.7)

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} (L e) \frac{G A_s}{e}$$
 Ec. (7.8)

$$K_{br}^{EBF} = 2 \quad \frac{E}{I_{br}}^{A} \quad \cos^2 \alpha$$
 Ec. (7.9)

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \left(\frac{L}{6 \ E \ I_b} + \frac{H}{12 \ E \ I_c}\right)}$$
 Ec. (7.10)

unde  $\delta_y^{EBF}$  este deplasarea la curgere a cadrelor contravântuite excentric,  $\delta_{pl}^{EBF}$  este deplasarea plastică a cadrelor contravântuite excentric,  $K^{EBF}$  este rigiditatea cadrelor contravântuite excentric, *e*, *L* și *H* sunt ilustrate în Fig. 7.9,  $\gamma_{pl,u}$  este capacitatea de deformație plastică a barei disipative,  $K^{MRF}$  este rigiditatea cadrelor necontravântuite,  $K_{link}^{EBF}$  este rigiditatea barei disipative,  $K_{br}^{EBF}$  este rigiditatea contravântuirii, *G* este modulul de forfecare,  $A_s$  este aria de forfecare a barei disipative, *E* este modulul lui Young, *A* este aria secțiunii transversale a contravântuirii,  $I_{br}$  este lungimea contravântuirii și  $\alpha$  este unghiul contravântuirii.

Această procedură analitică ar trebui utilizată ca predimensionare a capacității de re-centrare și este recomandată pentru structurile cu regim de înălțime jos, unde deplasarea laterală a structurii este dominată de un răspuns de forfecare. De asemenea, ar putea fi folosită ca predimensionare pentru clădirile cu regim de înălțime mediu și ridicat (unde poate apărea în altitudine o comportare globală de încovoiere), dar se recomandă ca re-centrarea să fie verificată prin analize neliniare statice (de tip pushover) și/sau dinamice (de tip time-history).

Se recomandă tuturor structurilor analizele neliniare statice și/sau dinamice pentru a verifica capacitatea de re-centrare, deoarece folosirea formulelor este o abordare aproximativă și simplificată. Modelarea pentru acest tip de analize este prezentată în capitolele 7.4.2 și 7.4.3.

# 7.4.1.5 Factor de comportare corespunzător

Necesitatea de a avea bare disipative foarte scurte ( $e=0.8M_{p,link}/V_{p,link}$ ) din cauza utilizării unei îmbinări nedisipative cu șuruburi și placă de capăt (vezi capitolul 7.4.1.3), conduce la cerințe mai mari de deformație în barele disipative, sub acțiunea seismică de proiectare. Ca urmare, cadrele contravântuite excentric cu bare foarte scurte nu reușesc să îndeplinească cerințele de performanță la SLU când sunt proiectate pentru un factor de comportare q = 6 la DCH. Pentru a reduce aceste cerințe și pentru a obține o performanță acceptabilă, este necesară limitarea factorul de comportare q la 4, la DCH. În cazul DCM, este recomandat un factor de comportare de 2,5.

# 7.4.1.6 Validarea barei disipative

Toate cerințele de proiectare suplimentare prezentate mai sus conduc la necesitatea unei precalificări (validări) a barelor disipative scurte detașabile [12]. Deoarece există doar un număr limitat de încercări experimentale pe bare scurte prinse cu șuruburi, care implică acest tip de îmbinare (placă de capăt) și secțiune (profil I cu înălțimea de 240 mm), atunci când se utilizează alte tipuri de secțiuni și îmbinări, se recomandă confirmarea performanței barelor disipative prin validare experimentală și/sau încercare numerică.

## 7.4.2 Modelarea pentru analiza statică neliniară (pushover)

Pentru a efectua analiza pushover, trebuie definită o comportare neliniară, atât pentru materialele folosite, cât și pentru elementele structurale.

Proprietățile efective (pe baza  $\gamma_{ov}$ ) trebuie utilizate pentru elementele disipative și proprietățile nominale ale materialelor pentru elementele nedisipative.

Articulații plastice neliniare de încovoiere (M3) ar trebui să fie atribuite la capetele grinzilor cadrelor necontravântuite și de încovoiere cu forță axială (P-M3) la capetele stâlpilor și grinzile cadrelor contravântuite excentric. Pentru contravântuiri, se pot utiliza articulații plastice neliniare axiale (P), atribuite la mijlocul barelor. Proprietățile acestora pot fi calculate conform ASCE41-13 [13].

S-a efectuat calibrarea modelului numeric al cadrelor duale contravântuite excentric cu bare disipative înlocuibile, pe baza rezultatelor experimentale ale programului DUAREM, obținând o potrivire bună în ceea ce privește comportarea globală și de nivel (vezi Fig. 7.10).



e -800 -1000 -60 -50 -40 -30 -20 -10 0 10 20 Deplasarea la vârf [mm]



Fig. 7.10: Comportarea a) globală și b) de nivel.

Pentru a lua în considerare comportarea neliniară de forfecare (V2) a barelor scurte, trebuie definite elementele de "legătură" (linkuri) plastice multiliniare, cu comportare neliniară la forfecare, descrise de următoarea curbă de comportare (Fig. 7.11):



Fig. 7.11: Comportarea neliniară de forfecare a barelor disipative.

unde:  $K_1$  este rigiditatea inițială (elastică) a barei disipative (ținând cont de rigiditatea la forfecare și încovoiere),  $V_y$  este capacitatea la forfecare a barei disipative ( $V_{p,link}$ ),  $V_u$  se consideră 1.8 $V_y$  la DCH și 1.5 $V_y$  la DCM,  $\gamma_u$  este rotirea de forfecare ultimă considerată 0.15 rad la DCH și 0.1 rad la DCM și  $\gamma_f$  se consideră 0.17 rad la DCH și 0.11 rad la DCM.

Elementele de "legătură" cu proprietățile de mai sus trebuie atribuite între nodurile de capăt ale fiecărei bare demontabile și barele scurte trebuie să fie articulate la capete.

Se efectuează analiza statică neliniară în control de deplasare, până când se atinge o deplasare monitorizată la vârful structurilor. În primul rând, forțele gravitaționale (din combinația de încărcări  $1,0 \cdot G+0,3 \cdot Q$ ) trebuie aplicate în control de forță și, în al doilea rând, forțele laterale, cu o distribuție modală, vor fi aplicate asupra cadrelor analizate în controlul de deplasare.

Dispozit	ve si sisteme inovative antiseismice   225
BA	RE DISIPATIVE DEMONTABILE

# 7.4.3 Modelarea pentru analiză dinamică neliniară (time-history)

Atunci când se efectuează analize dinamice neliniare (time-history), la fel ca și în cazul analizei statice neliniare, trebuie să se definească comportarea neliniară, atât pentru materialele folosite, cât și pentru elementele structurale.

Elementele de "legătură" plastice multiliniare, definite în cazul analizei statice neliniare, pentru a modela comportarea neliniară de forfecare a barelor scurte, ar trebui modificate corespunzător pentru a include comportarea histeretică. O buclă de histereză "netedă" ("smooth"), descrisă de Sivaselvan și Reinhorn [14-15], a fost utilizată cu succes la calibrarea rezultatelor experimentale din proiectul DUAREM, folosind analiza dinamică neliniară (vezi Fig. 7.12). Ea a fost formulată cu reguli pentru degradare de rigiditate și rezistență, și de asemenea "alunecare" ("pinching"). Douăzeci și doi de parametri trebuie definiți pentru a caracteriza complet această curbă de răspuns. Există două grupuri de parametri: parametrii comuni, corelați cu curba de comportare și parametrii specifici pentru regulile histeretice. Setul de parametri pentru regulile histeretice utilizate în cazul calibrării menționate mai sus, este prezentat mai jos.

Parametru specific					
Parametru de degradare a rigidității	20				
Parametru de reducere a rezistenței bazat pe ductilitate	0.001				
Parametru histeretic de reducere a rezistenței bazat pe energie	0.001				
Parametru de netezire pentru tranziția elastic-plastic	0.5				
Parametru pentru forma descărcării	0.2				
Parametru pentru lungimea de lunecare	0				
Parametru pentru precizia lunecării	100				
Parametru pentru nivelul momentului mediu de lunecare	0				
Exponent al resortului de închidere a interspațiilor	10				
Parametru de curbură al închiderii interspațiilor	1000				
Coeficient de rigiditate al închiderii interspațiilor	1				



Fig. 7.12: Calibrarea numerică a barei de forfecare.

226   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

# 7.5 ANALIZA CADRELOR 2D

Aplicarea procedurii de proiectare descrise în capitolul 7.4 unei structuri într-un studiu de caz este prezentată în cele ce urmează. Inițial, cadrele au fost proiectate folosind analize elastice la SLU și SLS. Au urmat analize statice neliniare, pentru a investiga comportarea lor dincolo de domeniul elastic.

## 7.5.1 Descrierea cadrelor studiate

#### 7.5.1.1 Ipoteze și geometrie

Studiul de caz prezentat în continuare constă în proiectarea și analizarea a 2 clădiri, cu patru niveluri și 2 clădiri cu opt niveluri. Planul acestor clădiri este prezentat în Fig. 7.13a. Numărul deschiderilor în ambele direcții este de 3, cu o lungime de 8 metri. Înăltimea fiecărui nivel este de 4 metri. Sistemul principal de preluare a fortelor laterale este compus din patru cadre necontravântuite și două contravântuite excentric pe directie transversală, si două cadre necontravântuite si două contravântuite excentric pe directie longitudinală. Cadrele marginale pe directie transversală sunt cadre metalice duale, care combină două cadre necontravântuite (care asigură capacitatea necesară de re-centrare a structurii, asigurând forțele de revenire după un cutremur) cu un cadru central contravântuit excentric cu bare disipative înlocuibile prinse cu șuruburi (care sunt destinate să asigure capacitatea de disipare a energiei și să fie ușor de înlocuit) (Fig. 7.13bc). Acestea sunt cadrele plane care vor fi proiectate și analizate în continuare. Toate celelalte cadre sunt sisteme de preluare a încărcărilor gravitaționale (cu grinzi compuse oțel-beton HE200A). Grinzile principale, stâlpii și contravântuirile sunt realizate din secțiuni europene I (tip IPE, HEA, HEB si HEM), iar barele disipative detasabile sunt realizate din secțiuni sudate. Materialul utilizat pentru elementele structurale este oțelul S355.



Fig. 7.13: Descrierea structurilor: a) configurație în plan, b) cadru plan cu 4 niveluri și c) cadru plan cu 8 niveluri.

Tabelul 7.5 include ipotezele privind încărcările gravitaționale și seismice. Încărcările gravitaționale au fost aplicate ca încărcări uniform distribuite pe grinzile secundare și reduse la încărcări concentrate pe cadrele principale. Încărcarea proprie cuprinde

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   227
 BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

planșeul compus și tabla cutată, rezultând 2,75 kN/m<sup>2</sup>. Au fost considerate încărcări suplimentare din instalații, plafoane și podele ridicate de 0,7 kN/m<sup>2</sup> la etajele intermediare și 1,0 kN/m<sup>2</sup> la ultimul etaj. O încărcare permanentă de 4,0 kN/m<sup>2</sup> a fost luată în considerare pentru pereții perimetrali. Încărcarea utilă ține cont de destinația clădirilor (birouri - clasa B) și pereții despărțitori mobili, rezultând 3,8 kN/m<sup>2</sup>.





Tabelul 7.5: Detalii de încărcare

Încărcări verticale		
Încărcări proprii (planșeu compus + tablă cutată)	2.75 kN/m <sup>2</sup>	
Încărcări suplimentare (instalații, tavan, podea	0.7 kN/m <sup>2</sup> – etaje intermediare	
înălțată)	1.0 kN/m <sup>2</sup> – ultimul etaj	
Pereți perimetrali	4.0 kN/m <sup>2</sup>	
Încărcări utile – (birouri clasa B + pereți despărțitori)	3.00+0.800=3.8 kN/m <sup>2</sup>	
Proiectare la DCH:		
Spectru elastic de răspuns	Tip 1	
Accelerația de vârf a terenului	a <sub>gR</sub> =0.3g	
Clasa de importanță II	γı = 1.0 (Clădiri obişnuite)	
Tip de teren	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$	
Factor de comportare q propus (DCH)	4	
Fracțiunea de amortizare	5%	
Coeficient de combinare seismic pentru valoarea	uu = 0.30	
cvasi-permanentă a acțiunilor variabile	ψ2=0.30	
Proiectare la DCM:		
Spectru elastic de răspuns	Tip 1	
Accelerația de vârf a terenului	a <sub>gR</sub> =0.15g	
Clasa de importanță II	γı = 1.0 (Clădiri obişnuite)	
Tip de teren	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$	
Factor de comportare q propus (DCH)	2.5	
Fracțiunea de amortizare	5%	
Coeficient de combinare seismic pentru valoarea cvasi-permanentă a acțiunilor variabile	ψ2=0.30	

228   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Toate încărcările gravitaționale atribuite cadrelor analizate corespund la jumătate din deschidere (4m).

Sunt luate în considerare două cazuri diferite de proiectare: cazurile de seismicitate moderată (considerând DCM) și ridicată (considerând DCH). Spectrul de tip 1-C a fost selectat pentru proiectare având în vedere două accelerații de vârf: 0,3 g pentru cazul seismicității ridicate și 0,15 g pentru cazul seismicității moderate (Fig. 7.14). Un factor de comportare q=4 a fost adoptat pentru DCH (vezi capitolul 7.4.1.5). În cazul DCM, a fost luat în considerare un factor de comportare de 2,5.

# 7.5.1.2 Modelarea pentru analiza elastic liniară

Modelarea, analiza și proiectarea clădirilor au fost realizate cu ajutorul programului de calcul cu elemente finite SAP2000 [16]. Modelul structural a fost un model 2D liniar-elastic.

Diafragme rigide au fost atribuite la fiecare nivel pentru a ține cont de efectul plăcilor din beton armat.

Masele structurale (în tone) considerate de pe jumătate din lățimea totală a structurii (12m) au fost atribuite în nodurile structurale ale cadrelor, deoarece numai cadrele marginale preiau forțe laterale (Fig. 7.15).



Fig. 7.15: Masele structurale: a) considerate de pe jumătate de structură b) atribuite în nodurile structurale ale modelului 2D.

## 7.5.2 Situația de proiectare fundamentală

## 7.5.2.1 Starea Limită Ultimă

Cadrele necontravântuite au fost proiectate din combinația fundamentală de încărcări la Starea Limită Ultimă (SLU)  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$ , unde *G* sunt încărcările permanente (încărcarea proprie) și *Q* sunt încărcările variabile (încărcarea utilă). Pentru grinzi s-au obținut secțiuni IPE330, secțiuni HE160B pentru stâlpii clădirii cu patru niveluri și secțiuni HE200B pentru stâlpii clădirii cu 8 niveluri.

# 7.5.2.2 Starea Limită de Serviciu

Săgețile grinzilor au fost verificate din combinația de încărcări fundamentală  $1.0 \cdot G$  +  $1.0 \cdot Q$ . Secțiunea a trebuit crescută la IPE360 pentru a avea săgeți mai mici decât *L*/350 (22,86 mm).

# 7.5.3 Calculul spectral

S-a efectuat un calcul modal cu spectre de răspuns și rezultatele sunt prezentate în Tabelul 7.6. Primele două moduri, în cazul clădirilor cu 4 niveluri și primele trei moduri, în cazul clădirilor cu 8 niveluri, au activat mai mult de 90% din masa totală. Forța tăietoare de bază de proiectare a cadrelor analizate este prezentată în Tabelul 7.6. Se poate observa că structura cu 8 niveluri are o forță tăietoare de bază de proiectare a cadrelor. Chiar dacă structura cu 8 niveluri are o masa aproximativ de două ori mai mare decât cea cu 4 niveluri, perioada fundamentală de vibrație mai mare a celei dintâi conduce la o accelerație spectrală de proiectare mai mică.

Cadru	a <sub>g</sub>	Forța tăietoare de bază de proiectare, V₅ [kN]	Modul nr.	Perioada (s)	Procentul de participare a masei (%)	Total (%)	
0.30g	a 2025 45	1	0.517	78.89	05.00		
	0.30g	2935.45	2	0.193	16.2	95.09	
0	0 15a	1754.12	1	0.576	79.32	04 80	
	0.15 <u>9</u>		2	0.213	15.57	94.09	
			1	1.126	71.58		
	0.30g	0g 3082.59	2	0.385	17.76	94.85	
0 min			3	0.221	5.51		
0-IIIV.			1	1.246	72.56		
	0.15g	).15g 2064.79	2	0.437	17.25	94.91	
			3	0.253	5.1		

Tabelul 7.6: Rezultatele calculului spectral

# 7.5.4 Imperfecțiuni globale și efecte de ordinul doi

Imperfecțiunile globale au fost luate în considerare în analiza structurală, conform EN1993-1-1, prin atribuirea unor forțe laterale echivalente Hi, obținute din combinația  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$ . Aceste forțe au fost calculate pe baza încărcărilor gravitaționale totale și a imperfecțiunii globale inițiale  $\phi$ , nivel cu nivel, și au fost luate în considerare în fiecare combinație de încărcări. S-au obținut forțe echivalente laterale mici, de 8,7 kN pentru nivelurile curente și 8,9 kN pentru nivelul acoperișului. Efectele de ordinul doi nu au fost luate în considerare în proiectare, deoarece coeficientul de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel  $\theta$  a fost calculat în conformitate cu EN1998-1-1 și s-a constatat că este mai mic de 0,1.

230   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

## 7.5.5 Proiectarea seismică

#### 7.5.5.1 Starea Limită Ultima – Elementele disipative

Barele scurte de forfecare sunt elementele disipative ale sistemului. Au fost proiectate din secțiuni I sudate ( $h \ge b \ge t_f \ge t_w$ ) de clasă 1.

Pentru a obține supra-rezistența îmbinării, s-au adoptat elemente disipative foarte scurte (vezi capitolul 7.4.1.3). Prin urmare, barele disipative au lungimi de 0,5 m în cazul clădirilor cu patru niveluri și 0,9 m în cazul clădirilor cu 8 niveluri.

Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	Secțiunea barei	$\Omega_{i}$	$\text{Min }\Omega_i$	Ω	
4-niv			1	350x190x18x9	2.28		
	0.2 a	2	350x190x18x9	2.42	2.13	2.67	
	0.3 <u>g</u>	3	290x190x16x8	2.23			
		4	230x140x16x6	2.16			
		1	350x130x18x6	1.59			
		0.15~	2	350x130x18x6	1.70	1 50	2 00
	0.159	3	290x140x16x6	1.77	1.59	2.00	
		4	230x120x16x5	1.92			

Tabelul 7.7: Barele disipative pentru cadrele cu 4 niveluri

abelul 7.8: Barele disipative	e pentru cadrele cu 8 niveluri
-------------------------------	--------------------------------

Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	Secțiunea barei	Ωi	$\text{Min }\Omega_i$	Ω
		1	490x260x20x8	2.44		
		2	490x260x20x8	2.41		
		3	440x230x20x7	2.09		
	0.24	4	440x230x20x7	2.31	1.00	2.45
	0.SY	5	390x200x20x6	1.96	1.90	
		6	390x200x20x6	2.29		
8-niv.		7	330x210x16x5	2.25		
		8	250x190x14x4	1.97		
	0.15g	1	440x230x20x7	2.34		
		2	440x230x20x7	2.27		
		3	390x220x18x6	1.93		
		4	390x220x18x6	2.19	1 0 2	0.44
		5	350x220x18x6	2.24	1.93	2.41
		6	330x210x16x5	2.08		
		7	290x210x16x5	2.23		
			8	210x190x14x4	2.15	

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   231
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Secțiunile barelor disipative au fost obținute din următoarea combinație seismică de încărcări:  $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + 1.0 \cdot A_{Ed}$  (unde  $A_{Ed}$  este acțiunea seismică) și sunt prezentate în tabelele de mai sus.

Pentru fiecare clădire s-a impus o comportare disipativă omogenă între barele disipative (25%). Supra-rezistența structurală a fost calculată ca [5]:

$$\Omega = \gamma_{ov} \Omega_i \qquad \qquad \text{Ec. (7.11)}$$

$$\Omega_{i} = \gamma_{sh} \frac{V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}}$$
 Ec. (7.12)

unde:  $\gamma_{ov}$  este 1.25 și  $\gamma_{sh}$  a fost adoptat 1.8 pentru DCH (în conformitate cu rezultatele proiectului DUAREM [1]) și 1.5 pentru DCM.

#### 7.5.5.2 Starea Limită Ultimă – Elementele nedisipative

Stâlpii, contravântuirile și grinzile cadrelor contravântuite excentric sunt elementele nedisipative ale sistemului și au fost proiectate din combinația seismică de încărcări care asigură suprarezistența ( $\Omega$ ) acestor elemente în raport cu cele disipative: 1.0·*G* + 0.3·*Q* +  $\Omega$ ·*A*<sub>Ed</sub>. Secțiunile sunt prezentate mai jos:

Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	Contravântuiri	Grinzi	Stâlpi	
	0.0-	1	HE280B	HE360A	HE320B	
		2	HE280B	HE360A	HE320B	
	0.39	3	HE240B	HE300A	HE300B	
4-niv.		4	HE200B	HE240A	HE300B	
	0.15g	1	HE240B	HE360A	HE260B	
		0.15a	2	HE220B	HE360A	HE260B
		3	HE220B	HE300A	HE240B	
			4	HE180B	HE240A	HE240B

Tabelul 7.9: Elementele nedisipative ale cadrelor cu 4 niveluri

BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Tubbiui						
Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	Contravântuiri	Grinzi	Stâlpi	
		1	HE320B	HE500A	HE340M	
		2	HE320B	HE500A	HE340M	
		3	HE300B	HE450A	HE300M	
	0.3a	4	HE280B	HE450A	HE300M	
	0.5 <u>y</u>	5	HE280B	HE400A	HE300B	
		6	HE260B	HE400A	HE300B	
8-niv.		7	HE240B	HE340A	HE280B	
		8	HE200B	HE260A	HE280B	
	0.15g	1	HE260B	HE450A	HE300M	
		2	HE260B	HE450A	HE300M	
			3	HE260B	HE400A	HE280M
		4	HE240B	HE400A	HE280M	
		5	HE220B	HE360A	HE280B	
		6	HE220B	HE340A	HE280B	
		7	HE200B	HE300A	HE260B	
		8	HE180B	HE220A	HE260B	

 Tabelul 7.10: Elementele nedisipative ale cadrelor cu 8 niveluri

7.5.5.3 Starea Limită de Serviciu (Limitarea deplasărilor relative de nivel) Considerând ca structurile au elemente nestructurale ductile, se verifică Ec. (7.13)

$$d_r \quad v \leq 0.0075 \quad h = 0.0075 \quad 4000 = 30mm$$
 Ec. (7.13)

Unde  $d_r$  este deplasarea relativă de nivel de proiectare, v=0,5 este un factor de reducere a deplasărilor de proiectare datorită clasei de importanță a clădirii (clădiri obișnuite) și *h* este înălțimea nivelului. Tabelul 7.11 prezintă rezultatele analizei; Verificarea este satisfăcută pentru toate nivelurile cu valori mult mai mici decât valoarea limită de 30 mm.

Cadru	$a_{g}$	Deplasare [mm]		
1 niv	0.3g	11.26		
4-I IIV.	0.15g	14.62		
0 piv	0.3g	15.3		
O-IIIV.	0.15g	7.83		

Tabelul 7.11: Limitarea deplasărilor relative de nivel

## 7.5.5.4 Configurații duale

Dualitatea structurilor a fost validată prin verificarea ca cadrele necontravântuite să preia cel puțin 25% din forța seismică totală (vezi capitolul 7.4.1.2).

Pentru a obține cadre duale, secțiunile grinzilor cadrelor necontravântuite au fost mărite după cum urmează

Disp	pozitive si sisteme inovative antiseismice   233
	BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Cadru	Nivel	Secțiune
	1	IPE400
4 piv	2	IPE400
4-mv.	3	IPE360
	4	IPE360

Tabelul 7.12: Grinzile cadrelor necontravântuite cu 4 niveluri

#### Tabelul 7.13: Grinzile cadrelor necontravântuite cu 8 niveluri

Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	Secțiune
		1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
	0.34	4	IPE400
	0.5 <u>y</u>	5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
8 piv		8	IPE360
0-1110.		1	IPE400
		2	IPE400
		3	IPE360
	0 15a	4	IPE360
	0.159	5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

# 7.5.5.5 Grindă slabă-stâlp tare

Secțiunile tuturor stâlpilor clădirilor studiate au fost mărite pentru a satisface condiția "grindă slabă-stâlp tare":

unde:  $\sum M_{Rc}$  este suma capacităților la încovoiere ale stâlpilor superior și inferior și  $\sum M_{Rb}$  este capacitatea la încovoiere a grinzilor cadrelor necontravântuite.

Tabelul 7.14: Sta	âlpii cadı	relor ne	contravântu	uite cu 4 niveluri
	Code	Nlivel	Continuo	

Cadru	Nivel	Secțiune
	1	HE240B
4 niv	2	HE240B
4-111V.	3	HE220B
	4	HE220B

234   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Cadru	Cadru a <sub>g</sub> Nivel		Secțiune
		1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
	0.24	4	HE240B
	0.3 <u>y</u>	5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
9 piv		8	HE220B
0-1117.	0.15-	1	HE240B
		2	HE240B
		3	HE220B
		4	HE220B
	0.159	5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

#### Tabelul 7.15: Stâlpii cadrelor necontravântuite cu 8 niveluri

Secțiunile finale ale stâlpilor din cadrele necontravântuite, din proiectarea elastică, sunt cele de mai sus.

Secțiunile elementelor structurale obținute din proiectarea elastică sunt următoarele:

ag	Nivel	Bare disipative	Contravântuiri	Grinzi	Stâlpi	Gr. cadre necontr.	St. cadre necontr.
	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
0.24	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
0.3g	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B
	1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
0.15a	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
0.15g	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B
	4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B

Tabelul 7.16: Secțiunile cadrelor cu 4 niveluri

ag	Nivel	Bare disipative	Contravântuiri	Grinzi	Stâlpi	Gr. cadre necontr.	St. cadre necontr.
	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
0.30	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
0.59	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE280B	IPE360	HE220B
	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
0.15a	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
0.159	5	350x220x18x6	HE220B	HE360A	HE280B	IPE360	HE220B
	6	330x210x16x5	HE220B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	7	290x210x16x5	HE200B	HE300A	HE260B	IPE360	HE220B
	8	210x190x14x4	HE180B	HE220A	HE260B	IPE360	HE220B

Tabelul 7.17: Secțiunile cadrelor cu 8 niveluri

# 7.5.6 Analiza statică neliniară (Pushover)

Deoarece înălțimea structurilor din studiul de caz este relativ scăzută, clădirile fiind regulate în plan și elevație și modurile de vibrații superioare nu afectează răspunsul structural, evaluarea performanței seismice a fost adoptată utilizând analiza statică neliniară (pushover).

## 7.5.6.1 Modelarea cadrelor pentru analiza statică neliniară

Analizele statice neliniare s-au efectuat pentru a verifica capacitatea de re-centrare, folosind SAP2000.



Fig. 7.16: Abordarea stâlpului echivalent: a) încărcările gravitaționale corespunzătoare cadrelor interioare și b) modelarea stâlpului echivalent.

236   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Analizele pushover (PO) au fost realizate atât pe cadrele cu 4 niveluri, cât și pe cele cu 8 niveluri, considerând o distribuție modală a forțelor laterale. Efectele P-Delta au fost, de asemenea, incluse în analizele PO.

Un stâlp echivalent a fost modelat pentru a ține cont de încărcările gravitaționale care acționează asupra cadrelor gravitaționale interioare (Fig. 7.16).

Proprietățile efective ale materialelor au fost folosite pentru elementele disipative, utilizând  $\gamma_{ov}$ =1,25, și a proprietățile nominale ale materialelor pentru elementele nedisipative.

Tabalul 7 40. Dua				duals and Audioseloud
Tabelul 7.18: Pro	prietațile neliniare	e ale barelor disip	pative pentru ca	arele cu 4 niveluri

Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	<i>K</i> ₁ [kN/m]	<i>V<sub>y</sub></i> [kN]
	0.3g	1	433680	612
		2	433680	612
		3	310683	449
1 piv		4	174867	263
4-1117.	0.15g	1	289798	408
		2	289798	408
		3	232550	337
		4	146315	219

#### Tabelul 7.19: Proprietățile neliniare ale barelor disipative pentru cadrele cu 8 niveluri

Cadru	a <sub>g</sub>	Nivel	<i>K</i> ₁ [kN/m]	$V_{y}$ [kN]
		1	255735	771
		2	255735	771
		3	191066	603
	0.2 a	4	191066	603
	0.39	5	151086	455
		6	151086	455
	9 pir	7	115904	322
9 piv		8	65865	193
0-111V.	0.15g	1	179466	603
		2	179466	603
		3	140361	457
		4	140361	457
		5	146401	408
		6	114501	322
		7	97069	281
		8	50887	161

Articulații plastice neliniare de tip moment încovoietor M3 au fost atribuite la capetele grinzilor cadrelor necontravântuite și de tip interacțiune moment încovoietor-forță axială P-M3 la capetele stâlpilor și grinzilor cadrelor contravântuite excentric. Pentru contravântuiri s-au folosit articulații plastice neliniare de tip axial P, fiind atribuite la mijlocul barelor. Aceste proprietăți au fost calculate conform ASCE41-13 [13]. Pentru a modela comportarea neliniară de forfecare (V2) a barelor scurte disipative,

s-au definit elementele "de legătură" plastice multiliniare, cu comportare neliniară pe direcția 2, prezentate mai sus.

Elemente "de legătură" între 2 noduri, cu proprietățile de mai sus s-au utilizat între nodurile de capăt ale fiecărei bare disipative și, în paralel, barele disipative scurte au fost modelate pentru a ține cont numai de rigiditatea axială (articulate la capete).

# 7.5.6.2 Rezultatele analizei statice neliniare

După efectuarea analizelor PO pe cadrele proiectate elastic, în cazul clădirilor cu 4 niveluri și cu 8 niveluri, la DCH, curgerea a fost observată în cadrele necontravântuite înainte de atingerea capacității de deformație ultimă în cadrele contravântuite excentric cu bare disipative detașabile. Prin urmare, unele secțiuni au fost înlocuite după cum urmează: pentru cadrul cu 4 niveluri, stâlpii cadrelor contravântuite excentric au fost măriți, iar pentru cadrul cu 8 niveluri, cadrele necontravântuite au fost fabricate din oțel S690.

Noile cadre obținute au fost re-verificate pentru toate condițiile din proiectarea elastică (combinații fundamentale, combinații seismice, dualitate, grindă slabă - stâlp tare), iar secțiunile finale pentru cadrele cu 4 și cu 8 niveluri la DCH sunt următoarele:

Cadru	Nivel	Bare disipative	Cv.	Cv. Grinzi Stâlpi		Gr. cadre necontr.	St. cadre necontr.
	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
4 piv	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
4-mv.	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
8 niv	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
0-1117.	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE240B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE240B	IPE360	HE220B

Tabelul 7.20: Secțiunile finale ale elementelor structurale la DCH

238   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

Mai departe, se observă că nu apare curgere înainte de atingerea a 0,15 rad în barele disipative la DCH și 0,1 rad la DCM (Fig. 7.17).



Fig. 7.17: Cadrele deformate din PO cu distribuție modală: a) cu 4 niveluri la DCH, b) cu 4 niveluri la DCH, c) cu 8 niveluri la DCH și d) cu 8 niveluri la DCM.

S-a observat că nu apare curgere în alte elemente structurale înainte de atingerea a 0,15 rad în barele disipative la DCH și 0,1 rad la DCM. Pentru cadrele DCH, atunci când rotirea de vârf a barei disipative atinge 0,15 rad, se manifestă mecanismul plastic complet cu rotiri plastice în celelalte bare disipative care variază între 0,102 rad și 0,128 rad pentru cadrul cu 4 niveluri și între 0,066 rad și 0,149 rad pentru cadrul cu 8 niveluri. Pentru cadrele DCM, când rotirea de vârf a barei disipative atinge 0,1 rad, celelalte bare disipative prezintă deformații cuprinse între 0,061 rad și 0,094 rad pentru cadrul cu 4 niveluri și între 0,024 rad și 0,095 rad pentru cadrul cu 8 niveluri.

Curbele de capacitate pentru toate cadrele sunt prezentate în Fig. 7.18.



Fig. 7.18: Curbele de capacitate.

Cadrele proiectate presupunând DCH, au o capacitate și ductilitate mai mari decât cele proiectate presupunând DCM. Cadrele cu 8 niveluri sunt mai ductile decât cadrele cu 4 niveluri și au fost proiectate să reziste unor forțe seismice similare (în cadrul aceleiași clase de ductilitate) (vezi capitolul 7.5.3).

Curbele sunt reprezentate până la capacitatea maximă (atunci când barele disipative ajung la deformația lor ultimă de forfecare), deoarece nu s-a atins convergența pentru deplasări mai mari.

Obiectivul de a nu avea curgere în cadrele necontravântuite înainte de atingerea deformației SD în barele detașabile (0,14 rad) ale cadrelor contravântuite excentric este atins, reprezentând cerința de proiectare de bază pentru cadre duale cu elemente disipative detașabile. Cadrele necontravântuite asigură re-centrarea specimenului până la atingerea deformației ultime din barele disipative (0,15 rad).

#### 7.5.6.3 Evaluarea performanței seismice

Performanța seismică a cadrelor studiate a fost evaluată utilizând metoda N2 [17], cu idealizarea bilineară a sistemului echivalent cu un singur grad de libertate dinamică adoptată pentru a se potrivi rigidității inițiale a sistemului (P100 [10]).

Performanța structurală a fost evaluată pentru stările limită prezentate în Tabelul 7.2 (DL, SD și NC) și ilustrate în Fig. 7.19. Deplasările țintă ( $D_t$ ) au fost calculate pentru fiecare stare limită și rotirile corespunzătoare ale barelor disipative sunt prezentate mai jos.









Tabelul 7.21: Evaluarea performanței seismice a cadrelor cu 4 niveluri.
-------------------------------------------------------------------------

Clasa de ductilitate	Stare Limită	Dt [mm]	Rotirea barei la Dt [rad]	Rotirea acceptată [rad]	Deplasare la vârf corespunzătoare [mm]
	DL	36.8	0.016	0.005	23.5
DCH	SD	69.7	0.053	0.14	151.5
	NC	127.4	0.115	0.16	-
	DL	26.5	0.009	0.003	19.5
DCM	SD	46.3	0.037	0.09	99.5
	NC	81.3	0.074	0.11	-

Tabelul 7.22: Evaluarea performanței seismice a cadrelor cu 8 niveluri.

Clasa de ductilitate	Stare Limită	Dt [mm]	Rotirea barei la Dt [rad]	Rotirea acceptată [rad]	Deplasare la vârf corespunzătoare [mm]
	DL	107.3	0.031	0.005	59.9
DCH	SD	182.2	0.062	0.14	404.9
	NC	313.3	0.109	0.16	-
	DL	41.9	0.003	0.003	44.9
DCM	SD	71.2	0.009	0.09	259.9
	NC	122.4	0.036	0.11	-

Obiectivele de performanță sunt îndeplinite pentru stările limită SD și NC. Deși obiectivul de performanță nu este îndeplinit pentru DL folosind abordarea N2, obiectivul de a nu avea curgere în cadrele necontravântuite înainte de atingerea deformației SD în barele detașabile (0,14 rad) din cadrele contravântuite excentric este realizat, reprezentând cerința de proiectare de bază pentru cadre duale cu elemente disipative detașabile. Cadrele necontravântuite asigură re-centrarea specimenului până la atingerea deformației ultime a barelor disipative (0,15 rad).

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   241
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

# 7.5.6.4 Eliminarea barelor disipative si re-centrarea cadrelor

În ceea ce privește eliminarea barelor disipative și re-centrarea cadrelor, a fost utilizată o analiză statică neliniară în etape ("staged construction") din SAP2000 pe un cadru cu 4 niveluri, la DCH. Etapele analizei sunt următoarele: în primul rând, cadrul este încărcat cu forțe gravitaționale și apoi cu forțe laterale (până când se ajunge la deformația ultimă a barelor disipative), apoi este descărcat, în al doilea rând, barele disipative sunt eliminate nivel cu nivel, începând de la nivelul inferior spre cel superior [18]. După eliminarea ultimei bare disipative, structura revine la poziția sa inițială (a se vedea Fig. 7.20).



Fig. 7.20: Re-centrarea cadrelor după eliminarea barelor disipative: a) deplasarea la vârf în timp și b) forța tăietoare de bază vs. deplasare la vârf.

Cea mai ușoară modalitate din punct de vedere tehnic de a elimina eforturile din barele disipative este prin tăierea cu flacără a inimii și a tălpilor barei disipative [19] în cazul în care se produc deplasări laterale permanente mari sau prin deșurubare în caz contrar, nivel cu nivel [20], așa cum s-a dovedi în cadrul procedurii adoptate pentru specimenul experimental din cadrul proiectului DUAREM.

Procedura este similară și pentru celelalte 3 structuri ale studiului de caz.

## 7.6 CONCLUZII

Cadrelor duale contravântuite excentric cu bare disipative înlocuibile și capacitate de re-centrare reprezintă o soluție eficientă pentru reducerea costurilor de reparații datorate deteriorărilor structurale înregistrate în timpul unui cutremur puternic. Se propune o procedură de proiectare, care utilizează câteva verificări suplimentare în plus față de cele convenționale.

Structura duală contravântuită excentric a arătat o performanță excelentă la cutremurele SLS și SLU în cadrul programului experimental. S-au înregistrat deformații permanente mici pentru ambele nivelele de intensitate seismică, care se

242   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

încadrează în limitele de toleranță de montaj definite în EN 1090. Această comportare se manifestă în mare parte datorită rigidității post-elastice mari a sistemului, asigurată de cadrele necontravântuite. Deformațiile permanente mici înseamnă de fapt că structura se auto-centrează într-o oarecare măsură.

Se prezintă o procedură de proiectare care oferă recomandări pentru cadrele duale contravântuite excentric cu bare disipative înlocuibile și capacitate de re-centrare. În plus față de specificațiile existente în codurile curente pentru proiectarea acestui sistem, se recomandă prevederi specifice de proiectare pentru a asigura capacitatea de re-centrare și dualitatea cadrelor din studiul de caz.

Validarea barelor disipative detașabile scurte este necesară. Deoarece există doar un număr limitat de încercări experimentale pe bare disipative scurte prinse cu șuruburi care implică acest tip de îmbinare (placă de capăt) și secțiune (I cu înălțimea de 240 mm), atunci când se utilizează alte tipuri de secțiuni și îmbinări, se recomandă confirmarea performanței barelor disipative prin validarea experimentală și/sau încercarea numerică pe baza studiilor parametrice.

Analizele statice și/sau dinamice neliniare sunt recomandate pentru a verifica capacitatea de re-centrare a sistemului. Performanța seismică a cadrelor studiate a fost evaluată utilizând metoda N2. Obiectivele de performanță sunt îndeplinite pentru stările limită SD și NC. Deși obiectivul de performanță nu este îndeplinit pentru DL folosind abordarea N2, obiectivul de a nu avea curgere în cadrele necontravântuite înainte de atingerea deformației SD în barele disipative detașabile (0,14 rad) din cadrele contravântuite excentric este realizat, reprezentând cerința de proiectare de bază pentru cadre duale cu elemente disipative detașabile.

#### 7.7 DOMENIU DE APLICARE

Cadrele contravântuite excentric cu bare disipative prinse cu șuruburi și capacitate de re-centrare pot fi aplicate clădirilor din oțel multietajate, pentru a reduce costurile de reparație și perioada de nefuncționare a unei structuri în urma unui cutremur puternic, răspunsul elastic al subsistemului flexibil (cadrele necontravântuite) asigurând forțele de revenire, odată ce barele disipative deteriorate în timpul unui cutremur sunt îndepărtate.

## 7.8 PUBLICAȚII

- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. Poljanšek, F. J. Molina, F. Taucer, P. Pegon, G. Sabău, "Experimental validation of re-centering capability of eccentrically braced frames with removable links", Engineering Structures, Volume 113, pp. 335-346, 2016;
- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, "Re-centering dual eccentrically braced frames with removable links" - Proceedings of the Romanian Academy - series A: Mathematics, Physics, Technical Sciences, Information Science, volume 17, number 2/2016, pp. 169-177;
- 3. Gabriel-Alexandru Sabau, Martin Poljansek Fabio Taucer, Pierre Pegon, Francisco-Javier Molina, Daniel Tirelli, Bernard Viaccoz, Aurel Stratan, Adriana Ioan-Chesoan, Dan Dubina, Final Report

BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

FP7 SERIES DUAREM Project – "Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links" (2014)

(http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC93136).

 Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;

#### 7.9 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

- Stratan A, Dubína D. Bolted links for eccentrically braced steel frames. In: Bijlaard FSK, Gresnigt AM, van der Vegte GJ (Eds.), Proc. of the fifth AISC/ECCS international workshop "connections in steel structures V. behavior, strength & design", June 3–5, Delft University of Technology, The Netherlands; 2004. p. 223–32;
- Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;
- Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina F. J., Taucer F., Pegon P., Sabau G., Experimental validation of re-centring eccentrically braced frames with removable links, Engineering Structures 113 (2016) 335–346;
- 4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002;
- 5. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1, Gen-eral rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Stand-ardization, 2004;
- ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behavior of Struc-tural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45;
- 7. Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Eng., Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Wash-ington DC, USA, 2000;
- 8. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003;
- NEHRP (2003). NEHRP Recommended provisions for new buildings and other struc-tures (FEMA 450). Part 1: Provisions and Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.;
- 10. P100-1/2013 (2013). Seismic design code Part 1: Rules for buildings;
- Stratan A., Dinu F., Dubina D., "Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames", 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010, Ohrid, Republic of Macedonia;
- Dubina D., Stratan A., Ioan-Chesoan A., Design of steel frames with replaceable bolted links eccentric bracing systems, 1st EU-Sino Workshop on Earthquake-resistance of Steel Structures Shanghai, China, October 27, 2016;
- 13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13, 2013;
- 14. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [1999] "Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures," Report MCEER-99-0018, MCEER/SUNY/Buffalo;
- 15. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [2001] "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 6, pp. 633-640, with discussion by Wang and Foliente and closure in Vol. 127, No. 11;
- 16. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., <u>www.csiberkeley.com;</u>
- 17. Fajfar P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earth-quake Spectra, 16(3):573-592, 2000;

244   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
BARE DISIPATIVE DEMONTABILE

- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. D'Aniello and R. Landolfo, "Seismic performance and recentring capability of dual eccentrically braced frames with replaceable links", 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Shanghai, China, July 1-3, 2015;
- Stratan, A., Ioan, A., Dubina, D. 2012. Re-centring capability of dual eccentrically braced frames with removable bolted links. STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas) Conference, 9-11 January 2012, Santiago, Chile, pp. 723-728;
- 20. Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. 2012. Evaluation of restoring capacity of dual steel EBFs with removable links. The 8th International PhD & DLA Symposium, 29-30 October, 2012, Pecs, Hungary

# 8 PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

# 8.1 INTRODUCERE

În cadrul Programului de Cercetare European RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" (Dispozitive Disipative pentru Cadre din Oţel Antiseismice) s-a introdus un sistem disipativ inovativ numit panouri de forfecare demontabile și s-a dezvoltat un ghid de proiectare. Acest raport prezintă rezultatele investigație asupra performanței sistemului, introduce proceduri de proiectare pentru structuri din oţel, în care sistemul este folosit ca un sistem antiseismic demontabil, și continuă cu proiectarea unor studii de caz.

# 8.2 DESCRIEREA PANOURILOR DE FORFECARE DEMONTABILE

# 8.2.1 Principii pentru sisteme în cadre duale re-centrabile

Majoritatea structurilor proiectate la codurile moderne suferă deformații inelastice chiar și sub acțiuni seismice moderate, cu deplasări permanente (reziduale) după cutremur. În astfel de cazuri, reparația este dificilă. Soluții care asigură auto-centrarea structurii există, dar sunt exigente din punct de vedere tehnic (toroane post-tensionate, dispozitive de aliaj cu memorie de formă etc.). O soluție alternativă este cea care oferă capacitate de recentrare (spre deosebire de auto-centrarea), prin intermediul elementelor disipative demontabile și configurației structurale duale (rigidă-flexibilă).

În ultima perioadă, s-a pus accent pe sistemele structurale care urmăresc reducerea deteriorărilor structurale prin izolarea deformațiilor plastice în siguranțele demontabile sau "reparabile" și care au capacitatea de a reveni la forma inițială nedeformată după un cutremur.

Așa cum a propus Stratan și Dubina [1], pentru a asigura capacitatea de recentrare a unei structuri cu elemente disipative demontabile, s-a sugerat utilizarea configurațiilor structurale duale, obținute prin combinarea unor cadre necontravîntuite (MRF) cu panouri de forfecare demontabile. Dacă MRF-urile, care sunt mai flexibile, sunt menținute în elastic, ele vor asigura forța de revenire necesară pentru recentrarea structurii după demontarea panourilor deteriorate. O posibilă modalitate de a favoriza acest lucru este realizarea panourilor de forfecare din oțel cu rezistență redusă.

În Fig. 8.1a. se prezintă un sistem dual idealizat, constând din două resorturi inelastice, conectate în paralel. Pentru a asigura capacitatea de recentrare, subsistemul flexibil trebuie menținut în domeniul elastic până la deplasările la care subsistemul rigid atinge capacitatea maximă de deformare plastică. Cu toate acestea, un sistem dual convențional, care satisface această condiție nu va reveni la poziția inițială după deformații inelastice, chiar dacă deplasările permanente  $\delta_{pD}$  în sistemul dual sunt mai mici decât cele care ar fi obținute într-un sistem rigid  $\delta_{pr}$ 

246   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

(Fig. 8.1b). Deformațiile permanente pot fi eliminate dacă subsistemul rigid (disipativ) este realizat ca fiind demontabil. La descărcarea sistemului dual, există o deplasare permanentă  $\delta_{pD}$  și forțe reziduale corespunzătoare în subsistemele flexibile (F<sub>pf</sub>) și rigide (F<sub>pr</sub>). După demontarea elementelor disipative, rigiditatea și rezistența sistemului sunt furnizate numai de subsistemul flexibil (F<sub>pr</sub> = 0). Dacă subsistemul flexibil este încă în domeniul elastic, acesta va readuce sistemul la poziția inițială, implicând deformații permanente zero (Fig. 8.1c).



a) Model simplificat pentru b) Sistem dual convențional un sistem dual generalizat

c) Sistem dual cu elementele disipative demontabile

Fig. 8.1: Model simplificat al unui sistem dual generalizat

#### 8.2.2 Descrierea sistemului

Structurile cu panouri de forfecare (SPSW) sunt sisteme structurale folosite pentru preluarea încărcărilor laterale și reprezintă o alternativă la sistemele contravântuite tradiționale. În funcție de zveltețea lor, panourile de forfecare pot flamba sub efortul de forfecare aplicat sau pot flamba în elastic.

Principalele avantaje ale panourilor de forfecare zvelte constau în economie de material (greutate redusă de oțel datorită grosimilor mai mici de perete), timp de construcție mai redus și consolidare (post-cutremur) mai ușoară [2]. Mai mult, printro proiectare și detaliere corespunzătoare, sistemul poate fi clasificat ca un sistem ductil. Panourile de forfecare, proiectate pe baza prevederilor din norme, pot oferi structurii o rigiditate laterală corespunzătoare (deplasări relative de nivel reduse) atunci când este supusă unor mișcări seismice [3]. Cu toate acestea, există unele preocupări legate de răspunsul seismic al acestor sisteme, în special din cauza că flambajul elastic, care se produce la nivele relativ reduse ale solicitării laterale (chiar sub cutremure moderate), face ca răspunsul ciclic să conțină și alunecări. Acest efect de alunecare reduce capacitatea de disipare a energiei seismice induse în structură. Pentru a reduce alunecarea și a crește absorbția energiei, panourile pot fi combinate cu cadre din otel realizate cu îmbinări rigide grindă-stâlp (MRF). Cadrul rezultat (D-SPSW) oferă o anumită rigiditate la o deplasare relativă de nivel zero [4]. Un sistem dual include fie un cadru singular cu panouri de forfecare (Fig. 8.2a), fie un sistem cuplat cu cadre necontravântuite paralele (Fig. 8.2b). Un sistem cuplat

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   247
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

este un sistem specific dual, unde o grindă de cuplare leagă două deschideri de panouri de forfecare. În oricare din cele două sisteme, în cazul în care deschiderile cadrului sunt mari, dispunerea panoului în interiorul cadrului are ca rezultat un raport de formă L/h (lățime/înălțime) mare, ceea ce poate conduce la flexibilități mari de panou.





a) Sistem singular

b) Sistem cuplat

Fig. 8.2: Sistem dual cu panouri de forfecare

Sistemul inovativ propus este un sistem particular, care constă în introducerea a două panouri de forfecare în același cadru necontravântuit, cu scopul de a asigura o rigiditate laterală suplimentară (Fig. 8.3). Panourile de forfecare sunt bordate de elemente verticale suplimentare (montanți) care sunt prinse articulat de grinzi. Segmentul de grindă dintre cele două panouri acționează ca o bară de legătură scurtă, intermediară sau lungă, în funcție de lungimea panoului și de mărimea deschiderii cadrului.



Fig. 8.3: Cadru dual cu panouri de forfecare demontabile

În timpul cutremurelor puternice, panourile flambează în domeniul elastic din efectul de forfecare, apoi intră în curgere și dezvoltă un câmp de tensiuni diagonal, împreună cu deformații plastice la capetele grinzilor. Astfel de sisteme pot fi aplicate pentru construcții noi și, de asemenea, pentru îmbunătățirea (consolidarea) sistemului de preluare a încărcărilor laterale la construcțiile existente. Aceste sisteme au un răspuns seismic bun, capacitate mare de disipare și deplasări reziduale mici. Folosirea lor îmbunătățește rigiditatea la răsturnare și reduce efortul axial din elementele de bordare verticale (VBE) ale panoului.

	_
248   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE	_

Un aspect important al acestui sistem este legat de reducerea deplasărilor reziduale după un cutremur, astfel încăt să se reducă costul intervenției. Deplasările reziduale sau permanente sunt considerate dăunătoare, pentru că, provoacă avarii structurale. Repararea elementelor structurale avariate poate fi, tehnic, greu dacă nu imposibil, cu toate acestea, procesul este unul cu costuri ridicate. Dacă deteriorarea este localizată în elemente ușor de înlocuit, intervenția este mai puțin dificilă din punct de vedere tehnic și poate conduce la costuri mai reduse. Adițional, recentrarea structurii permite înlocuirea ușoară a elementelor deteriorate sau "de sacrificiu". Comportarea particulară a sistemului cu panouri le recomandă pentru astfel de aplicații [5], [6].

Această soluție a fost parțial validată și prin testele experimentale realizate în cadrul Laboratorului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor CMMC din cadrul Universității Politehnica Timișoara ([7], [8]). Studiile realizate au urmărit validarea soluției tehnice și calibrarea unui model numeric pentru aplicații la structuri metalice cu panouri de forfecare.

# 8.3 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE PANOURI DE FORFECARE

# 8.3.1 Specimene și montaj experimental

Patru specimene au fost fabricate și construite. Modelele experimentale au fost extrase dintr-o structură de referința cu 6 niveluri, nivelurile 2 și 3 (Fig. 8.4a).



a) Structura de referință cu 6 niveuri

b) Specimen scara 1:2

Fig. 8.4: Construirea specimenului la scara 1/2

Din cauza limitărilor din laborator, specimenele experimentale au fost reduse la scara 1:2. În urma scalării, au rezultat specimene cu înălțimea de 3,5 m și deschiderea de 4,2 m (Fig. 8.4b). Grosimea panourilor de forfecare a fost 2 mm. Raportul de formă, L/h, a fost 0,8, în timp ce raportul L/tw (unde tw este grosimea de panou) a fost 595. Oțelul din elemente a fost S420 pentru stâlpi și grinzi, S355 pentru montanți și S275 pentru panouri. Este de notat faptul că, sistemul este compus dintrun cadru necontravântuit, două panouri de forfecare și doi montanți adiționali care sunt folosiți ca elemente verticale de bordare pentru panouri. Fiecare specimen a fost încercat folosind cadrul de reacțiune prezentat în Fig. 8.5.



Fig. 8.5: Montaj experimental

S-au dispus grinzi de ghidare la mijlocul și la partea de sus a standului experimental, pentru a permite deplasarea cadrului experimental în plan. Pentru a împiedica deplasările în afara planului, s-a folosit un sistem de contravântuire lateral.

Pentru a evalua contribuția cadrului la rigiditate și rezistența totală a structurii, s-au luat în considerare două tipuri de îmbinări grindă-stâlp, ambele realizate cu placă de capăt și șuruburi. Primul tip este o îmbinare cu șuruburi și placă de capăt de aceeași înălțime cu grinda (Fig. 8.6a), în timp ce a doua este o îmbinare cu șuruburi și placă de capăt extinsă (Fig. 8.6b). Fig. 8.6c prezintă îmbinarea dintre montanți și grinzi.







c) Îmbinare montant-grindă

a) Îmbinare semi-rigidă grindăstâlp (SR)

stâlp (SR) stâlp (R) Fig. 8.6: Tipuri de îmbinări folosite la cadrele experimentale

Conform clasificării din norma europeană EN1993-1-8 [9], îmbinarea cu placă de capăt de înălțime egală cu grinda este semi-rigidă și cu rezistență parțială ( $M_{j,Rd} = 0.53M_{b,Rd}$ , unde  $M_{b,Rd}$  este rezistența la încovoiere a grinzii) (denumită în continuare îmbinare semi-rigidă SR), iar cea cu placă de capăt extinsă este rigidă și cu rezistență parțială, dar cu rezistență aproximativ egală cu cea a grinzii îmbinate ( $M_{j,Rd} = 0.96M_{b,Rd}$ ), ( denumită în continuare îmbinare rigidă R) (vezi Fig. 8.7). Conform aceeași clasificări din EN1993-1-8 [9] îmbinarea dintre montant și grindă poate fi considerată articulată.





Fig. 8.7: Clasificarea îmbinărilor folosite la cadrele experimentale [9]

Prinderea panoului de forfecare de elementele de bordare s-a realizat cu șuruburi de înaltă rezistență M20 grupa 8.8 prin intermediul unor platbande de lățime 120 mm și grosime 6 mm (Fig. 8.8). Îmbinarea cu șuruburi a fost preferată față de cea cu sudură, fiind considerată mai potrivită având în vedere condițiile de execuție și controlului calității sudurii pe șantier. Un alt avantaj al îmbinării cu șuruburi (față de îmbinarea sudată) privește posibilitatea de demontare în urma deteriorării panoului. În vederea creșterii rezistenței la presiune pe gaură în panou și, implicit, a scăderii numărului de șuruburi, s-au sudat plăci suplimentare de grosime 4 mm pe marginea panoului. Prin urmare, pentru panoul de 2 mm s-au folosit platbande suplimentare de 4 mm, sudate cu fir metalic continuu în mediu protector de gaz activ. Intensitatea curentului de sudare a fost adaptată pentru a prevenii arderea panoului.





a) Secțiune transversală

b) Vedere frontală

Fig. 8.8: Îmbinarea dintre panou și elementele de bordare

#### 8.3.2 Protocol de încărcare

Încercările ciclice în regim cvasi-static s-au realizat pe baza protocolului de încărcare recomandat de ECCS [10]. În conformitate cu acest protocol, prima dată se efectuează o încercare în regim monoton pentru a determina curba forțădeplasare (Figura 3 8.a). Folosind această curbă, s-a determinat deplasarea la curgere  $D_y$ , prin intersectarea tangentei la rigiditatea inițială cu o tangentă de 20% din pante rigidității inițiale la forța maximă, vezi [8]. Deplasarea la curgere astfel
Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   251
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

obținută este folosită pentru protocolul de încărcare în regim ciclic, care presupune generarea a 4 cicluri succesive pentru următoarele amplitudini:  $\pm 0.25D_y$ ,  $\pm 0.5D_y$ ,  $\pm 0.75D_y$ , și  $\pm 1.0D_y$ , urmate de 3 cicluri cu amplitudini de  $\pm 2n \times D_y$  (unde n = 1,2,3...) până la cedare (Fig. 8.9.b).





a) Determinarea deplasări la curgere Fig. 8.9: Protocol de încărcare



Încărcarea laterală a fost aplicată în control de deplasare, luând în considerare o distribuție triunghiulară. Este important de menționat faptul că  $D_y$  nu are o definiție armonizată pentru acest tip de sistem, procedura ECCS [10] fiind dezvoltată inițial pentru încercarea îmbinărilor grindă-stâlp. Deci, luând în considerare comportarea acestui sistem,  $D_y$  ar putea fi quantificat folosind alte metode. Defapt, având în vedere că raspunsul cadrului include atât flambajul din forfecare cât și încovoierea îmbinărilor cu șuruburi, ne putem referi la o "deplasare de pseudo-curgere".

#### 8.3.3 Rezultatele încercărilor în regim monoton

Primul specimen încercat (R-M-T2) a avut îmbinări grindă-stâlp rigide și panouri de forfecare de 2 mm. Fig. 8.10 prezintă curba forță laterală – deplasare. Fig. 8.11 prezintă cadrul experimental în stadiul inițial. Măsurătorile făcute cu un sistem de corelare digitală a imaginii asupra panoului din stânga, primul nivel, au arătat o deformație inițială maximă a panoului în afara planului de 8,1 mm. Aceste deformații s-au produs după instalarea montajului experimental.



Fig. 8.10: Curba de capacitate a cadrului experimental cu îmbinări R







Specimenul a prezentat o comportare elastică până la o deplasare relativă la vârf de 0,9%. Prima curgere s-a înregistrat în panouri, iar acest lucru a fost indicat de schimbarea în rigiditate a curbei de comportare (Fig. 8.10 punctul a). În acest punct, forța tăietoare de bază a fost 600 kN iar deplasarea la vârf a fost de 27 de mm. Deformațiile în afara planului au fost 23.6 mm (Fig. 8.12).



Fig. 8.12: Stadiul de curgere

Până la o deplasare relativă la vârf de 2%, nu s-au înregistrat deformații plastice în elementele de bordare (grinzi, stâlpi) sau în îmbinările grindă-stâlp. Peste această valoare a deplasării relative, s-au dezvoltat deformații plastice în talpa comprimată, la capătul grinzii, peste primul nivel (Figura 3 12.a). Dezvoltarea acestor deformații plastice este în concordanță cu schimbarea pantei curbei forță-deplasare (Fig. 8.10, punctul b). Tot la această valoare a deplasării laterale au apărut și primele fisuri în colțul panoului, care ulterior s-au propagat pe lângă cordonul de sudură orizontal dintre platbanda folosită la întărirea panoului și panou (Fig. 8.13.b).





a) Deformații plastice în grindă Fig. 8.13: Detalii la 2% deplasare relativă la vârf

b) Fisuri în colțul panoului

Nu au existat indicații privind deteriorarea capacității datorită acestor fisuri locale. Sa constatat că fisurile au apărut în principal datorită unei distanțe insuficiente între cele două plăci adiacente, care au interacționat atunci când grinda sa rotit în raport cu stâlpul. Capacitatea maxima a fost atinsă la o deplasare relativa la vârf de 6% (sau o deplasare de vârf de 210 mm) la o forță taietoare de bază corespunzătoare de 1094 kN (Fig. 8.10). La capacitatea maximă, deformațiile în afara planului au fost 36,1 mm, iar fisurile în colț au început să se propage spre mijlocul panoului. Testul a fost oprit la o deplasare la vârf de 240 mm, nu datorită cedării specimenului, ci datorită limitării cursei actuatorului.



Fig. 8.14: Stadiul la capacitate maximă

### 8.3.4 Rezultatele încercărilor ciclice

Toate specimenel (R-C-T2 și SR-C-T2) au prezentat o comportare stabilă forțădeplasare, cu alunecări ale curbei histeretice, caracteristică observată și în alte încercări din literatură. Fig. 8.15 prezintă curbele histeretice, forță laterală vs. deplasarea la vârf pentru cele doua specimene.



a) Specimenul cu îmbinări R

b) Specimenul cu îmbinări SR

Fig. 8.15: Comportarea ciclică a cadrelor experimentale

Fig. 8.16 prezintă deformațiile înregistrate în timpul încercărilor ciclice. Deformațiile în afara planului initiale au afectat rigiditatea initială si rezistenta la curgere a panourilor, dar a avut un efect neglijabil asupra capacității ultime. Specimenele au ajuns la curgere la valori ale deplasării relative la vărf de 0,9% pentru R-C-T2 și 0,95% pentru SR-C-T2. Aceste valori indică faptul că rigiditatea îmbinării grindăstâlp are un efect redus asupra comportării cadrului în domeniul elastic. La deplasări laterale de peste 2%, au apărut fisuri la colțurile panourilor, care apoi s-au propagat în lungul sudurilor de colt dintre panouri și platbandele adiționale. La același nivel de deplasare, s-au observat deformații plastice locale în talpa comprimată a grinzii peste primul nivel, pentru specimenul R-C-T2 (Figura 3 16). Pentru specimenul semi-rigid (SR-C-T2), primele deformații plastice în afara panourilor s-au produs în plăcile de capăt din grinzi (solicitate la încovoiere) la o deplasare relativă de 2,5%. Toate specimenele au arătat o comportare stabilă pană la cicluri corespunzătoare unei deplasări laterale de circa 4%, valoare la care rezistența a început să scadă. Deplasarea relativă maximă a specimenului a fost de aproximativ 4.5%, nu datorită cedării specimenului, ci datorită limitării cursei actuatorului. Contribuția cadrului la răspunsul global crește odată cu deplasarea laterală.

Deci, diferența în rezistență și deplasarea la curgere, între specimenul SR-C-T2 și R-C-T2, a fost mică, dar capacitatea maximă a scăzut cu 20% pentru specimenul cu îmbinări cu rigiditate scăzută. S-a observat de asemenea o diferență mică între cele doua structuri în ceea ce privește deplasarea la vârf.

Fig. 8.16 prezintă detalii cu zonele care au suferit deformații plastice în urma încercărilor experimentale.

#### Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 255 PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE





a) Deformații plastice în panoul din dreapta de la primul nivel

b) Detalii din timpul încercărilor



c) Îmbinarea montant - grindă principala
 Fig. 8.16: Deformații înregistrate în timpul încercărilor experimentale

Unul din scopurile programului experimental a fost evaluarea factorului de reducere q, pentru detalii vezi [7]. În urma încercărilor experimentale s-a obținut un factor mediu de reducere de 6.2.

# 8.3.5 Concluzii

S-a investigat comportarea cadrului cu panouri de forfecare, grindă de legatură și diferite rigidități ale îmbinărilor grindă-stâlp. Rezultatele au arătat faptul că, cadrul cu panouri de forfecare este un sistem eficient pentru preluarea încărcărilor provenite din cutremur, datorită unei comportări ciclice stabile și unei ductilități ridicate. Comparativ cu îmbinările rigide, cele semi-rigide reduc capacitatea ultimă și energia disipată, dar sunt mai compatibile cu detaliile de colț ale panoului datorită detalierii lor simple. Trebuie notat faptul că sistemul dual cu panouri cu șuruburi și montanți articulați, s-a dovedit a fi un sistem eficient de preluare a forțelor laterale.

256   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

# 8.4 REGULI DE PROIECTARE

#### 8.4.1 Procedură de proiectare

Cadrele duale cu panouri de forfecare demontabile (D-SPSW) sunt obținute prin combinarea cadrelor necontravântuite (MRF) cu sisteme din panouri de forfecare demontabile (SPSW). Proiectarea acestor structuri poate fi efectuată folosind prevederile din normele actuale. Pentru situația de proiectare seismică însă, sunt necesare unele prevederi suplimentare (8.4.1.1 la 8.4.1.7), Fig. 8.18 prezintă pe scurt etapele care trebuie parcurse la proiectarea sistemului recentrabil cu panouri de forfecare demontabile D-SPSW.





#### 8.4.1.1 Reguli de proiectare generale

În norma AISC 2010 [13], există mai multe metode de proiectare pe bază de capacitate, prin care, se pot determina grosimea panourilor și secțiunile elementelor orizontale și verticale de bordare (HBE și VBE). Pentru proiectarea preliminară, panourile se pot înlocui cu diagonale echivalente (denumită mai departe cadrul cu diagonale echivalente)(Fig. 8.18).







Conform prevederilor din AISC [13] aplicabilitatea proiectării sistemului cu panouri de forfecare este limitată la un raport de formă al panoului între 0.8 < L/h < 2.5. Această limită a fost introdusă prima dată în prevederile din FEMA [14] ca o măsură conservativă datorită experienței limitate în SUA cu acest sistem, în acel timp. De atunci, sistemele cu panouri de forfecare sunt proiectate în conformitate cu aceste prevederi dar, s-a observat că, panourile având raportul de formă mai mic decât, au prezentat o comportare satisfăcătoare. De exemplu, specimenele cu raportul L/h de 0.6 (Lee și Tsa [15]) au prezentat o comportare histeretică ductilă comparabilă cu panourile cu rapor de formă mai mare.

Nu există o limită superioară pentru raportul L/h, dar odată cu creșterea raportului de formă, vor fi necesare secțiuni HBE progresiv mai mari, datorită principiilor de proiectare pe bază de capacitate încorporate în cerințele de proiectare. Acest lucru va crea o limită practică dincolo de care proiectarea panourilor de forfecare va deveni neeconomică și nepractică. Nu trebuie specificată nici o limită arbitrară (cum ar fi 2.5) dacă inginerul se asigură că toate diagonalele curg la deplasarea relativă țintă (Bruneau și Bhagwagar, 2002 [16]).

Datorită faptului că panourile de forfecare nu preiau încărcări gravitaționale, capacitatea elementelor structurale a cadrelor necontravântuite trebuie să fie determinată la starea limită ultimă iar săgeata trebuie verificată la strea limită de serviciu, folosind combinația de încărcări la situația de proiectare permanentă, conform prevederilor din EN1993-1 [11].

Se poate efectua o proiectare pe bază de capacitate, conform EN 1993-1 [11], pentru proiectarea cadrelor necontravântuite (unde grinzile sunt elemente disipative care disipează energia prin încovoiere) și cadrul cu diagonale echivalente (unde diagonalele echivalente sunt elementele disipative care disipează energia prin întindere). Se recomandă o comportare disipativă globală.

Trebuie să se obțină o comportare disipativă a structurii, verificând valorile individuale ale raporturilor  $\Omega_i$  pentru fiecare panou să nu depășească valoarea minimă  $\Omega$  cu mai mult de 25% [12].

258   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

Eforturile din acțiunea seismică se determină prin calcul spectral, unde numărul de moduri proprii de vibrație considerate în fiecare direcție este astfel încât suma maselor modale efective să fie egală cu cel puțin 90% din masa totală.

Capacitatea elementelor structurale trebuie verificată la SLU, iar deplasările relative de nivel trebuie verificate la SLS, folosind combinațiile seismice de încărcări. Importanța imperfecțiunilor locale și globale cât și a efectelor de ordinul 2 trebuie verificată.

Valoarea maximă a factorului de comportare q care poate fi folosit în calcul este 6,5, confirmată și de studiul experimentale și numeric efectuate în cadrul UPT, Timișoara, România [8].

## 8.4.1.2 Elemente de bordare vertical și orizontale (VBE și HBE)

Conform AISC [13], elementele orizontale și verticale de bordare ale panoului trebuie proiectate să reziste la eforturile maxime dezvoltate de câmpul de tensiuni diagonal din panouri. În aceste elemente se dezvoltă eforturi axiale, de forfecare și de încovoiere, datorită răspunsului structurii la efectele de răsturnare, forfecare și acțiunii câmpului de tensiuni diagonal din panou. HBE și VBE trebuie să rămână în domeniul elastic sub acțiunea eforturilor generate de curgerea panoului, dar se permit articulații plastice la capetele grinzilor (HBE).

### - HBE

Pentru a lua în considerare încărcarea neechilibrată provenită din panouri cu grosimi diferite, între două niveluri consecutive, și pentru a asigura curgerea în tot panoul, momentul de inerție al HBE, după axa perpendiculară pe planul inimi, *I*<sub>b</sub>, nu trebuie sa fie mai mic decât:

$$I_b \ge 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \qquad \qquad \text{Ec. (8.1)}$$

Unde *L* este lățimea panoului, *h* este înălțimea panoului iar  $\Delta t_w$  este diferența de grosime a două panouri consecutive, pe 2 niveluri (vezi 8.4.1.4).

Pentru deschideri mari, încărcarea transversală pe HBE, provenită din panouri, poate fi o problemă la primul și ultimul nivel (unde există un singur panou iar forța de contra-balans lipsește). Efortul în grinda de la primul nivel este de obicei mai mare, deoarece grosimea panoului tinde să fie mai mare (în special la clădirile mai înalte).

### - VBE

Pentru a împiedica deformațiile excesive care conduc la un flambaj prematur, datorită efortului de întindere din panou, și pentru a asigura că inițierea curgerii are loc în panou, momentul de inerție al VBE, *I*<sub>c</sub>, nu trebuie sa fie mai mic decât relația valoarea limită dată în relația 8.2. Dacă stâlpii și montanții au secțiuni diferite, în calcul se poate considerata momentul de inerție mediu.

 $I_c \ge \frac{0.00307t_w h^4}{L}$ 

Ec. (8.2).

# 8.4.1.3 Îmbinare HBE-VBE

Analizele pe clădirile în cadre cu panouri de forfecare au arătat că folosirea îmbinărilor simple între elementele de bordare orizontale și verticale reduce forța de recentrare; deci, îmbinările rigide se pot dovedi mai benefice. Când panourile de forfecare sunt folosite în interiorul cadrelor necontravântuite, colțul panourilor, dintre două niveluri consecutive acționează ca două gusee care impun o cerință de rotire considerabil mai mică îmbinării rigide. Această comportare particulară sugerează faptul că îmbinarea cu rigiditate mai mică (adică îmbinarea semi-rigidă) poate fi folosită în locul celei rigide. În plus, îmbinarea semi-rigidă reduce costul și timpul de execuție.

Rezistența necesară a unei îmbinări HBE-VBE trebuie calculată din combinația de încărcări dată în EN 1998 [12], care include încărcarea seismică amplificată. Pentru a determina încărcarea seismică amplificată trebuie luat în considerare efectul forțelor orizontale incluzând supra-rezistența, conform EN1998 [12], împreună cu efortul maxim dezvoltat de câmpul de tensiuni diagonal din panouri, la un unghi  $\alpha$  (a se vedea sub-capitolul 8.4.1.4).

Pentru îmbinări cu rezistență parțială, se aplică aceleași cerințe dar se ia în considerare momentul maxim la care îmbinarea poate să reziste. În cazul folosirii îmbinărilor parțial rezistente, capacitatea îmbinării trebuie să fie mai mare de 50% din rezistența grinzii. De asemenea se pot folosi și îmbinări simple.

# 8.4.1.4 Panoul de forfecare

După dimensionarea preliminară a elementelor de bordare, secțiunile diagonalelor echivalente rezultate în urma calculului preliminar se folosesc, pentru determinarea grosimii de panou,  $t_w$ , calculată cu ecuarelația 8.3, conform AISC [13]:

$$t_{w} = \frac{2 \cdot A_{diag.} \cdot \Omega_{s} \cdot sin\theta}{L \cdot sin2\alpha}$$
 Ec. (8.3)

Unde  $A_{diag.}$  este aria diagonalei echivalente,  $\Omega_s$  este factorul de supra-rezistență al sistemului, considerat 1.2 pentru SPSW [17],  $\theta$  este unghiul de înclinare al diagonalei echivalente (Fig. 8.19) iar  $\alpha$  este unghiul de înclinare al câmpului de tensiuni dezvoltat în panou, se permite în calcul o valoare  $\alpha = 40^\circ$ , sau poate fi calculat cu ecuația 8.2 [13]:





Fig. 8.19: Unghiul de înclinare al diagonalei echivalente

$$tan^{4}\alpha = \frac{1 + \frac{t_{w} \cdot L}{2 \cdot A_{c}}}{1 + t_{w} \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_{b}} + \frac{h^{3}}{360 \cdot I_{c} \cdot L}\right)}$$
Ec. (8.4)

Unde,  $I_c$ , este momentul de inerție al stâlpului,  $A_b$  și  $A_c$  sunt ariile grinzilor și stălpilor de bordare.

Rezistența plastică la forfecare a panoului se poate obține cu ecuația 8.3 pe baza ipotezei că panoul se poate modela cu o serie de bare echivalente înclinate, dublu articulate, vezi capitolul 8.4.2:

$$V_n = 0.42 \cdot F_v \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha \qquad \qquad \text{Ec. (8.5)}$$

Unde  $L_{cf}$  este distanșa liberă între elementele verticale de bordare (stălpi) și  $F_{y}$  este limita de curgere a panoului.

#### 8.4.1.5 Îmbinarea panoului cu elementele de bordare (HBE, VBE)

Rezistența necesară a îmbinării panoului de forfecare cu elementele de bordare HBE și VBE, trebuie să fie egală cu rezistența la curgere, în întindere, a panoului.În Fig. 8.20 sunt prezentate doua detalii tipice de îmbinare între panou și elementele de bordare. Îmbinarea sudată (Fig. 8.20a) trebuie să fie proiectată astfel încât platbandele și sudurile să dezvolte rezistența la întindere a panoului. Pentru un cadru recentrabil se recomandă îmbinări cu șuruburi (Fig. 8.20a). Șuruburile trebuie sa fie de înaltă rezistență și să dezvolte rezistența de forfecare a panoului. Chiar dacă șuruburile sunt de înaltă rezistență, este de așteptat ca în timpul încărcărilor ciclice, ele să alunece înainte de curgerea panoului. Deci, trebuie să se verifice, de asemenea, rezistența la forfecare și la presiune pe gaură a șuruburilor [9].



Fig. 8.20: Îmbinarea panoului cu elementele de bordare



a) Îmbinare sudată

b) Îmbinare cu şuruburi

### 8.4.1.6 Configurația duală

Trebuie verificată dualitatea structurii, unde, cadrul MRF trebie să reziste la cel puțin 25% din forțele seismice totale (a se vedea ecuația 8.6).

$$F_{v}^{MRF} > 0.25 \cdot (F_{y}^{MRF} + F_{y}^{SP})$$
 Ec. (8.6)

Unde,  $F_y^{MRF}$  este rezistența de curgere a cadrului necontravântuit,  $F_y^{SP}$  este rezistența de curgere a panourilor.

# 8.4.1.7 Capacitatea de recentrare

Capacitatea de recentrare a cadrelor D-SPSW cu panouri de forfecare demontabile trebuie verificată la starea limită ultimă folosind analize statice și/sau dinamice neliniare. Modelarea panoului pentru analizele neliniare este prezentată în capitolele 8.4.2 și 8.4.3.

# 8.4.2 Modelarea pentru analiza statică neliniară (pushover)

Pentru a efectua analiza statică neliniară pushover, trebuie definită o comportare neliniară, atât pentru materiale, cât și pentru elementele structurale.

Proprietățile efective (pe baza  $\gamma_{ov}$ ) trebuie utilizate pentru elementele disipative și proprietățile nominale ale materialelor pentru elementele nedisipative.

Pentru a facilita analiza și proiectarea elementelor structurale, incluzând grinzile și stâlpii care preiau încărcări gravitaționale, se poate folosi o metodologie simplificată pentru modelarea panoului de forfecare. Panoul este înlocuit cu minimum 10 bare echivalente, dublu articulate, înclinate la un unghi  $\alpha$  față de verticală, capabile să transmită numai eforturi axiale, și orientate în aceeași direcție cu tensiunile principale din panou (model cu bare echivalente) [18]. Fig. 8.21 prezintă modelul cu bare echivalente pentru un panou de forfecare.

Barele echivalente pot fi modelate prin elemente de tip bară, cu o articulație plastică axială triliniară de tip P (Fig. 8.22 și Tabelul 8.1) atribuită la mijlocul barei. Criteriile de acceptare neliniare propuse sunt prezentate în Tabelul 8.2 (pe baza prevederilor ASCE 41-13 [19] și rezultatele studiului desfășurat în cadrul UPT, Timișoara, România [8]).

262 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE







Fig. 8.22: Articulația plastică a barei echivalente

					, .					
		A		В		С		D		E
Articulație plastică	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_{y}}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_{y}}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_{y}}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_{y}}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$
Întindere	0	0	0.8	0	1.4	14	1.4	20	1.2	27

Tabelul 8.1: Valori pentu articulația plastică a barei echivalente

Tabelul 8.2: Criterii de acceptare propu	se
------------------------------------------	----

Criteriu	Ю	LS	CP
$\Delta / \Delta_y$	0.5	13	19

Aria barei echivalente este calculată folosind următoarea ecuație [13]:

$$A_{s} = (L \cdot sin\alpha + h \cdot cos\alpha) / n \qquad \qquad \text{Ec. (8.7)}$$

Unde, *n* este numărul barelor echivalente per panou.

Se atribuie articulații plastice de încovoiere de tip M3, la capetele grinzilor cadrului necontravântuit și axiale cu încovoiere de tip P-M3 la capetele stâlpilor și montanților. Adițional, se atribuie articulații plastice de forfecare de tip V2 la capetele segmentelor de grinzi dintre cele două panouri de forfecare. Aceste proprietăți trebuie calculate în conformitate cu ASCE41-13 [19]. Pentru a verifica mecanismul plastic și capacitatea de recentrare, trebuie determinată deplasarea țintă la starea

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   263
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

limită ultimă (de proiectare) folosind metoda N2 [20]. Procedura de modelare neliniară a fost validată în [8] și este prezentată în Fig. 8.23.

Analiza pushover trebuie să fie efectuată în control de deplasare, până la atingerea unei deplasări monitorizate la vârful clădiri. În primul pas, încărcările gravitaționale (din combinația de încărcări 1.0 Permanentă +0.3 Utilă) trebuie să fie considerate în control de forță, iar, în al doilea pas, se aplică o încărcare orizontală în control de deplasare, cu distribuție "modală".



Fig. 8.23: Numeric vs. experimental

# 8.4.3 Modelarea pentru analiza neliniară dinamică

În vederea efectuării analizei neliniare dinamice [21], cadrul este modelat în același modalitate ca și pentru analiza statică neliniară dar, în acest caz, barele echivalente sunt orientate în ambele direcții Fig. 8.24.a (model dual cu bare echivalente). Barele echivalente au o comportare histeretică de tip Takeda, presentată în Fig.8.2.4b.



a)Model dual cu bare echivalente



b) Comportare histeretică de tip Takeda

Fig. 8.24: Modelul dual cu bare echivalente pentru analiza dinamică neliniară

Analiza neliniară dinamică [21] trebuie să fie folosită în vederea definirii răspunsului dinamic al clădirilor din oțel, când sunt proiectate la conditii seismice reale, în conformitate cu prevederile din EN1998-1 [13].

264   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE	

# 8.5 ANALIZA CLADIRILOR 2D

În continuare se prezintă aplicarea procedurii de proiectare, descrisă în capitolul 8.4, pe un studiu de caz. Inițial, proiectarea a fost efectuată prin analize elastice la SLU și SLS. În continuare s-au aplicat analize statice neliniare pentru a investiga comportarea lor în domeniul plastic.

# 8.5.1 Descrierea cadrelor studiate

# 8.5.1.1 Geometrie și ipoteze

Studiul de caz prezentat în continuare se bazează pe izolarea unui cadru exterior dintr-o clădire cu 4 și 8 niveluri, Fig. 8.25. Cadrul exterior este compus dintr-un cadru necontravântuit (MRF) cu 3 deschideri de 8 m și două panouri de forfecare cu lățimea de 3 m, introduse în deschiderea centrală. Înălțimea de nivel a tuturor cadrelor fost considerată egală cu 4 m. Raportul de formă al panoului L/h a fost egal cu 0,75.

Grinzile, stâlpii și montanții sunt proiectați din profile Europene cu secțiune dublu T (tip IPE, HEB și HEM).

Calitatea oțelului din panouri a fost mai mică (S235) decât restul elementelor (S355). Producția grinzilor a fost considerată necontrolată, astfel proprietățile materialului grinzii a trebuit să fie în conformitate cu recomandările EN1993-1-1 [11] cu  $\gamma_{ov}$  =1.25.



a) Vedere de sus

Fig. 8.25: Geometria clădirilor

b) Cadrul exterior plan

Tabelul 8.3 prezintă încărcările gravitaționale și seismice care au fost luate în considerare. Încărcările gravitaționale au considerate ca și încărcări uniform distribuite pe grinzile secundare și reduse ca forțe concentrate pe grinzile principale. Încărcarea permanentă de 2,75 kN/m<sup>2</sup> ia în considerare planșeul compus și tabla cutată. S-au considerat încărcări suplimentare din instalații, tavane și podele înălțate, de 0,7 kN/m<sup>2</sup> pentru niveluri intermediare și 1 kN/m<sup>2</sup> pentru ultimul nivel. S-a considerat o încărcare de 4,0 kN/m pentru pereți perimetrali. Încărcarea utilă de

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   265
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

3,8 kN/m2 ia în considerare destinația clădirii (clădire de birouri – clasa B) și pereți despărțitori.

S-au considerat două cazuri de proiectare: seismicitate moderată cu clasă de ductilitate medie (DCM) și seismicitate ridicată cu clasă de ductilitate ridicată (DCH).

Tabelul 8.3: Detalii de încărcare

Încărcări verticale		
Încărcarea permanentă (planșeu compus + tablă	2.75 kN/m <sup>2</sup>	
cutată)		
Încărcări suplimentare (Instalații, tavan, pardoseli	0.7 kN/m <sup>2</sup> – nivel intermediar	
înălțate)	1.0 kN/m <sup>2</sup> – ultimul nivel	
Pereți perimetrali	4.0 kN/m	
Încărcarea utilă – (birouri clasa B + pereți despărțitori)	3.00+0.800=3.8 kN/m <sup>2</sup>	
• DCH		
Spectrul de răspuns elastic	Tip 1	
Accelerația terenului	A=0.3g	
Clasa de importanță II	γı = 1.0 (clădire obișnuită)	
Tip de teren	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$	
Factorul de comportare <i>q</i> propus (DCH)	5	
Amortizare	5%	
Coeficientul combinației seismice pentru valoarea	uu =0.30	
cvasi-permanentă a acțiunii variabile	ψ2-0.30	
• DCM		
Spectrul de răspuns elastic	Tip 1	
Accelerația terenului	A=0.15g	
Clasa de importanță II	γı = 1.0 (clădire obișnuită)	
Tip de teren	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$	
Factorul de comportare <i>q</i> propus (DCM)	3	
Amortizare	5%	
Coeficientul combinației seismice pentru valoarea	uu0 30	
cvasi-permanentă a actiunii variabile	$\psi_2 = 0.50$	

În proiectare s-a folosit un spectru de răspuns de tip 1-C [12] (Fig. 8.26a), considerând două tipuri de accelerații ale terenului, 0,3g pentru cazul de seismicitate ridicată și 0,15g pentru cazul de seismicitate moderată (Fig. 8.26.b și c). Pentru clasa de ductilitate ridicată s-a considerat un factor de comportare q=5, iar pentru clasa de ductilitate medie s-a considerat un factor de comportare q=3.



a) Spectrul de răspuns elastic de tip 1 [12]



Fig. 8.26: Spectrele de răspuns considerate pentru cele două cazuri de seismicitate

Panourile de forfecare se înlocuiesc cu diagonale echivalente, care lucrează numai în intindere (Fig.8.27). Apoi, cadrul cu diagonale echivalente este proiectată conform [11], [12] și [13].



Fig. 8.27: Cadrul cu diagonal echivalente

#### 8.5.1.2 Modelarea pentru analiza elastică liniară

Proiectarea, modelarea și analiza clădirilor a fost efectuată cu programul de calcul cu element finit SAP2000 [22]. Modelul structural este un model linear-elastic 2D cu elemente de tip bară. S-au atribuit diafragme rigide la fiecare nivel pentru a lua în considerare placa de beton.



a) Considerate de pe jumătate de structură Fig. 8.28: Masele structurale



b) Atribuite în nodurile structurale ale modelului 2D

Având în vedere faptul că numai cadrul exterior preia încărcările orizontale, masele structurale (în tone) de pe jumătate de structură nemodelată (12 m) au fost atribuite în noduri, vezi Fig.8.28.

# 8.5.2 Situația de proiectare fundamentală

Deoarece panourile de forfecare nu preiau încărcări gravitaționale, cadrele necontravântuite au fost proiectate la starea limită ultimă și starea limită de serviciu, în situația de proiectare fundamentală.

# 8.5.2.1 Starea limita ultimă

Cadrele necontravântuite au fost proiectate din combinația de încărcări fundamentală. S-au obținut următoarele secțiuni: IPE360 pentru toate grinzile, HEB260 pentru stâlpii exteriori și HEB300 pentru stâlpii interiori, pentru cladirile cu 4 și 8 niveluri.

# 8.5.2.2 Starea Limită de Serviciu

Săgeata grinzilor a fost verificată din combinația de încărcări fundamentală, luând în considerare o limită de *L*/350.

# 8.5.3 Calculul spectral

S-a efectuat un calcul modal cu spectre de răspuns iar rezultatele sunt prezentate în Tabelul 8.4, punând în evidență modurile de vibrație care au activat mai mult de 90% din masa totală.

Cadru	Caz de seismicitate	Mod	Perioada proprie (s)	Procentul de participare al maselor (%)	Total (%)	
	Ridicată	1	<u>0.929</u>	81.1	81.1 04.3	
4	Tracata	2	0.321	13.2	34.5	
niveluri	Modorată	1	<u>1.001</u>	80.6	04.1	
	Moderala	2	0.345	13.5	94.1	
		1	<u>1.701</u>	74.4		
0	Ridicata	2	0.539	14.8	94.0	
8 niveluri		3	0.208	4.8		
mvolum	Modorată	1	<u>1.865</u>	76.1	90.7	
	moderata	2	0.584	14.6		

Tabelul 8.4: Raportul maselor participante

8.5.4 Imperfecțiuni globale și efectele de ordinul doi

Imperfecțiunile globale au fost considerate în analiza structurală, în conformitate cu EN1993-1-1, prin forțe laterale echivalente  $H_i$ , obținute din combinația de încărcări 1,35·*G* + 1,5·*Q*. Aceste forțe au fost calculate pe baza încărcărilor gravitaționale și imperfecțiunea globală inițială,  $\Phi$ , nivel cu nivel, și au fost luate în considerare în fiecare combinație de încărcări.

268   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

Efectele de ordinul 2 nu au fost luate în considerare în proiectare deoarece coeficienții de sensibilitate ai deplasării relative de nivel  $\theta$ , calculați conform EN1998-1-1, au fost mai mici decât 0,1.

## 8.5.5 Proiectarea seismică

## 8.5.5.1 Starea Limită Ultimă – Elementele disipative

Diagonalele echivalente au fost proiectate să reziste la forțele provenite din combinația de încărcări seismică cea mai defavorabilă. Tabelul 8.5 prezintă valorile maxime și minime ale factorilor de supra-rezistență  $\Omega$ . În vederea satisfacerii conceptului de comportare disipativă, limita de 25% dintre raportul factorului de supra-rezistență maxim și minim a fost îndeplinită.

Cadru	Caz de seismicitate	$\Omega_{min}$	$\Omega_{max}$	Omogenitate
4	Ridicată	1.27	1.69	25%
niveluri	Moderată	1.32	1.75	25%
8	Ridicată	1.56	2.00	21%
niveluri	Moderată	1.54	1.90	19%

Tabelul 8.5: Omogenitatea diagonalelor echivalente

## 8.5.5.2 Starea Limită Ultimă – Elementele nedisipative

Elementele nedisipative, stâlpii cadrelor necontravântuite și elementele verticale de bordare (VBE) au fost verificați din combinația sesmică cea mai defavorabilă, pentru a se asigura că panourile cedează prima dată. S-au verificat momentele de inerție minime necesare ale elementelor verticale de bordare, după o axă perpedinculară pe planul inimii. Elementele VBE îndeplinesc limitele minime impuse de AISC [13].

### 8.5.5.3 Limitarea deplasărilor relative de nivel

Considerând elemente nestructurale deformabile, deplasarea relativă de nivel este limitată la 0,0075. Deplasările relative de nivel au fost calculate cu programul de calcul Sap2000 [22] și sunt prezentate în Tabelul 8.6.

Tabel	rabelar 0.0. Deplasarea relativa de inver maxima								
		Deplasarea relativă							
Cadru	Caz de seismicitate	de nivel,							
		mm/mm							
1 pixoluri	Ridicată	0,0047							
4 nivelun	Moderată	0,0049							
	Ridicată	0,0060							
onivelun	Moderată	0,0064							

Tabelul 8.6: Deplasarea relativă de nivel maximă

### 8.5.5.4 Configurații duale

S-a verificat dualitatea structurii unde cadrul MRF trebuie să preia cel puțin 25% din forțele seismice totale. În urma verificării s-a constatat faptul că este necesară schimbarea unor elemente în vederea satisfacerii criteriului minim de dualitate (Tabelul 8.7 și Tabelul 8.8).

		10.001					
Codru	Caz de	Nivol	Gri	rinzi St		àlpi	Montonti
Cauru	seismicitate	INIVEI	Ext.	Int.	Ext.	Int.	womanų
		1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
	Ridicată	2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300
4		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280
niveluri		1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
	Modorată	2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
	Moderala	3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

#### Tabelul 8.7: Cadrul cu 4 niveluri

Tabelul 8.8: Cadrul cu 8 niveluri

Cadru	Cadru Caz de seismicitate		Gri	Grinzi		Stâlpi	
Cauru			Ext.	Int.	Ext.	Int.	Montariți
		1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
	Ridicată	4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
8		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300
niveluri		1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
	Moderată	4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
	MOUEIala	5	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB300

8.5.5.5 Stâlp tare – riglă slabă

Conceptul de "stâlp tare – riglă slabă" a fost verificat. Cadrele îndeplinesc recomandările date în EN 1993-1 [11].

## 8.5.6 Analiza statică neliniară (Pushover)

Având în vedere faptul că înălțimea clădirilor este relativ mică, și clădirile sunt regulate în plan și înălțime, modurile superioare de vibrație nu afectează răspunsul

270   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

structural. Deci, evaluarea performantei seismice a fost efectuată folosind, numai, analize statice neliniare (pushover).

## 8.5.6.1 Modelarea cadrelor pentru analiza statică neliniară

În vederea verificării mecanismului de cedare și a capacității de recentrare, s-au efectuat analize statice neliniare (pushover). Efectele P-delta au fost de asemenea incluse. Pentru a lua în considerare încărcările gravitaționale de pe jumătatea de structură nemodelată în analiză (8 m), se modelează un stâlp echivalent (Fig. 8.29).



a) Structura 3D

Fig. 8.29: Modelarea cadrului 2D

În Tabelul 8.9 se prezintă parametrii necesari pentru modelarea barelor echivalente (aria barei echivalente  $A_s$ , unghiul de înclinare  $\alpha$  și diametrul barei echivalente, D).

Cadru	Caz de seismicitate	α [°]	Niveluri	As [mm <sup>2</sup> ]	D [mm]
			1,2	535,6	26,1
4	Ridicată	40	3	486,9	24,9
4 nivoluri			4	340,8	20,8
Invelun			1,2	486,9	24,9
	Moderată	40	3	389,5	22,3
			4	292,2	19,3
			1,2,3	973,9	35,2
	Ridicată	40	4,5,6	730,4	30,5
0	0		7	584,3	27,3
0 nivoluri			8	486,9	24,9
nivelun			1,2,3	730,4	30,5
	NA - demotiv	10	4,5,6	584,3	27,3
	wouerata	40	7	486,9	24,9
			8	340,8	20,8

Tabalul 9.0. Davamatui bavala	hivelente		ma de la va a	malimiară
Tabelul 8.9: Parametri barelo	r echivalente	pentru	modelarea	neimiara

# 8.5.6.2 Rezultatele analizei statice neliniare

În urma analizei pushover, a fost necesară schimbarea secțiunii unor stâlpi în vederea obținerii capacității de recentrare la SLU. Fig. 8.30 și Fig. 8.31 prezintă configurația finală a cadrelor. În continuare, se prezintă numai rezultatele obținute pe cadrele cu configurații finale.



a) Caz de seismicitate ridicată Fig. 8.30: Cadrele cu 4 niveluri





b) Caz de seismicitate moderată

IPE400	10	IP	E360	6	IPE400	_
IPE400	HE400B	0.7 HE300B	SHE300B	0.7 HE 400B	IPE400	HE260B
IPE400	HE4008	HE400B	SHE400B	HE4008	IPE400	HE260B
IPE400	HE400B	1.2 H	GHE400B	1.2 HE	IPE400	HE260B
IPE400	HE4008	1.2 HE 400B	SHE400B	1.2 HE 4008	IPE400	HE260B
IPE400	HE400M	HE400B	SHE400B	HE400M	IPE400	HE280B
IPE400	HE400M	HE400B	61-E400B	HE400M	IPE400	HE280B
IPE400	HE400M	HE400B	CHE400B	HE400M	IPE400	HE280B
	HE400M	1.5 HE4008	HE400B	1.5 HE 400M		HE280B
	IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400	IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE400 IPE40	IPE400         IPE400         IPE400           IPE400         IPE400         IPE400         IPE400	IPE400         IPE300           IPE400         IPE300	IPE400         IPE400 <thipe400< th=""> <thipe400< th=""> <thipe400< t<="" td=""><td>IPE400         IPE400         IPE400         IPE400           IPE400         IPE400         IPE400         IPE400         IPE400           IPE400         IS00         IS00         IS00         IPE400</td></thipe400<></thipe400<></thipe400<>	IPE400         IPE400         IPE400         IPE400           IPE400         IS00         IS00         IS00         IPE400

a) Caz de seismicitate ridicată Fig. 8.31: Cadrele cu 8 niveluri



S-au calculat deplasările țintă corespunzatoare stării limită ultime prin metoda N2 [20]. Tabelul 8.10 prezintă deplasările țintă (deplasarea la vârf) și deplasările relative de nivel maxime, corespunzatoare SLU (punct albastru în Fig. 8.32) și deplasările maxime de recentrare, d<sub>recentrare</sub> (punct roșu în Fig. 8.32), împreună cu deplasările relative de nivel corespunzatoare, pentru toate cele 4 cadre. După aceste deplasari, d<sub>recentrare</sub>, apar deformații plastice în grinzile și stâlpii cadrelor necontravântuite.

 Tabelul 8.10: Deplasările țintă la SLU, deplasările de recentrare maxime și deplasările

 relative de nivel corespunzătoare.

		SLU		drecentra	ire
Cadru	Caz de seismicitate	Deplasarea la vârf, m	Deplasarea relativă de nivel, %	Deplasarea maximă, m	Deplasarea relativă de nivel, %
4	Ridicată	0.209	1.6	0.217	1.7
niveluri	Moderată	0.117	0.9	0.216	1.8
8	Ridicată	0.310	1.3	0.334	1.4
niveluri	Moderată	0.156	0.6	0.339	1.5

272   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

Fig. 8.32 prezintă curbele de capacitate în termeni de forță tăietoare de bază și deplasare la vârf, pentru toate cadrele, luând în considerare o încărcare invers triunghiulară. Cadrele proiectate pentru clasa de ductilitate DCH (ag=0,3), prezintă o capacitate și ductilitate mai ridicată decât cele proiectate pentru clasa de ductilitate DCM (ag=0,15). Cadrele cu 8 niveluri sunt mai ductile decât cele cu 4 niveluri și au fost proiectate la aceleași forțe seismice (în cadrul aceleiași clase de ductilitate).





Pentru a verifica capacitatea de recentrare a cadrelor, se prezintă mecanismele plastice globale la deplasările țintă corespunzătoare SLU (Fig. 8.33 până la Fig. 8.36). De asemenea, a fost efectuată și o analiză de recentrare, în care cadrul se încărcă lateral pană la deplasarea corespunzătoare SLU, după care se descarcă la forță 0. Din rezultatele prezentate se poate observa faptul că, articulațiile plastice sunt izolate numai în panouri, fără deteriorări în MRF. Astfel, cadrul necontravântuit prezintă forța necesară de revenire pentru recentrarea cadrelor și, apoi, schimbarea panourilor deteriorate. Acest lucru este de asemenea confirmat și de analizele de recentrare efectuate, care arată că, după descărcare, deplasările reziduale sunt 0.







#### c) Capacitatea de recentrare

Fig. 8.33: Cadrul cu 4 niveluri în cazul de proiectare cu seismicitate ridicată







b) Deplasarea relativă de nivel pe niveluri



Fig. 8.34: Cadrul cu 4 niveluri în cazul de proiectare cu seismicitate moderată





a) Mecanism plastic



b) Deplasarea relativă de nivel pe niveluri



#### Fig. 8.35: Cadrul cu 8 niveluri în cazul de proiectare cu seismicitate ridicată





a) Mecanism plastic





c) Capacitatea de recentrare

Fig. 8.36: Cadrul cu 8 niveluri în cazul de proiectare cu seismicitate moderată

# 8.6 CONCLUZII

Studiul prezentat mai sus introduce cadrele duale inovative cu sistemul cu panouri de forfecare și prezintă unele din caracteristicile importante de comportare globală. Trebuie notate urmatoărele observații:

a) Sistemul structural este unul eficient, cu rigiditate și rezistență ridicată și comportare ciclică stabilă (adică capacitate ridicată de disipare).

b) Dacă proiectarea este corespunzătoare, deformațiile inelastice pot fi concentrate numai în panourile de forfecare disipative.

c) Pentru că, cadrele necontravântuite sunt proiectate să ramană în elastic, acestea prezintă forța necesară de revenire pentru a recentra structura după demontarea panourilor avariate ("siguranțe").

d) Panourile de forfecare pot fi demonta foarte ușor, chiar dacă sunt avariate după un eveniment seismic puternic, fiind foarte subțiri, nu fac parte din sistemul de preluare a încărcărilor gravitaționale.

e) Sistemul permite un control eficient, atât al deplasărilor relative de nivel cât și al deformațiilor din deplasare, manifestând o comportare de auto-centrare care permite ocuparea imediată după un cutremur.

f) Cerința de a nu avea curgere în MRF, înainte de atingerea stării limită ultime, este cerința de bază de proiectare pentru cadrele duale cu elemente disipative demontabile.

g) S-a formulat într-un ghid de proiectare, regulile de proiectare relevante pentru proiectarea seismică a cadrelor cu panouri de forfecare demontabile.

h) Capacitatea de recentrare a cadrelor cu panouri de forfecare trebuie verificată și validată folosind modele avansate cu element finit. Înlocuirea panourilor cu modelul simplificat cu bare echivalente, pentru modelarea neliniară, permite folosirea programelor convenționale de calcul.

### 8.7 DOMENIU DE APLICARE

Cadrul dual inovativ cu panouri de forfecare poate fi aplicat atât la clădiri existente cât și la cadre multietajate noi din oțel și beton, și poate fi folosit ca un sistem antiseismic eficient atât din punct de vedere tehnologic cât și al costului (similar cu barele disipative demontabile, contravântuiri cu flambaj împiedicat, etc.).

# 8.8 PUBLICAȚII

- 1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
- 2. Neagu C., Dinu F., Dubina D. Global ductility of dual steel frames with replaceable dissipative shear walls. Mathematical Modelling in Civil Engineering 2015; 11(3): 23-30.

### 8.9 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel frames. Steel Construction: Design and Research 2011; 2(4):73-81.

276   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
PANOURI DE FORFECARE DEMONTABILE

- 2. Seilie I., Hooper J. Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction. Modern Steel Construction 2005.
- 3. Berman J.W. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. Engineering Structures 2011; 33(1): 230–244.
- 4. Caccese V., Elgaaly M., Chen R. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. Journal of Structural Engineering 1993; 119(2): 573–587.
- Berman J.W., Clayton P.M., Lowes L.N., Bruneau M., Fahnestock L.A., Tsai K.C. Development of a recentering steel plate shear wall and addressing critical steel plate shear wall research needs: Proc. of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earth-quake Engineering; 2010; Toronto; 1087; Ontario.
- 6. Alinia M.M., Dastfan M. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. Journal of Constructional Steel Research 2007; 63: 554–563.
- 7. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
- 8. Neagu C. Multi-story building frames stiffened with dissipative shear wall: PHD Thesis; Ed. Politehnica; University Politehnica Timisoara; Romania, 2011.
- 9. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 10. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 11. EN1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 13. AISC (2010). Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction;
- 14. FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 450, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2003.
- 15. Lee C.S., Tsa K.C. Experimental Response of Four 2-Story Narrow Steel Plate Shear Walls: Proceeding of the 2008 Structures Congress; Vancouver.
- 16. Bruneau M., Bhagwagar T. Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames using Thin Infill Panels. Engineering Journal 2002; 24(4):443–453.
- 17. Berman J. W., and Bruneau M. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. Journal of Structural Engineering 2003; 129(11):448-1456.
- Driver R. G., Kulak G.L., Kennedy D.J.L and Elwi A.E. Cyclic Test of a Four-Story Steel Plate Shear Wall. ASCE Journal of Structural Engineering 1998; 124(2):112-120.
- ASCE 41-13. Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers.
- 20. Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 2000; 16(3): 573-92.
- 21. Vamvatsikos D., Cornell C. A. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31(3):491-514.
- 22. SAP2000. CSI: Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

# 9 CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

#### 9.1 INTRODUCERE

Cadrele contravântuite centric (CBF) sunt un sistem structural tradițional în construcțiile din oțel. Acestea sunt folosite pentru a prelua forțele laterale datorate vântului, cutremurelor și altora. Acest sistem și-a dovedit eficiența la încărcări laterale prin asigurarea unei rigidități și a unei rezistențe suficiente datorită acțiunii sale complete de grindă cu zăbrele. Acesta este principalul motiv pentru popularitatea sa. În zilele noastre CBF-urile sunt implementate pe scară largă în cadre industriale cu un singur nivel, clădiri multietajate și clădiri inginerești industriale. Aplicarea acestora în construcții noi este extinsă la modernizarea seismică a structurilor metalice, compuse și din beton, de asemenea.

Proiectarea seismică contemporană presupune ca sistemul de preluare a forțelor laterale să aibă rezistență și rigiditate adecvată, dar, de asemenea, și ductilitate și capacitate de disipare a energiei. Cerințele trebuie reglate în funcție de seismicitatea terenului și de obiectivele nivelului de performanță structurală care trebuie satisfăcut. Din cutremurele trecute este evident faptul că unele contravântuiri din CBF manifestă o concentrare severă de deformație plastică în secțiunea lor de la mijlocul lungimii. Rezultatul unui astfel de răspuns structural ar fi ductilitatea și capacitatea de disipare a energiei inadecvate, ilustrate prin cedarea prematură a contravântuirii și cedarea cadrului. Această comportare seismică nesatisfăcătoare necesită îmbunătățirea practicii de proiectare.

În căutarea comportării seismice adecvate, ultima generație de coduri dorește deseori cerințe care în multe cazuri sunt controversate și dificil de realizat prin abordarea convențională de proiectare. În căutarea unei soluții practice și accesibile pentru proiectarea CBF-urilor, în perioada 2011-2012, în cadrul Universității de Arhitectură, Construcții și Geodezie (UACEG) din Sofia a fost realizat un Proiect Național de Cercetare. Acesta s-a axat pe îmbunătățirea comportării seismice a cadrelor contravântuite. În timpul proiectului, au fost proiectate, încercate și elaborate cadre contravântuite centric cu modificarea contravântuirilor (acronimul CBF-MB). Modificarea propusă se bazează pe introducerea diferitelor secțiuni transversale pe lungimea unei contravântuiri, permițând inginerului practicant să obțină rigiditatea și rezistența necesară, ductilitate îmbunătățită, disiparea adecvată a energiei și capacitatea de auto-centrare a sistemului, utilizând o abordare cu tehnologie limitată.

### 9.2 DESCRIEREA SISTEMULUI CBF-MB

Sistemul CBF-MB a fost dezvoltat pe baza CBF tradiționale cu contravântuiri în X (X-CBF) cu două tipuri de inovații. Un cadru clasic, cu un singur nivel, al sistemului propus constă în stâlpi, contravântuiri diagonale, grindă și grindă intermediară (Fig.

278   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

9.1). Stâlpii și grinzile sunt elemente nedisipative. Stâlpii pot fi proiectați din secțiuni HEA sau HEB laminate la cald, iar axa lor principală ar putea fi fie în interiorul, fie înafara planului cadrului. Pentru a ușura proiectarea îmbinărilor și a nodurilor cadrului, este preferabil ca stâlpul să fie orientat cu inima în planul cadrului. Grinzile sunt situate la nivelul planșeelor și ar putea avea secțiuni transversale IPE sau HEA. Diagonalele sunt principalele elemente disipative, în timp ce grinda intermediară poate participa parțial în unele ocazii.

Primul tip de inovație necesită introducerea în cadru a unui membru intermediar orizontal numit grindă intermediară. Aceasta are rolul de a împărți diagonalele, făcându-le astfel identice și ne-intersectându-se (Fig. 9.1). Cu excepția evitării detaliilor complicate ale nodului dintre diagonalele în X, rigiditatea grinzii intermediare este de o importanță esențială. Grinda intermediară în conlucrare cu stâlpii are un impact crucial asupra secvenței de flambaj a contravântuirii și asupra tipului de mecanism plastic global. Această problemă va fi discutată în continuare și clarificată în Capitolul 9.3 a acestei broșuri.



Fig. 9.1: Sistem CBF-MB

Cel de-al doilea tip de inovație se referă la introducerea unei secțiuni transversale sudate construite în formă de "H" variabilă pentru diagonale. Mai departe în explicații, diagonalele vor fi numite contravântuiri modificate (MB). Tălpile și inima MB variază de-a lungul lungimii elementului, astfel încât zonele cu secțiuni transversale diferite sunt definite așa cum este ilustrat în Fig. 9.2. Zonele de capăt ale diagonalelor sunt întărite prin creșterea lățimii și grosimii tălpilor și sunt denumite secțiuni tari (SS). Acest lucru permite, de asemenea, o proiectare ușoară a îmbinării și asigură un răspuns complet elastic al zonelor de capăt. În partea centrală a diagonalei este introdusă o secțiune transversală modificată (MS). Se caracterizează prin rigiditate redusă la încovoiere și printr-o arie mărită a secțiunii transversale, astfel că MS este slăbită la încovoiere și întărită la forțe axiale (Fig. 9.2). Secțiunea transversală redusă (RS), caracterizată printr-o capacitate la forță axială mai mică decât MS, este situată între zona de capăt și secțiunea din mijloc.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   279
 CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Între MS, RS și SS sunt proiectate secțiunile de tranziție (TS). Este intenția autorilor ca modul de flambaj al contravântuirilor comprimate să fie predefinit și ca întreaga concentrare a deformațiilor plastice datorate încovoierii să fie izolată în MS din mijloc. La inversarea încărcării, apare forța de întindere și elementul este îndreptat. Deformațiile plastice sunt direcționate spre secțiunea transversală redusă (RS) mai degrabă decât spre MS (Fig. 9.3). Astfel, diagonala este proiectată într-un mod în care curgerea la întindere și deformațiile plastice de încovoiere au loc în diferite zone de-a lungul lungimii contravântuirii. Această diferențiere a zonelor cu deformații inelastice conduce la îmbunătățirea anduranței oboselii oligo-ciclice și la evitarea cedării premature a diagonalelor. În cele din urmă, rezultă îmbunătățirea globală a comportătii histeretice a sistemului. Folosirea secțiunii transversale în formă de "H" sudată permite proiectantului să varieze grosimea, înălțimea și lățimea tălpii și inimii, și, în consecință, să regleze proiectarea MB conform nevoii particulare a structurii.



Fig. 9.2: Configurația contravântuirii modificate

În acest fel, cerințele controversate ale codului privind limitările zvelteții contravântuirii și comportarea disipativă omogenă a diagonalelor la toate nivelurile sunt mult mai ușor de realizat.



Fig. 9.3: Principiul comportării inelastice a MB

Supra-rezistența excesivă în materialul oțel pentru elementele disipative conduce la proiectare neeconomică a elementelor nedisipative. În această perspectivă, secțiunea transversală sudată construită poate fi compusă din table de oțel S235, nefiind cazul pentru secțiunile laminate la cald.

Se recomandă ca îmbinările dintre MB și elementele cadrului să fie proiectate cu șuruburi păsuite care asigură un mecanism de rotire simplu și liber în timpul

280   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

flambajului contravântuirii. Pentru implementarea practică a acestei abordări, guseele pot fi sudate pe șantier pe stâlpi și grinzi, rezultând compensarea oricăror toleranțe de fabricare și de montaj.

Numărul de sisteme CBF-MB necesare în structura unei clădirii depinde de topologia clădirii și de intensitatea cutremurului. Sistemul poate fi integrat în scheletul din oțel pentru încărcare verticală (Fig. 9.4, a și b) sau poate fi introdus în structură (Fig. 9.4, c) acționând independent. Sistemul CBF-MB propus poate fi în general combinat cu acțiunea cadrelor necontravântuite (MRF), în cazul în care îmbinările grindă-stâlp din deschiderea necontravântuită sunt rigide sau semi-rigide. În acest caz, se formează un sistem dual, iar forțele laterale sunt împărțite între MRF și sistemul CBF-MB. Alternativ, dacă se utilizează îmbinări simple (îmbinări cu guseu supuse la forfecare) între grinzile de planșeu și stâlpi, sistemul CBF-MB preia întreaga acțiune seismică. În opinia autorilor, acțiunea CBF "pură" este preferată ca fiind mai previzibilă, demonstrează mai bine avantajele CBF-MB și este ușor de proiectat. Prin urmare, implementarea CBF-MB în sistemele duale nu va fi discutată în această broșură.



Fig. 9.4: Configurația cadrelor cu CBF-MB implementate

După cum se menționează în textul de mai sus, rigiditatea grinzii intermediare trebuie ajustată la rezistența la flambaj a contravântuirii. În plus, se recomandă ca grinda intermediară să fie prinsă rigid sau semi-rigid pe stâlpi. Acest lucru duce la creșterea rigidității grinzii și, în plus, în conlucrare cu stâlpii, stabilește o sursă de rigiditate a cadrului care îmbunătățește comportarea inelastică a CBF-MB și asigură capacitatea de auto-centrare a sistemului. Experiența obținută din cercetarea CBF-MB indică în mod clar faptul că grinzile intermediare ar trebui să fie păstrate pe deplin elastice, cu posibila dezvoltare a unor articulații plastice de încovoiere după nivelul de performanță la Starea Limită Ultimă.

### 9.3 MODELELE ANALITICE

Abordarea tradițională europeană pentru calcularea CBF cu diagonale încrucișate prin analiza elastică este aceea de a se baza pe analogia cu grinda cu zabrele doar cu diagonale întinse (Fig. 9.5). Se bazează pe ipoteza că, odată ce diagonala

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   281
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

comprimată a flambat, aceasta oferă o contribuție neglijabilă la rigiditatea și rezistența laterală a cadrului. Forțele interioare pot rezulta din echilibrul static funcție de forfecarea laterală de nivel (Fig. 9.5) și Ec. (9.1). Forțele din stâlpi pot fi obținute prin Ec. (9.2) iar relația dintre deplasarea laterală de nivel și alungirea diagonalei este dată de Ec. (9.3). În cazul CBF-MB, toate alungirile inelastice apar în RS, în timp ce scurtarea diagonalei comprimate are loc prin flambajul cu încovoiere al MS (Fig. 9.3).



Fig. 9.5: Sistemul static și forțele interioare pe baza teoriei grinzii cu zăbrele

Pentru a defini relația analitică dintre deplasarea laterală de nivel,  $\Delta$ , și deplasarea transversală de flambaj, *f*, a secțiunii de mijloc ca relație între ductilitatea globală a nivelului și ductilitatea locală a elementului critic (MB), se adoptă unele ipoteze:

- Deformata diagonalei comprimate este reprezentată de o linie poligonală (Fig. 9.6, a şi b). Această presupunere a fost justificată de încercările efectuate.
- Scurtarea totală a diagonalei δ este împărțită în egală măsură între diagonalele din stânga-sus și dreapta-jos sau δ = 2δd (Fig. 9.6, a & b). Această ipoteză este justificabilă în cazul proiectării corecte a rigidității grinzii intermediare [2]. Pe baza celor menționate mai sus, se obține Ec. (9.4):

$$f = \sqrt{I_d \cdot \delta_d}$$
 Ec. (9.4)

Utilizând în continuare Ec. (9.3) presupunând că  $\delta = 2\delta_d$ , este ușor de obținut relația dintre ductilitatea globală de nivel  $\Delta$  și ductilitatea locală a elementului *f*. O astfel de relație este dată de Ec. (9.5).

$$f = 0.707 \cdot \sqrt{I_d \cdot \Delta} \cdot \sqrt{\cos \alpha} \qquad \qquad \text{Ec. (9.5)}$$







Fig. 9.6: Sistemul static și forțele interioare pe baza teoriei grinzii cu zabrele

# 9.4 ÎNCERCĂRILE EXPERIMENTALE

Programul experimental s-a desfășurat în Laboratorul de Structuri din Oțel și Lemn al UACEG. A făcut parte dintr-un proiect național de cercetare axat pe îmbunătățirea performanței seismice a cadrelor contravântuite centric [2].







b)

Fig. 9.7: Cadre contravântuite centric cu: a) secțiune redusă a contravântuirii; b) contravântuiri modificate

Două tipuri de cadre au fost investigate: CBF-MB (cadre cu contravântuiri modificate) și CBF-RBS (cadre contravântuite centric cu secțiuni reduse ale contravântuirilor), așa cum se poate observa în Fig. 9.7. În cadrul acestei broșuri vor fi elaborate și prezentate numai CBF-MB.

# 9.4.1 Încercările experimentale pe cadrul cu contravântuiri modificate

# 9.4.1.1 Fabricarea și scara specimenului experimental

Specimenele experimentale cu dimensiuni de 4000 mm înălțime și 3000 mm distanță între stâlpi au fost considerate adecvate, deci corespund aproximativ cadrului cu un nivel la scară reală din scheletul clădirii multietajate (așa cum se vede în Fig. 9.4 c) sau scară geometrică 1:2 a structurii clădirii industriale. Fabricarea și

montajul specimenelor au fost externalizate unui fabricant profesionist, în timp ce proiectarea și asigurarea calității au fost realizate de echipa de cercetare.

# 9.4.1.2 Geometria specimenului și montajul experimental

Cadrul de contur al specimenului (stâlpi și grinzi) a fost proiectat în conformitate cu principiile proiectării bazate pe capacitate conform [1], astfel încât acestea trebuiau să rămână elastice în timpul experimentului. Stâlpii au fost proiectati cu sectiuni HEA320 din S275JR iar grinda a fost HEA240 din S275JR [3]. Stâlpii au fost orientați cu axele lor minime în planul cadrului, în timp ce grinda a fost orientată în mod tradițional, cu axa sa principală. S-au realizat îmbinări semi-rigide între grindă și stâlpi cu două gusee de forfecare sudate. Îmbinarea dintre stâlpi și cadrul rigid de încercare din laborator a fost, de asemenea, proiectată ca semi-rigidă, deoarece este mai aproape de realitate. Grinda intermediară a fost realizată din HEA140 din S275JR. Diagonalele, care sunt elementele disipative, au fost proiectate ca elemente sudate în formă de "H". Datorită dimensiunilor lor, contravântuirile modificate au fost fabricate prin tehnologie manuală de asamblare și sudare. Conform conceptului, inima contravântuirii este întreruptă în porțiunea de mijloc și este introdusă o placă de inimă mai groasă în acest loc. Ultima operatie este de asemenea manuală, deci ne putem aștepta la prezența imperfecțiunilor geometrice care nu respectă pe deplin tolerantele standard [4] si efectelor tensiunilor reziduale de după sudare. Comentariul de mai sus este important pentru cei care doresc să definească modelul FE cu imperfectiuni initiale ale contravântuiirilor. Unele indicatii utile se pot găsi în [19]. Îmbinarea articulată dintre contravântuiri și cadru a fost realizată cu suruburi păsuite M36 clasă 10.9. Toleranta găurilor a fost de 0,3 mm. Montajul experimental este prezentat în Fig. 9.8. Este alcătuit din standul de sustinere, sistem de încărcare (actuator hidraulic), sistem de stabilizare și modelul experimental (specimen experimental).



#### Legendă

- 1 Stand de susținere;
- 2 Actuator hidraulic;
- 3 Cadru de stabilizare;
- 4 Specimen.

Fig. 9.8: Montajul experimental

Experimentul se desfășoară în plan orizontal. Încărcarea este aplicată cvasi-static prin deplasare controlată la partea superioară a cadrului. Protocolul de încărcare are un istoric simetric de deplasare cu amplitudini incrementate treptat, în

284   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

conformitate cu recomandările ECCS [5]. Pentru a obține informații despre deformațiile specifice și deplasările diagonalelor, s-au instalat timbre tensiometrice (SG) și captori de deplasare inductivă (ITs).

### 9.4.1.3 Încercări de tracțiune pe materiale

Au fost efectuate încercări standard de tracțiune pentru toate materialele folosite pentru elementele disipative (diagonale) ale sistemului. Au fost prelevate două eșantioane plate standard din tablele de 4 mm și patru de 5 mm. Încercările au fost efectuate conform ISO 6892-1 [6] cu o viteză de deformație de 3 mm/minut. Probele de materiale au demonstrat comportarea ductilă, tipică pentru oțelul cu conținut scăzut de carbon, dar rezistența efectivă de curgere a tablei din oțel cu grosimea de 5 mm diferă semnificativ de valoarea declarată din certificatul de material.

#### 9.4.1.4 Rezultatele încercărilor ciclice

S-au efectuat încercări ciclice în conformitate cu recomandările ECCS [5]. Toate elementele critice (contravântuirile) au fost încărcate succesiv la întindere și compresiune. Curbele histeretice obținute sunt caracterizate de efectul tipic de alunecare (pinching) pentru CBF. A fost observată o degradare de rezistență aproape constantă în al doilea și al treilea ciclu cu amplitudine constantă. Degradarea părea a fi de aproximativ 15% din rezistența inițială. Aceeași cădere din curbele de comportare este propusă în modelele cu legături neliniare, elaborate în Secțiunile 9.5 și 9.6 ale broșurii.

S-a planificat ca încărcarea ciclică să continue până la ruperea diagonalei datorită oboselii oligo-ciclice sau epuizării ductilității contravântuirilor. Totuși, starea limită menționată mai sus nu a fost atinsă și încercarea s-a încheiat înaintea epuizării cursei pistonului. Întregul istoric al curbelor histeretice ale cadrului și curba unui singur ciclu sunt ilustrate în Fig. 9.9. Din nefericire, din cauza unei probleme tehnice a dispozitivelor de înregistrare, ciclurile din direcția pozitivă după o deplasare la vârf de 70 mm nu au fost raportate corect. Acesta este principalul motiv pentru prezența liniilor drepte din primul cadran din Fig. 9.9.



Fig. 9.9: Curbele histeretice ale cadrului, a) istoricul ciclic complet; b) doar ciclul 15

Este important să se sublinieze că în timpul încercării nu a fost observat nici un flambaj local, nici în RS, nici în MS - Fig. 9.10. Deplasarea transversală maximă a secțiunii din mijlocul contravântuirii a fost de asemenea un punct de interes. Datorită mărimii sale relativ mari, aceasta din urmă a fost măsurată manual.





Fig. 9.10: Ultimul grup de cicluri, a) flambajul perechii de contravântuiri; b) MS îndoită în contravântuirea flambată

Experimentele au demonstrat că rigiditatea grinzii intermediare este importantă și afectează în mod direct tipul de mecanism plastic al CBF. În funcție de rigiditatea și rezistența grinzii intermediare, au fost identificate două tipuri de mecanisme: fie flambează ambele diagonale dintr-o pereche sau flambează numai o diagonală - Fig. 9.11.



Fig. 9.11: Influența grinzii intermediare a) mecanism plastic nefavorabil; b) încovoierea grinzii intermediare

Acest mecanism din urmă ar trebui evitat, deoarece duce la concentrarea deformațiilor plastice și la epuizarea prematură a ductilității contravântuirii sau la reducerea duratei de viață ciclice a contravântuirii.

### 9.4.1.5 Rezultatele încercărilor monotone

Încercările monotone clasice nu au fost incluse în programul experimental, dar curbele de capacitate au fost obținute din rezultatul fiecărui prim ciclu din grupul de trei. Rezultatele sunt reprezentate grafic în Fig. 9.12. A fost adăugată și aproximarea bi-liniară.



Fig. 9.12: Curba de capacitate, a) direcție pozitivă; b) direcție negativă

#### 9.4.1.6 Încercarea experimentală a cadrului de contur

Participarea cadrului de contur la rezistența, rigiditatea și capacitatea de disipare a CBF este o chestiune de interes. S-a investigat prin efectuarea unei încercări cu un singur ciclu pe cadrul de contur gol (fără contravântuiri). S-au aplicat două cicluri complete cu diferite amplitudini. Montajul experimental și rezultatele sunt ilustrate în Fig. 9.13.



Fig. 9.13: Cadru de contur, a) montaj experimental; b) suprapunerea curbelor histeretice

Era de așteptat ca și cadrul de contur să aibă o rigiditate mult mai mică comparativ cu cazul în care acesta este contravântuit. Cu toate acestea, rigiditatea acestuia are un impact foarte pozitiv asupra reducerii efectului de alunecare (pinching) al histerezei și îmbunătățește capacitatea de disipare a sistemului. Este de remarcat faptul că, pentru a obține o anumită capacitate de auto-centrare a sistemului, cadrul de contur trebuie păstrat aproape elastic și prinderea grinzii intermediare pe stâlpi pare a fi avantajoasă. Această problemă va fi demonstrată în Secțiunea 9.6, iar unele comentarii suplimentare pot fi citite acolo.

### 9.4.2 Simulările numerice

S-au realizat serii de simulări numerice cu programele de calcul Seismostruct [7] și ANSYS [8] cu scopul de a înțelege mai bine comportarea ciclică a specimenului.
Comparația dintre curbele histeretică experimentală și cea obținută numeric demonstrează o bună potrivire (Fig. 9.14).



Fig. 9.14: Compararea rezultatelor numerice și experimentale, a) răspunsul ciclic al cadrului; b) răspunsul cadrului de contur

Modelul numeric a fost utilizat pentru a extrage relațiile de răspuns ciclic al unei singure contravântuiri care formează baza pentru calibrarea curbelor de comportare utilizate pentru analiza neliniară efectuată în Secțiunea 6. Modelul ANSYS a fost utilizat pentru analiza sofisticată a comportării unei singure contravântuiri. S-au folosit modelul de material calibrat Chaboche [9] și elemente finite de tip SHELL181 cu o dimensiune a discretizării de 10 mm. Modelul FEM a demonstrat că deformațiile plastice cauzate de flambajul contravântuirii sunt direcționate spre MS, în timp ce deformațiile de întindere cauzate de tensiuni apar în RS. Secțiunea tare (SS) prezintă o comportare elastică ce demonstrează conceptul inițial. Modelul ANSYS (Fig. 9.15) a fost de asemenea utilizat pentru a obține istoricul intervalului de deformație în secțiunile critice și pentru a efectua verificările privind oboseala oligociclică.



Fig. 9.15: FEA cu ANSYS, a) deformații plastice la compresiune; b) deformații plastice la întindere

288   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)	

#### 9.4.3 Comparația modelelor experimental și analitic

Validitatea modelului grindă cu zabrele analitic a fost examinată prin compararea rezultatelor teoretice și experimentale pentru forța tăietoare de bază de nivel. Forța tăietoare de bază de nivel teoretică și deplasarea de la ultimul etaj au fost calculate folosind Ec. (9.1) și Ec. (9.3), cu proprietățile reale ale materialului. Curbele experimentale si aproximările biliniare sunt ilustrate în Fig. 9.12. Tabelul 9.1 prezintă comparația dintre forțele tăietoare experimentală și teoretică. Calculul lui  $\Delta y$  se bazează pe ipoteza că întreaga lungime a diagonalei este alungită elastic la deformații specifice  $\varepsilon_v$  = 0,002. Rezultatele încercării pentru specimenul H3 au fost utilizate pentru comparație, unde abrevierile H3"+" și H3"-" indică direcția pozitivă și negativă de încărcare. Se menționează că modelul teoretic respectă pe deplin recomandările [1] pentru CBF cu diagonale încrucișate. Se așteaptă ca rezultatele teoretice pentru rezistența cadrului să fie mai mici decât rezultatele încercării monotone datorită excluderii perechii comprimate de diagonale și a cadrului de contur din modelul teoretic. Această tendință este demonstrată prin comparația forțelor tăietoare de bază prezentate în Tabelul 9.1. Este demn de remarcat faptul că modelul teoretic marchează foarte bine punctul de curgere al curbei de capacitate biliniare, indicat prin punctul roșu din Fig. 9.12. Datorită simplității sale și a conformitătii cu [1], modelul grinzii cu zăbrele doar cu diagonale întinse este considerat cel mai potrivit pentru proiectarea preliminară a CBF-MB.

Specimen	Vy,exp –	Vy,teor	Vy,exp/	Δy,exp –	∆y,teor	∆y,exp/
	apr. bilin.		Vy,teor	apr. bilin.		Δy,teor
-	kN	kN	-	mm	mm	-
H3"+"	-280.0	-199.65	1.402	-18.0	-16.66	1.08
H3"—"	+270.0	+199.65	1.352	+17.0	16.66	1.02

Un alt aspect de interes este legătura dintre ductilitatea (deformații plastice) globală (deplasare relativă de nivel) și locală a sistemului. Metodologia de obținere a alungirii finale plastice în zona secțiunilor reduse ale contravântuirilor este prezentată în [30]. Alungirea medie de deformație din perechile de elemente diagonale a fost estimată la 3.315%, respectiv 3.195%.

Ultimul punct de interes este compararea rezultatelor pentru deplasarea transversală maximă *f* a secțiunii din mijlocul contravântuirii. Deplasarea *f* a fost măsurată în timpul încercării și în cele ce urmează este comparată cu rezultatele teoretice obținute din Ec. (9.4). Merită amintit că Ec. (9.4) este valabilă atunci când grinda intermediară este destul de rigidă pentru a forța ambele diagonale comprimate să flambeze aproape simultan. Deoarece nu a fost cazul în încercare, s-au făcut unele ajustări ale scurtării contravântuirii din pereche. Comparația rezultatelor teoretice și experimentale este prezentată în Tabelul 9.2.

Ciclul nr.	f,exp	deplasare vârf	δ <sub>d</sub>	f,teor	f,teor / f,exp
-	mm	mm	mm	mm	-
12	72.94	34.36	10.31	140.69	1.93
15	145.89	78.49	23.55	212.63	1.46
18	248.01	120.01	36.00	262.92	1.06
21	271.52	147.12	44.14	291.11	1.07

Tabelul 9.2: Deplasarea experimentală vs. teoretică transversală a secțiunii din mijlocul contravântuirii

Este evident din ultima coloană că, odată cu creșterea deplasării la vârf, se îmbunătățește potrivirea rezultatelor. Acest lucru este atribuit faptului că ipoteza pentru derivarea Ec. (9.4) se bazează pe deformata poligonală pre-asumată a contravântuirii flambate. Pe măsură ce deplasarea relativă de nivel crește, deformata perechii de diagonale comprimate se apropie de cea prezentată în Fig. 9.6.

# 9.4.4 Stări limită pentru încercarea ciclică

Încercarea ciclică a fost efectuată în conformitate cu protocolul inițial de încărcare și s-a încheiat cu atingerea limitei cursei actuatorului. Merită să spunem că specimenul nu a atins nici cedarea, nici prăbușirea globală. Pe de altă parte, încercarea a fost efectuată fără a lua în considerare forțele axiale din stâlpii cadrului, prin urmare efectele P- $\Delta$  nu au fost incluse în încercare. Pentru recunoașterea stărilor limită au fost respectate recomandările FEMA-356 [10]. Relația dintre definițiile FEMA-356 și manualul de proiectare actuală sunt prezentate în Tabelul 9.3. În plus, unele ipoteze conservatoare au fost implementate din cauza lipsei de dovezi fizice pentru influența efectelor P- $\Delta$  asupra comportării experimentale a cadrului.

Nivele de performanță	Deplas.rel. de	Stări limită adoptate	Estimare
structurală conform FEMA 356	niv. FEMA 356	în această broșură	experimentală
Ocupare Imediată (IO)	0.50%	SLS	0.625%
Siguranța Vieții (LS)	1.50%	SLU	1.89%
Prevenirea Colapsului (CP)	2.00%	CPLS	3.00%

Fabelul	9.3:	Stări	limită
abolai	0.0.	oturi	mmu

Prima curgere semnificativă a contravântuirilor în timpul experimentului a apărut în ciclul 12, la deplasare relativă de nivel de 25 mm, care este egală cu rotirea relativă de nivel de 0,625%. În acest stadiu a fost definită SLS. În timpul SLS, diagonalele comprimate au flambat și forța interioară de întindere a produs prima curgere. SLU a fost recunoscută la ciclul 15 atunci când s-a observat o curgere suplimentară la întindere a contravântuirilor și s-au observat cedări minore ale sudurii din îmbinările semi-rigide ale cadrului. SLU s-a înregistrat la o deplasare relativă de nivel de 75,8 mm, care este egală cu rotirea relativă de nivel de nivel de 1,89%. CPLS (Prevenirea

290   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Prabușirii) a fost considerată la ciclul 18, la o deplasare relativă de nivel de 121 mm, care este egală cu rotirea relativă de nivel de 3,00%. În timpul CPLS nu s-a observat flambaj local sau cedări de secțiuni. Au cedat sudurile din îmbinările semi-rigide ale cadrului. Trebuie remarcat faptul că valorile de mai sus ale deplasării relative de nivel la cele trei nivele de performanță de bază sunt similare cu valorile propuse de FEMA-356 [10] pentru clădirile cu CBF (0,5%, 1,5%, 2,0%) cu diferența majoră la CPLS.

#### 9.4.5 Oboseala oligo-ciclică

Încercarea ciclică cu amplitudine constantă a unei singure contravântuiri nu a fost efectuată în timpul programului experimental. Pentru a găsi unele relații între rezistența MB la alungirea și la scurtarea ciclică, a fost efectuat un set de analize FEA cu modelele ANSYS. Amplitudinea scurtării și alungirii axiale a contravântuirii,  $\delta_d$ , a fost variată și a fost obținut istoricul deformațiilor. Datele privind rezistența ciclică a materialelor similare au fost găsite în literatura tehnică [11], [12], [13] - Fig. 9.16. Pe baza rezultatelor numerice pentru intervalul maxim de deformație și numărul de semi-cicluri din analiza numerică și datele din literatura tehnică, autorii propun formula din Ec. (9.6). Aceasta prezintă relația dintre amplitudinea de deformație axială,  $\delta_d$ , care corespunde numărului de cicluri până la cedare, N. Formula propusă a fost trecută în partea sigură cu un raport mediu de 0,533 și o deviație standard de 0,339.

$$\delta_d(N) = 110 - 52log(N)$$
 Ec. (9.6)

Rezultatele încercării ciclice CBF-MB conform protocolului de încărcare al ECCS [5] și datele măsurate pentru deplasarea transversală maximă a contravântuirii au fost utilizate pentru verificarea fiabilității Ec. (9.6). Indicele de deteriorare (DI) pentru cea mai solicitată contravântuire din specimenul H3 a fost determinat de Ec. (9.6) și regula lui Palmgren-Miner [14], [15], [16]. Valoarea DI=0.752 a fost calculată. Apoi MS de la specimenul H3 au fost detectate pentru discontinuitățile de suprafață și de sub-suprafață adiacentă apropiată prin Inspecție Magnetică a Particulelor (MPI) și încercarea cu ultrasunete.





Fig. 9.16: Relația dintre deplasarea axială a contravântuirii și numărul de cicluri până la cedare

Două dintre diagonalele cele mai solicitate au fost supuse MPI și nu s-au detectat fisuri de suprafață în tălpile sau inima elementelor. Considerând că grosimea tălpilor MS este de numai 5 mm, s-ar putea concluziona că nu există fisuri în zona tălpii cu curbură maximă și că Ec. (9.6) este suficient de conservatoare și ar putea fi utilizată pentru proiectarea la oboseală oligo-ciclică al CBF-MB.

# 9.5 REGULI DE PROIECTARE

În această secțiune, sunt prezentate pe scurt recomandări de proiectare pentru CBF-MB. Sunt furnizate recomandări privind proiectarea preliminară a contravântuirilor modificate adecvate și proiectarea grinzilor intermediare. Deoarece CBF-MB aparțin configurațiilor structurale acoperite de Eurocod, procedura de proiectare propusă este conformă cu prevederile [17] și [1].

#### 9.5.1 Proiectarea preliminară

După cum s-a menționat anterior (Secțiunea 3), se poate presupune că sistemul CBF-MB funcționează ca o grindă cu zabrele verticală doar cu diagonale întinse. O estimare brută a numărului necesar de sisteme de contravântuire pentru o clădire pe fiecare direcție (m) poate fi realizată prin Ec. (9.7).

$$m = V_{building} / V_{storey}$$
 Ec. (9.7)

unde *V*<sub>building</sub> este forța tăietoare de bază totală a clădirii și V<sub>storey</sub> este forța tăietoare de nivel a unui sistem CBF-MB, pe baza modelului grinzii cu zabrele verticale - Ec. (9.1). Secțiune transversală a stâlpilor primului nivel trebuie aleasă ca fiind elementele care să preia forța axială egală cu:

$$N_{\alpha\mu m} = M_{\alpha} / mB$$
 Ec. (9.8)

292   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Unde  $M_{ov}$  este momentul de răsturnare al clădirii și B este distanța interax dintre stâlpii CBF-MB. Prima alegere a secțiunii reduse a contravântuirii de la nivelul i, poate rezulta din Ec. (9.9), unde  $V_{\text{storey,i}}$  este forța tăietoare de nivel pentru etajul i și  $\alpha_i$  este definit în Fig. 9.5.

Metodologia de mai sus oferă doar principalele direcții generale pentru proiectarea sistemului.

#### 9.5.2 Proiectarea contravântuirilor modificate și a grinzii intermediare

Contravântuirile modificate sunt elementele critice ale sistemului. Acestea trebuie să îndeplinească atât criteriile din Capitolul 6 din [1], cât și recomandările specifice prevăzute în acest Manual. După cum se poate observa în Fig. 9.2, mai multe zone cu secțiuni transversale diferite trebuie să fie definite în cadrul contravântuirii modificate. Pentru proiectarea lor corectă se propune următoarea procedură.

#### 9.5.2.1 Lungimea MS, RS și TS

Estimarea în prima etapă a lungimii contravântuirii modificate  $I_d$  este (0.375-0.40)/, unde / este lungimea geometrică interax a diagonalei. Recomandările pentru lungimea secțiunii modificate sunt rezumate în Ec. (9.10), unde  $I_{MS}$  este lungimea MS. Nu ar trebui să fie nici prea scurtă, deoarece se așteaptă să apară deformații de încovoiere severe în acea zonă, nici prea lungă, deoarece acest lucru poate provoca o formă de flambaj cu curbură dublă. Ec. (9.11) oferă direcția pentru alegerea lungimii secțiunii reduse  $I_{RS}$ .

$$I_{MS} = (0.067 \div 0.085)I_d$$
 Ec. (9.10)  
 $I_{RS} \approx (0.3)I_d$  Ec. (9.11)

#### 9.5.2.2 Raportul ariei

Zona RS trebuie estimată prin Ec. (9.9). Pentru a asigura că secțiunea redusă va curge la întindere mai degrabă decât secțiunea modificată, trebuie satisfăcută următoarea Ec. (9.12).

$$K_{A} = A_{MS} / A_{RS} \ge 1.4 \qquad \text{Ec. (9.12)}$$

Unde  $A_{MS}$  este aria secțiunii modificate și  $A_{RS}$  este aria secțiunii reduse. Dimensiunile și aria secțiunii tari (SS) ar trebui alese pentru a asigura un răspuns complet elastic în aria netă pentru îmbinarea articulată și pentru a îndeplini verificările portante ale șuruburilor.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   293
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

#### 9.5.2.3 Raportul modulelor de rezistență

Pentru a asigura că secțiunea modificată are o capacitate de încovoiere mai mică decât secțiunea redusă, chiar și în stadiul deformațiilor plastice mari și ecruisării, trebuie satisfăcută următoarea Ec. (9.13):

$$K_{M} = W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \ge 2.0$$
 Ec. (9.13)

Unde,  $W_{pl,RS}$  și  $W_{pl,MS}$  sunt modulele de rezistență plastice ale secțiunii reduse și, respectiv, modificate.

#### 9.5.2.4 Lungimea efectivă a contravântuirii modificate

Deoarece se introduce o secțiune modificată la mijlocul lungimii, atunci lungimea reală de flambaj  $I_{cr}=\mu.I_d$  va fi mai mare decât  $I_d$ . O formulă pentru lungimea efectivă este propusă de Ec. (9.14), unde  $K_L = I_{RS}/I_{MS}$ ,  $K_I = I_{MS}/I_{RS}$ .

$$\mu = I_{cr} / 1 = 0.88 K_{l}^{(0.033)} K_{l}^{(0.1 \ln(K_{L}) - 0.36)}$$
 Ec. (9.14)

Ec. (9.14) poate avea deviații de până la 10%, în funcție de geometrie. Cu toate acestea, utilizatorul poate efectua o analiză rapidă de flambaj elastic a unei singure contravântuiri modificate, pe modelul FE al cadrului pentru a obține parametrul de modificare special  $\mu$  pentru cazul său de proiectare.

#### 9.5.2.5 Limitarea zvelteții

Potrivit [1], contravântuirile CBF cu configurație în X trebuie să aibă o zveltețe adimensională în intervalul  $1.3 \le \overline{\lambda} \le 2.0$ . Zveltețea efectivă este definită de Ec. (9.15).

$$\lambda_{eff} = \frac{\mu . I_d}{i_{RS}}, \qquad \qquad \text{Ec. (9.15)}$$

unde  $\mu$  este multiplicatorul lungimii efective definit de Ec. (9.14) și *i*<sub>RS</sub> este raza minoră de girație a secțiunii reduse.

#### 9.5.2.6 Predimensionarea grinzii intermediare

Încercările anterioare și studiile numerice au demonstrat posibila formare a două tipuri de mecanisme plastice de nivel denumite favorabil și nefavorabil (Fig. 9.17). Mecanismul favorabil este atunci când ambele diagonale comprimate dintr-o pereche flambează și alungirile plastice se observă în perechea de diagonale întinse. Cel nefavorabil este atunci când numai o diagonală din perechea de diagonale comprimate flambează și apar articulații plastice suplimentare în grinda intermediară sau chiar în stâlpi (Fig. 9.17 b), c)). Mecanismele nefavorabile pot fi

294   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)	

evitate printr-o proiectare corectă a grinzii intermediare, asigurând o rezistență și rigiditate la încovoiere suficiente.



Fig. 9.17: Mecanismele plastice: a) Favorabil; b) Grindă intermediară slabă; c) Stâlpi slabi

Se propune ca CBF-MB să fie proiectate cu grindă intermediară prinsă de stâlpi, formând astfel un cadru în formă de H. Grinda intermediară și stâlpii trebuie să rămână elastici până la atingerea SLU. În acest fel, se obțin câteva beneficii majore:

- Capacitatea de auto-centrare a CBF-MB după un cutremur major este îmbunătățită prin cadrul H elastic;
- Cadrul H asigură o rigiditate tangentă pozitivă în intervalul deplasărilor laterale zero ale CBF-MB atunci când apar deformații inelastice în contravântuiri.

Starea limită atunci când cadrul H asigură o rigiditate elastică suficientă și, prin urmare, forțează diagonala neflambată să flambeze în cele din urmă este ilustrată în Fig. 9.18. În mod conservator, presupunând că diagonalele întinse sunt la fel de solicitate și că rezistența post-flambaj a contravântuirii care flambează prima este neglijabilă, satisfacerea ecuațiilor de echilibru în noduri dezvăluie formarea forțelor orizontale și verticale dezechilibrate. Acestea pot fi determinate prin Ec. (9.16) și Ec. (9.17), unde  $N_{b,Rd}$  (Ec. (9.18)) este rezistența la flambaj a contravântuirii conform [17] și  $\chi$  este factorul de reducere pentru primul mod de flambaj calculat cu  $\lambda_{eff}$ .



Fig. 9.18: a) Stadiul "chiar înainte de flambaj"; b) Forțele dezechilibrate; c) Momentele interioare ( $M_{\text{UNB}}$ ) care rezultă din forțele dezechilibrate (cazul de încărcare UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd}.sin\alpha$$
 Ec. (9.16)

$$H_{UNB} = N_{bRd}.\cos\alpha$$
 Ec. (9.17)

$$N_{b,Rd} = \chi \mathcal{A}_{RS} f_{y} / \gamma_{M1}$$
 Ec. (9.18)

În starea considerată "chiar înainte de flambaj" apare un caz cu momente de încovoiere suplimentare și forțe axiale (caz de încărcare UNB) în cadrul H - Fig. 9.18c). Această stare trebuie să fie contabilizată în proiectare. Se poate simula în modelul pentru analiza elastică prin introducerea forțelor dezechilibrate separat pentru fiecare nivel sau integral în toate nivelurile simultan.

De asemenea, este important să se sublinieze faptul că grinda intermediară trebuie să fie proiectată astfel încât să se evite efectele de flambaj prin încovoiere-răsucire, de ex. prin satisfacerea Ec. (9.19).

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40$$
 Ec. (9.19)

În conformitate cu cerințele din 4.4.2.3 (4) [1], secțiunile transversale ale grinzii intermediare și ale stâlpilor se aleg astfel încât să satisfacă Ec. (9.20). Se demonstrează că în toate stările de performanță structurală, articulația plastică poate apărea în grinda intermediară, și nu în stâlp.

unde  $M_{Rc}$  și  $M_{Rb}$  reprezintă rezistențele la încovoiere de proiectare ale stâlpului și grinzii intermediare. Grinzile intermediare trebuie proiectate cu precauție în conformitate cu principiile propuse deoarece controlează limitarea deteriorărilor și trebuie păstrate elastice și suficient de rigide pentru a preveni formarea unui mecanism de nivel defavorabil și a unor moduri de flambaj ale contravântuirii înafara planului cadrului.

#### 9.5.2.7 Proiectarea elementelor nedisipative

Elementele nedisipative ale CBF sunt stâlpii, grinzile de planșeu și grinzile intermediare. Stâlpii și grinzile intermediare sunt prinse rigid, în timp ce stâlpii și grinzile de panșeu pot fi prinse articulat sau împiedicate parțial sau total. Toate nodurile vor fi modelate în mod adecvat, iar existența momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare în stâlpi și grinzi, definite de Ec. (9.21) până la Ec. (9.29), se iau în considerare în proiectare. Forțele interioare, inclusiv efectele de ordinul doi  $M_{\rm E}$ ,  $V_{\rm E}$  și  $N_{\rm E}$  în cazul de încărcăre seismică obținut prin analiza elastică (Fig. 9.19), se înmulțesc cu multiplicatorul de capacitate  $1.1\gamma_{\rm OV}\Omega_{\rm MIN}\rho$ . Primii trei parametri sunt strict conform cu [1], iar parametrul  $\rho = 1.15$  este propus de către autori pentru a

296   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

ține cont de supra-rezistența sistemului și de posibila rezistență reală de flambaj a contravântuirii. Forțele dezechilibrate, formate în starea considerată "chiar înainte de flambaj" definită la punctul 5.2.6. și ilustrată în Fig. 9.18 ar trebui să fie incluse în situația de proiectare. Forțele interioare suplimentare induse de acestea sunt desemnate în continuare prin indicele "UNB".

Stâlpii vor fi proiectați pentru forțele interioare prin Ec. (9.21) până la Ec. (9.23). De asemenea, trebuie să satisfacă Ec. (9.20).

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB})$$
 Ec. (9.21)

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Ec. (9.22)

$$V_{\text{col},\text{Ed}} = V_{\text{Ed},\text{G}} + 1.1 \gamma_{\text{OV}} \cdot \Omega_{\text{min}} \cdot \rho \cdot (V_{\text{E}} + V_{\text{UNB}})$$
 Ec. (9.23)

Forțele de proiectare pentru grinzile intermediare se obțin prin Ec. (9.24) până la Ec. (9.26). Condițiile Ec. (9.20) și Ec. (9.19) trebuie de semenea satisfăcute.

$$N_{\text{sb,Ed}} = N_{\text{Ed,G}} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{\min} \cdot \rho \cdot (N_{\text{E}} + N_{\text{UNB}})$$
 Ec. (9.24)

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Ec. (9.25)

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Ec. (9.26)

Forțele de proiectare pentru grinzile de planșeu se obțin prin Ec. (9.27) până la Ec. (9.29).

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB})$$
 Ec. (9.27)

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Ec. (9.28)

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Ec. (9.29)

#### 9.5.3 Proiectarea folosind analiza elastică liniară

CBF-MB este un sistem structural care aparține familiei cadrelor contravântuite. În acest sens, cerințele pentru proiectarea elastică a CBF-MB trebuie să respecte EN 1998-1 [1]. În această secțiune vor fi evidențiate doar câteva particularități.

#### 9.5.3.1 Simularea

CBF-MB poate fi analizat în mod fiabil printr-un model liniar-elastic cu elemente finite adecvate de tip grindă. Elementele care simulează contravântuirile modificate sunt definite printr-o secțiune constantă H cu caracteristicile RS și prinse pe cadru prin îmbinări articulate. Stâlpii sunt modelați ca fiind continui pe înălțime. Îmbinările dintre stâlpi și grinzile de planșeu și bazele stâlpilor pot fi modelate nominal articulate.

În ceea ce privește geometria sistemului, se propun două tipuri diferite de modele structurale, denumite modelul inter-ax (CL-to-CL) și modelul de tip zăbrea cu legoturi rigide. Se recomandă să se ia în considerație utilizarea legăturilor rigide numai la contravântuiri și nodurile grinzilor de planșeu. Ilustrația este prezentată în Fig. 9.19.



Fig. 9.19: Modelele pentru analiza elastică. a) modelul CL-to-CL; b) Modelul cu legături rigide

# 9.5.3.2 Analiza structurală și factorul de comportare

Structura trebuie să fie proiectată ca având o comportare structurală disipativă și să aparțină clasei de ductilitate structurală DCH. Se recomandă utilizarea Analizei Modale cu Spectre de Răspuns, cu factorul de comportare propus q = 5.0.

# 9.5.3.3 Limitarea deplasărilor relative de nivel și efectele de ordinul doi

Limitarea deplasării relative de nivel ar trebui să satisfacă 4.4.3.2. și efectele de ordinul doi ar trebui verificate și incluse conform 4.4.2.2. [1].

# 9.5.3.4 Elementele diagonale

Zveltețea efectivă adimensională a contravântuirii, calculată prin Ec. (9.15) ar trebui să îndeplinească Ec. (9.30)

$$1.3 \le \bar{\lambda}_{eff} \le 2.0$$
 Ec. (9.30)

În conformitate cu 6.7.3 din EN 1998-1 [1], proiectarea diagonalelor se bazează pe rezistența la curgere  $N_{\text{pl,Rd}}$  a secțiunii transversale brute, care pentru MB este

Îmbinările diagonalelor cu grinzile de planșeu și grinzile intermediare ar trebui să satisfacă normele de proiectare de la 6.5.5. din [1].

298   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

#### 9.5.3.5 Comportarea disipativă globală

Pentru a obține o comportare disipativă omogenă globală a structurii, suprarezistența maximă  $\Omega_{max}$  pe întreaga structură nu trebuie să difere de valoarea minimă  $\Omega_{min}$  cu mai mult de 25%, așa cum se indică în Ec. (9.32).

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \le 1.25$$
 Ec. (9.32)

Autorii recomandă ca ultimele două etaje ale clădirii să fie interpretate în clauza 6.7.3 (4) din [1], deoarece Ec. (9.30) în majoritatea cazurilor pare prea conservatoare.

#### 9.5.4 Proiectarea folosind analiza statică neliniară

Modelul structural cu legături rigide propus în secțiunea 5 ar trebui să fie îmbunătățit pentru analiza statică neliniară cu plasticitate concentrată, iar domeniul de comportare a elementului trebuie extins la comportarea post-curgere și post-flambaj prin introducerea diferitelor tipuri de articulații plastice. Distribuția forțelor laterale adoptată în broșură este proporțională cu primul mod propriu de vibrație. Efectele  $P-\Delta$  pot fi luate în considerare prin modelarea "stâlpului echivalent". Conform 5.3.2 (3) din EN-1993-1-1 [17], imperfecțiunea inițială a cadrului este modelată prin înclinația inițială a stâlpului  $\Phi = \Phi_{0.a_h.a_m}$ . La fiecare nod al stâlpului echivalent se atribuie o forță verticală corespunzătoare masei de nivel atribuite. Fig. 9.20 ilustrează modelul structural pentru analiza statică neliniară.



Fig. 9.20: Modelul cadrului pentru analiza statică neliniară. a) Vedere generală; b) Poziția articulațiilor plastice

Modelul demonstrat aici se bazează pe SAP2000 [18]. În model sunt propuse două tipuri de articulații plastice. Răspunsul inelastic al contravântuirii este simulat printro articulație plastică de tip P (forță axială) introdusă la mijlocul său. În cazul secțiunilor grinzii și stâlpului cu potențiale deformații plastic de încovoiere, se

Dis	pozitive si sisteme inovative antiseismice   299
CADRU CL	I CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

folosesc articulații plastic de tip P-M (Fig. 9.20, b). Curba de comportare a articulației plastice P a contravântuirii este ilustrată în Fig. 9.21. Este constituită din caracteristicile geometrice și de zveltețe ale contravântuirii și rezistența nominală a materialului - Tabelul 9.4. Punctele caracteristice post-curgere și post-flambaj sunt adoptate conform FEMA-356 [10]. Curba de comportare este comparată cu curba ciclică obținută prin modelul cu plasticitate distribuită a unei contravântuiri în Seismostruct [7] și calibrat cu rezultatele încercării.



Fig. 9.21: Curba de comportare: a) comparația cu modelul experimental calibrat; b) curba de comportare pentru analiză

Punctul	Întindere		Punctul	Compresiune	
	Forță	Deplasare		Forță	Deplasare
А	0	0	А	0	0
В	F <sub>y</sub> =A <sub>RS</sub> .f <sub>y</sub>	Δу	В	$N_{b,Rd}$	Δc
С	F <sub>SH</sub>	11∆y	С	$0.5N_{b,Rd}$	3∆c
D	0.8F <sub>y</sub>	13∆у	D	$0.3N_{b,Rd}$	8∆c
E	0.8F <sub>y</sub>	14∆y	E	$0.2N_{b,Rd}$	14∆y

Tabelul 9.4: Punctele caracteristice ale curbei de comportare.

Următoarele Ec. (9.33) până la Ec. (9.37) se vor folosi pentru definirea punctelor caracteristice.  $N_{b,Rd}$  reprezintă rezistența la flambaj a contravântuirii [17] și  $\chi$  este factorul de reducere la flambaj.

$$\Delta_{y} = f_{y} \cdot L/E \qquad \qquad \text{Ec. (9.33)}$$

$$F_{y} = A_{RS} f_{y} \qquad \qquad \text{Ec. (9.34)}$$

$$F_{SH} = F_y + (F_y / \Delta_y \ 0.005).(11\Delta_y)$$
 Ec. (9.35)

$$N_{b,Rd} = \chi A_{RS} f_{y}$$
 Ec. (9.36)

$$\Delta_{\rm C} = N_{b, \rm Rd} \cdot \Delta_{\rm y} / F_{\rm y}$$
 Ec. (9.37)

300   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Articulațiile plastice pentru grinzile intermediare și stâlpi sunt de tip P-M3. Curba de interacțiune "forță axială - moment încovoietor" poate fi definită utilizând [17] sau [10]. Punctele caracteristice post-curgere sunt în conformitate cu [10].

# 9.5.5 Proiectarea folosind analiza dinamică neliniară

Pentru a investiga răspunsul dependent de timp al întregului sistem și al elementelor critice, trebuie efectuată o analiză dinamică neliniară (NDA). Oferă informații privind deplasările relative de nivel și globale reziduale și permite proiectantului să evalueze indicele de deteriorare al contravântuirilor indus de anumite înregistrări seismice. Modelul structural utilizat pentru analiza statică neliniară se modifică prin înlocuirea contravântuirilor și a articulațiilor plastice P cu o legătură plastică multiliniară (Multi-linear Plastic Link) cu histereză de tip Pivot - Fig. 9.22.

Efectele P- $\Delta$  sunt contabilizate după cum se explică în capitolul anterior. Elementul de legătură neliniar utilizat în modelul SAP2000 este constituit din mai mulți parametri calibrați pe baza rezultatelor experimentale. Punctele pivot pentru direcționarea histerezei de tip pivot sunt localizate de parametrii  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  și  $\beta_2$ , prezentați în Tabelul 9.5 ([18], [20]). Pentru definirea corectă a comportării histeretice, legătura plastică multi-liniară necesită definirea curbei de comportare (secțiunea 5.4.). Datele experimentale și rezultatele numerice indică o reducere a rezistenței ciclice de aproximativ 15%, care este luată în considerare (Fig. 9.22b).



Fig. 9.22: Model pentru NDA: a) Vedere generală; b) Curba de comportare

Parametrul punctului pivot	$\alpha_{_1}$	$\alpha_{2}$	$\boldsymbol{\beta}_{1}$	$\beta_{2}$	η
Valoare	100	0.1	0.02	0.4	0.0

# 9.6 PROIECTAREA ȘI ANALIZA CADRELOR 2D

Ecuațiile, proprietățile elementelor, recomandările de proiectare, verificările critice și factorul de comportare propus, incluse în broșură, au fost verificate prin analize

numerice ale unor cadre reale 2D cu CBF-MB utilizând SAP2000. Inițial, cadrele au fost proiectate prin analize elastice pentru SLU și SLS. Analizele statice și dinamice neliniare au urmat pentru a investiga comportarea lor dincolo de domeniul elastic și pentru a confirma valoarea factorului de comportare propus q = 5.

# 9.6.1 Studii de caz

# 9.6.1.1 Geometrie și ipoteze generale

Studiul de caz prezentat în continuare se bazează pe un cadru CBF-MB plan, extras dintr-o clădire cu trei niveluri, Fig. 9.23. Cadrul are trei deschideri de 8 m cu noduri grindă-stâlp nominal articulate și baze ale stâlpilor articulate. Sistemele CBF-MB sunt situate după cum se poate vedea în figură. Se folosesc profile HEA laminate la cald pentru stâlpi și profile IPE pentru grinzile de planșeu. Nu se consideră acțiunea compusă cu placa din beton armat. Fiecare CBF-MB este integrat în mijlocul deschiderii. Astfel, stâlpii cadrului contravântuit sunt încărcați în principal cu forțe axiale care rezultă din acțiunea seismică, iar restul stâlpilor cadrului preiau încărcările gravitaționale. O abordare structurală similară poate fi observată la sistemul Fuseis-2 propus de Vayas și colab. [21], [22], [23].





O proiectare preliminară este efectuată la încărcări verticale. Tabelul 9.6 rezumă secțiunile transversale ale cadrelor principale și secțiunile transversale ale sistemului propus de rezistență seismică. Aceste secțiuni vor fi ulterior perfecționate prin analiza modală cu spectre de răspuns (RSA).

# 9.6.1.2 Materiale

Pentru proiectarea elementelor disipative (contravântuiri modificate) se adoptă oțel S235 și pentru proiectarea stâlpilor, oțelul este S355. Grinzile de planșeu și grinzile intermediare sunt proiectate din oțel S275. Planșeele sunt proiectate cu tablă metalică Hi-Bond folosită ca și cofraj pierdut, beton C25/30 și oțel-beton B500B.

302   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

	CBF - MB			Cadrul			
Nivelul	Contravântuiri⁵	Stâlpi	Grinzi	Grinzi intermediare	Stâlpi exteriori	Stâlpi interiori	Grinzi
1	F95.6W120.5- M180.45-T16	HEA 260	HEA 240	HEA 260	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
2	F85.5W120.5- M180.35-T14	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
3	F75.4W90.4- M180.35-T12	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500

Tabelul 9.6: Sec	țiunile transversale	ale CBF ş	i cadrului
------------------	----------------------	-----------	------------

9.6.1.3 Încărcări și combinații de încărcări Tabelul 9.7 rezumă ipotezele privind încărcările gravitaționale și parametrii acțiunii seismice. Încărcările nivelului superior sunt adoptate pentru terasă circulabilă.

Tabelul	9.7:	Încărcări	si	actiuni
laborar	•	mourouri	Υ.	aoşiain

Încărcări verticale	
Încărcarea proprie a structurii (G <sub>k1</sub> )	3.00 kN/m <sup>2</sup>
Alte încărcări permanente (tavane, pardoseli	
înălțate), (G <sub>k2</sub> )	$0.75 \text{ kN/m}^2$
– Etaje intermediare	$1.35 \text{ kN/m}^2$
– Ultimul nivel (terasă)	2.40  kN/m
Pereți exteriori, înălțimea de nivel 4 metri (G <sub>k3</sub> )	2:40 KN/III
Încărcări utile (categoria B + pereți despărțitori):	
– Etaje intermediare (Q <sub>k,1</sub> )	3.00 kN/m <sup>2</sup>
– Ultimul nivel (terasă) (Q <sub>k,2</sub> )	2.00 kN/m <sup>2</sup>
Acțiunea seismică	
Spectrul de răspuns de proiectare pentru analiza	Tip 1
elastică	
Accelerația de vârf a terenului de referință	a <sub>g,R</sub> = 0.32g
Clasă de importanță II (Clădiri obișnuite)	$\gamma_1 = 1.0$
Tip sol	B (T <sub>B</sub> = 0.15 s, T <sub>C</sub> = 0.50 s)
Factor de comportare propus <i>q</i>	5.0
Amortizare	5%
Factori pentru ocuparea nivelului în situatia	φ = 0.80 (ocupare corelată
seismică de projectare	incluzând terasa de pe
	acoperiș)
Coeficientul combinației seismice pentru valoarea	$w_2 = 0.60  w_{\rm E} = 0.48$
cvasi-permanentă a acțiunilor variabile	φ2 0.00, φ∟ 0.10

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Secțiunile transversal ale MB vor fi descrise prin abrevieri care trebuie citite după cum urmează: F (talpă) 95,6 lățime 95 mm, grosime 6 mm; W (inimă) 120,5 lățime 120 mm, grosime 5 mm; - M (secțiunea modificată) 180,45 lungime 180 mm, lățimea tălpii 45 mm - T16 (grosimea inimii MS) 16 mm.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   303
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Masele de nivel din cadrul contravântuit sunt rezumate în Tabelul 9.8. Se presupune că masa seismică totală este distribuită în mod egal între ambele CBF-MB în axele 1 și 4. Efectele torsionale datorate excentricităților maselor de nivel nu sunt luate în considerare în acest exemplu.

Tabelul 9.8: Masele seismice din cadrul contravântuit							
Floor 1 mass = 82.05 t	Floor 1 mass = 82.05 t         Floor 2 mass = 82.05 t         Floor 3 mass = 82.35 t						

# 9.6.1.4 Simulări

Modelul structural liniar elastic a fost conceput în conformitate cu regulile date în Secțiunea 9.5.3.1. Toate îmbinările dintre grinzile de planșeu și stâlpii CBF-MB sunt nominal articulate, precum și îmbinările dintre stâlpii clădirii și grinzile de planșeu pe direcția axelor 1, 2, 3 și 4. Ultimele implică faptul că toate încărcările laterale vor fi preluate doar de sistemul CBF-MB. Îmbinările stâlp (legătură rigidă) - contravântuire sunt nominal articulate. Îmbinările dintre grinzile intermediare și stâlpi sunt presupuse a fi rigide și total rezistente, astfel încât acestea sunt modelate ca fiind continue. Acest lucru se poate realiza prin îmbinare sudată sau îmbinare cu șuruburi cu vută. Avantajele acestei abordări de proiectare au fost discutate în secțiunea 9.5.2.6. Bazele stâlpilor au fost proiectate și detaliate ca articulate. Analiza elastică necesită doar un model al diagonalei întinse [1], în timp ce modelele analizelor statică și dinamică neliniare includ ambele cupluri de contravântuiri.

#### 9.6.2 Proiectarea pentru combinațiile fundamentale

Trăsătura distinctivă a configurației structurale demonstrată în studiul de caz este faptul că sistemul de rezistență seismică propus (CBF-MB) este plasat astfel încât să nu preia încărcări gravitaționale, excluzând greutatea sa proprie. Deoarece aceasta din urmă este neglijabilă, proiectarea la încărcări gravitaționale nu este prezentată. Este evident că situația seismică de proiectare este dominantă pentru sistemul CBF-MB și, prin urmare, combinația cu vânt nu va fi luată în considerare

#### 9.6.3 Proiectarea pentru combinațiile seismice

A fost efectuată RSA modală. Rezultatele analizei sunt rezumate în Tabelul 9.9. Primul și cel de-al doilea mod au activat mai mult de 90% din masa totală.

Modul Nr.	Perioda Proprie (s)	Procentul de participare a masei (%)	Masa activate totală (%)
1	0.881	83.8	07.2
2	0.309	13.4	97.2

 Tabelul 9.9: Procentele de participare a maselor și perioadele

304   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

În conformitate cu [1], atunci când  $T_C \le T \le T_D$ , accelerația spectrală trebuie să fie mai mare sau egală cu limita inferioară. Deoarece primul mod domină răspunsul, verificarea poate fi făcută cu Ec. (9.38):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \ge \beta . a_g$$
, Ec. (9.38)

unde  $V_{tot}$  este forța tăietoare de bază totală din analiza spectrală,  $P_{tot}$  este încărcarea verticală totală, corespunzătoare masei efective a cadrului în situația seismică de proiectare și  $\beta$  = 0,2 este factorul de limită inferioară pentru spectrul de proiectare orizontal. Verificarea demonstrează că nu este nevoie să se mărească forța tăietoare de bază (Tabelul 9.10).

Tabelul 9.10: Verificarea limitei inferioare pentru spectrul de proiectare orizontal

V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> / P <sub>tot</sub>	βa <sub>g</sub>
234.2	2417.7	0.097	0.064

#### 9.6.4 Proiectarea detaliată

9.6.4.1 Limitarea deplasării relative de nivel

Presupunând că clădirea are elemente nestructurale ductile, verificarea este:

$$d_r \cdot v \le 0.0075h = (0.0075) \cdot 4000 = 30.0 \, mm,$$
 Ec. (9.39)

unde v = 0,5 este factorul de reducere [1], *h* este înălțimea de nivel și  $d_r$  este deplasarea relativă de nivel de proiectare. Tabelul 9.11 include rezultatele analizei pentru fiecare nivel.

Nivelul	1	2	3
d <sub>e,sup</sub> (mm)	8.2	18.0	27.6
d <sub>e,inf</sub> (mm)	0.0	8.2	18.2
$d_{\rm r} = (d_{\rm e,sup} - d_{\rm e,inf}) q \text{ (mm)}$	41.0	49.0	47.0
d <sub>r</sub> v	20.5	24.5	23.5

Tabelul 9.11: Limitarea deplasării relative de nivel

#### 9.6.4.2 Efectele P-delta

Sensibilitatea la efectele de ordinul doi (P-D) este estimată de coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel  $\theta$  dat de Ec. (9.40), unde  $P_{tot}$  și  $V_{tot}$  sunt încărcarea gravitațională totală la și deasupra nivelului considerat în situația seismică de proiectare și, respectiv, forfecare seismică la nivelul luat în considerare. Valorile calculate ale lui  $\theta$  sunt enumerate în Tabelul 9.12.

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{\boldsymbol{P}_{tot}\boldsymbol{d}_r}{\boldsymbol{V}_{tot}\boldsymbol{h}}$$
 Ec. (9.40)

Tabelul 9.12: Efectele de ordinul doi

Nivelul	1	2	3
$d_{\rm r}$ = ( $d_{\rm e,sup}$ – $d_{\rm e, inf}$ ) $q$ (mm)	41.0	49.0	4.,0
P <sub>tot</sub> / V <sub>tot</sub>	2417.7 / 234.2	1612.8 / 193.1	807.9 / 129.6
θ	0.11	0.10	0.07

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate este 0,1 <  $\theta$  = 0,11 < 0,2, iar efectele de ordinul doi pot fi aproximate prin înmulțirea efectelor din cazul de încărcare seismică cu multiplicatorul  $k_{\theta}$  = 1 / (1- $\theta$ ) = 1,12.

#### 9.6.4.3 Proiectarea elementelor disipative

Secțiunea transversală necesară a contravântuirilor modificate este definită prin verificarea rezistenței plastice disponibile a secțiunii transversale reduse (RS):  $N_{pl,Rd} \ge N_{Ed}$ . Efectele încărcării de proiectare sunt obținute din combinația seismică de încărcări  $1.0.G_{k,j} + 0.48.Q_{k,i} + E$ . Tabelul 9.13 rezumă secțiunile transversale verificate pentru contravântuirile fiecărui etaj. Aceasta include, de asemenea, verificarea comportării disipative omogene globale a sistemului, obținut atunci când valorile supra-rezistenței contravântuirilor  $\Omega$  diferă cu nu mai mult de 25% din valoarea sa minimă.

Nivelul	Secțiunea transversală a contravântuirii	Aria Secțiunii transversale (mm²)	<i>N<sub>Ed</sub></i> (kN)	N <sub>pl,RS,Rd</sub> (kN)	$\boldsymbol{\varOmega} = \frac{N_{pl,RS,Rd}}{N_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} < 1.25$
1	F95.6W120.5- M180.45-T16	1740	348.2	389.4	1.12	
2	F85.5W120.5- M180.35-T14	1450	279.9	324.5	1.16	1.063
3	F75.4W90.4- M180.35-T12	960	180.0	214.9	1.19	

Tabelul 9.13: Verificarea contravântuirilor și verificarea comportării disipative omogene

Tabelul 9.14: Zveltețea efectivă a c	contravântuirilor modificate
--------------------------------------	------------------------------

Nivelul	Secțiunea transversală a contravântuirii	λ <sub>z,eff</sub> Ec. (5- 7)	λ <sub>z,eff</sub> flambaj	deviația [%]	$1.3 \le \overline{\lambda}_{z,eff} \le 2.0$
1	F95.6W120.5-M180.45- T16	136.9	128.79	6.31	1.46
2	F85.5W120.5-M180.35- T14	170.2	164.54	3.45	1.81
3	F75.4W 90.4-M180.35- T12	175.2	169.38	3.46	1.87

306   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Tabelul 9.14 sintetizează valorile zvelteței efective  $\lambda_{z,eff}$  a contravântuirilor modificate obținută prin Ec. (9.15) și comparată cu valorile obținute prin analiza de flambaj a unui singur model cu elemente finite al contravântuirii în SAP2000 [18].

#### 9.6.4.4 Proiectarea bazată pe capacitate a elementelor nedisipative

Elementele CBF nedisipative (stâlpii, grinzile de planșeu și grinzile intermediare) sunt proiectate în conformitate cu criteriile proiectării bazate pe capacitate conform Capitolului 9.5.2.7 și Ec. (9.21) - Ec. (9.29). Factorul global de amplificare pentru forțele interioare în cazul de încărcare seismică și UNB este  $1.1\gamma_{\text{VV}} \Omega_{\min} \rho$ , unde  $\rho = 1.15$ . Amplificatorul total de capacitate este de 1.771. Merită amintit că toate forțele interioare au fost deja amplificate și cu  $k_0$ =1.12. Factorii de utilizare ai stâlpilor, grinzilor de planșeu și grinzii intermediare au fost calculați în conformitate cu prevederile [17]. Tabelul 9.15, Tabelul 9.16 și Tabelul 9.17 prezintă verificarea elementelor nedisipative.

		•		
Nivelul	Secțiunea transversală a stâlpului / Material	$N_{\rm st,Ed}$	$M_{ m st,Ed}$	Factor de utilizare
1	HEA 260 / S355	-1141.1	131.6	0.991
2	HEA 260 / S355	-642.8	75.9	0.566
3	HEA 260 / S355	-264.3	63.2	0.331

Tabelul 9.15: Verificarea stâlpilor CBF

Pentru proiectarea grinzii intermediare, guvernează criteriul Ec. (9.19). Este demn de remarcat faptul că secțiunile transversale trebuie verificate pe baza unui modul de rezistență elastic.

Nivolul	Secțiunea transversală a grinzii			Factor de	$\overline{\lambda}_{LT}$	
INIVEIUI	intermediare/ Material	/vgs,Ed	<i>IVI</i> gs,Ed	utilizare		
1	HEA 260 / S275	123.8	-148.7	0.734	0.394	
2	HEA 240 / S275	107.7	-86.7	0.544	0.362	
3	HEA 240 / S275	54.9	-83.5	0.499	0.365	

Tabelul 9.16: Verificarea grinzii intermediare

Tabelul 9.17: Verificarea	grinzii	de planșeu
---------------------------	---------	------------

Nivelul	Secțiunea transversală a grinzii de planșeu / Material	$N_{\rm g,Ed}$	$M_{ m g,Ed}$	Factor de utilizare
1	HEA 240 / S275	-504.0	-18.7	0.356
2	HEA 240 / S275	-360.5	-18.7	0.285
3	HEA 240 / S275	-156.6	-17.0	0.178

Se recomandă ca mărimea elementului să nu fie ajustată în funcție de cerința de forță interioară și să fie păstrată aproape constantă la toate etajele, deoarece grinzile intermediare împreună cu stâlpii asigură rigiditatea elastică a cadrului, care este esențială pentru capacitatea de auto-centrare a sistemului după ce diagonalele au curs.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   307
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

#### 9.6.5 Analizele statice neliniare

#### 9.6.5.1 Evaluarea comportării beliniare a cadrelor

Analiza statică neliniară (pushover) este efectuată pentru a estima secvența și amplasarea articulațiilor plastice și mecanismul de cedare realizat. Se investighează de asemenea influența diferitelor tipuri de îmbinări semi-rigide grindă de planșeu - stâlp. Prin analiza pushover se verifică, de asemenea, factorul de comportare propus. Un model cu elemente finite de tip zăbrea cu legături rigide este creat în SAP2000 [18], după cum se descrie la punctul 9.5.3. Se utilizează o distribuție triunghiulară inversată a forțelor incrementale orizontale, iar efectele P- $\Delta$  sunt luate în considerare prin modelarea unui stâlp echivalent. În conformitate cu normele de proiectare prezentate la punctul 9.5.3, articulațiile plastice de tip P sunt atribuite stâlpilor și grinzilor intermediare. Amplasarea lor în modelul analitic este ilustrată în Fig. 9.20.





Proprietățile modelului cu plasticitate concentrată adoptat pentru stâlpi și grinzi intermediare sunt definite conform prescripțiilor din [10] și regula presupusă a interacțiunii M-N este în conformitate cu [17]. Distribuția articulațiilor plastice rezultate și deformata CBF-MB sunt prezentate în Fig. 9.24. Deformațiile plastice se dezvoltă în contravântuirile modificate, și la deplasări relative de nivel mari (1,5% dincolo de SLU), apare curgerea și în grinzile intermediare la primele două niveluri. Pentru a evalua performanța structurală la diferite excitații seismice s-a presupus introducerea a trei nivele de proiectare legate de stările limită SLS, SLU și CPLS. Curba de capacitate rezultată cu stările limită indicate și mecanismele plastice corespunzătoare sunt ilustrate în Fig. 9.25. Distribuția articulațiilor plastice la SLU

308   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

este caracterizată printr-o curgere considerabilă și regulată a contravântuirilor întinse și prin flambaj în cele comprimate pe înălțimea clădirii, cadrul de contur rămânând elastic. Starea limită CPLS este caracterizată prin curgerea grinzii intermediare și prin concentrarea alungirilor inelastice ale contravântuirilor la primul nivel. Capacitățile de deformație ale contravântuirilor nu sunt epuizate, și toți stâlpii rămân elastici. Se obține mecanismul plastic anticipat cu plasticitate distribuită de-a lungul întregii înălțimi a cadrului.

Recomandările a două abordări de proiectare bazate pe deplasările țintă din EN 1998-1 [1], [24] și limitele deplasărilor relative de nivel procentuale din FEMA 356, au fost comparate și raportate în Tabelul 9.18 pentru fiecare din cele trei stări limită. Rezultatele sunt în general similare cu diferențe mai mari pentru SLU, care pot fi văzute încă în distribuțiile articulațiilor plastice prezentate în Fig. 9.24 b) și Fig. 9.25 b).



Fig. 9.25: Analiza statică neliniară conform EN 1998-1

	Deplasarea la vârful structurii, [m]			
Stările limită	EN 1008 1 motodo N2	FEMA 356 deplasare		
	EN 1996-1, metoda NZ	relativă de nivel procentuală		
SLS	0.0578	0.0513		
SLU	0.116	0.150		
СР	0.174	0.181		

9.6.5.2 Evaluarea factorului de comportare q

Factorul de comportare a fost definit din Ec. (9.41) ca produs al ductilității  $q_{\mu}$  și al supra-rezistenței  $\Omega$  [25].

$$q = q_{\mu}\Omega$$
 Ec. (9.41)

Curba de capacitate tipică și parametrii folosiți pentru evaluarea factorului de comportare sunt ilustrați în Fig. 9.26.

Ductilitatea  $q_{\mu}$  este determinată ca raportul dintre deplasarea țintă pentru SLU și deplasarea de curgere  $\delta_{el}$  din sistemul bilinar echivalent:

$$q_{\mu} = \delta_{\text{ULS}} / \delta_{\text{el}}$$
 Ec. (9.42)

Supra-rezistența (Ec. (9.43)) este definită ca raportul dintre forța de curgere  $V_y$  a relației biliniare "forță tăietoare de bază - deplasare la vârful structurii" și forța de proiectare  $V_d$  care este calculată din accelerația spectrală a sistemului și masa modală a primului mod după cum este definit de Ec. (9.44).



Tabelul 9.19: Factori de comportare calculați q

$q_{\mu}$	3.30
Ω	1.67
q	5.51

Fig. 9.26: Evaluarea factorului de comportare din curba de capacitate

$$V_{d} = n M S_{d}(T_{1}),$$
 Ec. (9.44)

*n* fiind procentul de masă participantă al modului fundamental, *M* este masa totală și  $S_d(T_1)$  este accelerația spectrului de proiectare la perioada fundamentală de vibrație  $T_1$ . Ductilitatea, supra-rezistența și factorii de comportare calculați ai CBF-MB propus sunt prezentate în Tabelul 9.19. Factorul q calculat depășește valoarea de 5,0, care a fost propusă pentru acest sistem.

#### 9.6.6 Analizele dinamice neliniare

Pentru a evalua dacă proiectarea elastică a CBF-MB cu factorul de comportare propus satisface obiectivele de performanță seismică, s-au efectuat zece NDA cu accelerograme înregistrate puternice. Modelul cu elemente finite de tip zăbrea cu legături rigide în SAP2000 folosit pentru analiza statică neliniară a fost ușor modificat. Comportarea neliniară histeretică a contravântuirilor modificate este

310   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

simulată în model printr-o legătură plastică multi-liniară de tip pivot. Proprietățile legăturilor pivot utilizate sunt prezentate pe scurt în Tabelul 9.22 și Tabelul 9.23. Condițiile inițiale de încărcare sunt aceleași ca în analiza statică neliniară considerând încărcările gravitaționale ale combinației seismice.

Nivelul 1		Nivelul 2		Nivelul 3	
Deformație	Forță	Deformație	Forță	Deformație	Forță
[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]
-0.0354	-26	-0.0354	-15.4	-0.0354	-9.48
-0.00633	-38	-0.0045	-22.56	-0.00425	-14.22
-0.00237	-64	-0.0017	-37.60	-0.00159	-23.70
-0.00079	-128	-0.0006	-75.20	-0.00053	-47.40
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.00253	409	0.0025	340.70	0.00253	225.6
0.00758	348	0.0076	289.60	0.00758	191.76
0.0354	348	0.0354	289.60	0.0354	191.76

#### Tabelul 9.20: Definirea multi-liniară forță-deformație

#### Tabelul 9.21: Descrierea punctelor pivot

Parametrul pivot	punctului	$\alpha_{_1}$	$\alpha_{_2}$	$oldsymbol{eta}_1$	${m eta}_2$	η
Valoare		100	0.1	0.02	0.4	0

#### 9.6.6.1 Înregistrările mișcării terenului

S-au efectuat analize dinamice neliniare (time-history cu integrare directă). Cadrul contravântuit examinat a fost supus unei familii de înregistrări ale mișcării terenului obținute din setul cutremurelor de adâncime cu PGA nu cu mult mai mare de 0,32g. Acest set a fost considerat potrivit pentru evaluarea colapsului cadrului investigat. Setul include zece înregistrări reale ale celor mai puternice miscări orizontale ale terenului din baza de date PEER NGA și se referă la amplasamente situate la mai mult de sau la 10 km de ruptura faliei, toate având o magnitudine mai mare sau egală cu 6,5. Ultimele 3 semnale au fost normalizate conform recomandărilor [28], în timp ce primele 7 semnale au fost înregistrate. Ajustarea înregistrărilor selectate a fost realizată cu programul SeismoMatch [29] care poate procesa înregistrările astfel încât răspunsul la acceleratia spectrală să se potrivească cu spectrul de răspuns țintă (TRS). Corelarea înregistrărilor s-a bazat pe [1] reguli pentru accelerograme înregistrate. Procesul de ajustare a fost efectuat pentru toate cele zece semnale. Înregistrările nr. 2, 3 și 5 au fost inițial scalate cu factorii de scalare 1.3, 1.5 și respectiv 1.5, iar restul înregistrărilor au fost procesate fără scalare. Criteriul din [1], care afirmă că în intervalul perioadelor dintre 0,271 și 271 nici o valoare a spectrului mediu nu trebuie să fie mai mică de 90% din valoarea

corespunzătoare a spectrului de răspuns elastic, a fost îndeplinită - Fig. 9.28. Lista înregistrărilor seismice selectate și caracteristicile lor de bază sunt prezentate în Tabelul 9.24.

Cutremur				Statia de înregistrare	Mișcările		Mișcările	
oddonidi		etașia de integletrare	înregistrate		ajustate			
					PGA	PGV	PGA	PGV
Nr.	М	Anul	Nume	Nume	max	max	max	max
					(g)	(cm/s)	(g)	(cm/s)
1	7.1	1999	Hector Mine, USA	Hector (90)	0.34	42	0.52	32
2	6.9	1995	Kobe, Japan	Kakogawa (CUE90)	0.34	23	0.33	31
3	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce (270)	0.35	11	0.67	31
4	6.9	1989	Loma Prieta, USA	090 CDMG	0.39	45	0.34	45
5	6.5	1987	Superst. Hills, USA	Poe Road (temp)	0.35	10	0.52	40
6	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0.36	22	0.52	49
7	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo (000)	0.35	22	0.52	69
8	7.3	1992	Landers, USA	Coolwater	0.33	30	0.34	32
9	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	54	0.44	40
10	6.6	1971	San Fernando, USA	LA-Hollywood Stor	0.21	19	0.49	38

Tabelul 9.22: Lista cu înregistrările mișcărilor terenului selectate

Ca TRS s-a ales Spectrul de Răspuns (RS) de tip 1 din Eurocod, cu PGA 0,32g și cu sol de tip B. Fig. 9.27 ilustrează RS ale accelerogramelor înregistrate și TRS. RS Mediu Ajustat al accelerogramelor ajustate, TRS și 90% TRS sunt prezentate în Fig. 9.28. Răspunsul spectral mediu, calculat din toate cele 10 înregistrări în intervalul perioadelor dintre 0.18 s și 2.0 s, deviază cu mai puțin de 2% față de valorile corespunzătoare ale TRS. Nepotrivirea maximă este de 5,1%. Procesarea efectuată a înregistrărilor respectă în totalitate prescripțiile EN 1998-1 și este considerată adecvată pentru evaluarea performanței și verificarea metodologiei de proiectare a sistemului CBF-MB.



Fig. 9.27: Spectrele de răspuns pentru accelerogramele înregistrate și RS Țintă



Fig. 9.28: Spectrul de Răspuns Țintă, 90% RS Țintă și RS Mediu Ajustat

312   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

#### 9.6.6.2 Deplasări globale reziduale

Evaluarea inițială a răspunsului dinamic al CBF-MB supus excitațiilor seismice se face prin deplasarea la vârful structurii în timp pentru fiecare dintre cele zece semnale ajustate. Fig. 9.29 ilustrează deplasarea la vârful structurii în timp pentru înregistrările seismice Kobe și Loma Prieta. Tabelul 9.25 rezumă deplasările globale reziduale procentuale pentru fiecare dintre înregistrările seismice calculate prin împărțirea deplasărea globală reziduale la înălțimea MB-CBF (12 m). Trebuie remarcat faptul că deplasarea globală reziduală procentuală nu depășește 0,16%, care este de trei ori mai mică decât valoarea limită de 0,5% din FEMA-356 [10] pentru cadrele din oțel contravântuite la IO. Aceasta indică capacitatea foarte bună de autocentrare a structurii examinate și este esențială pentru evaluarea stării de performanță după un cutremur puternic. Acest efect este atribuit rigidității orizontale a CBF-MB cu grinzi intermediare prinse pe stâlpi.



Fig. 9.29: Deplasările la vârf în timp

Înregistrarea seismică	MB-CBF	Înregistrarea seismică	MB-CBF
1.Hector Mine	0.08%	6.Chi-Chi	0.00%
2.Kobe	0.02%	7.Friuli	0.05%
3.Kocaeli	0.02%	8. Landers	0.02%
4.Loma Prieta	0.14%	9. Manjil	0.02%
5.Superstition Hills	0.09%	10. San Fernando	0.16%
Media	0.06%	Deviația standard	0.056%

#### Tabelul 9.23: Deplasările globale reziduale (%)

#### 9.6.6.3 Deplasările relative de nivel

Performanța CBF-MB a fost examinată, de asemenea, prin intermediul deplasărilor relative de nivel. În Fig. 9.30, deplasările relative de nivel reziduale și maxime (%) sunt date orientativ pentru înregistrările Kobe și Loma Prieta.





Se observă că valorile deplasărilor relative de nivel reziduale sunt apropiate de zero, similar cu deplasările la vârf reziduale. Nivelurile critice, cu deplasările relative de nivel maxime, sunt 1 sau 3, în funcție de caracteristicile înregistrărilor seismice. Deplasările relative de nivel maxime pentru fiecare dintre cele zece înregistrări seismice sunt rezumate în Tabelul 9.26.

Înregistrarea seismică	MB-CBF	Înregistrarea seismică	MB-CBF
1.Hector Mine	1.78%	6.Chi-Chi	1.26%
2.Kobe	1.47%	7.Friuli	1.90%
3.Kocaeli	1.68%	8. Landers	1.40%
4.Loma Prieta	2.06%	9. Manjil	1.02%
5.Superstition Hills	1.76%	10. San Fernando	2.23%
Media	1.66%	Deviația standard	0.371%

Tabelul 9.24: Deplasările relative de nivel maxime (%)

Valorile maxime ale deplasărilor relative de nivel apar între cele două valori limită din FEMA-356 la SLU (1,5%) și la CPLS (2,0%), cu excepția valorilor pentru înregistrările seismice Loma Prieta (2,06%) și San Fernando (2,23%). Datorită limitelor superioare obținute experimental pentru sistemul CBF-MB (1,89% pentru SLU și 3,00% pentru CPLS (secțiunea 4.4)), se concluzionează că aceste valori nu sunt indicative pentru colaps.

#### 9.6.6.4 Oboseala oligo-ciclică

Pentru a face o evaluare a oboselii oligo-ciclice a sistemului, se folosește Ec. (9.6). Aceasta generează o relație conservatoare între amplitudinea axială de deformație  $\delta_d$  care corespunde numărului de cicluri până la cedare *N*. Alungirilor și scurtările axiale ale contravântuirilor în timp sunt preluate din rezultatele modelului neliniar cu legături rigide din SAP 2000 pentru legătura plastică multi-liniară de tip pivot. Numărul de cicluri a fost calculat prin metoda "rainflow", ignorând toate ciclurile cu amplitudine mai mică de 5 mm. Primul a fost adoptat deoarece formula propusă este foarte conservatoare pentru amplitudinile mai mici de 5mm - (Fig. 9.16). Pe baza

314   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Ec. (9.6) și regula Miner, indicele de deteriorare a fost calculat și raportat în Tabelul 9.25. În toate cazurile, indicele de deteriorare apare cu mult subunitar, demonstrând o comportare foarte bună a oboselii oligo-ciclice a sistemului propus.

Înregistrarea	Indicele de deteriorare	Înregistrarea	Indicele de deteriorare
seismică	( <i>D</i> < 1,0)	seismică	( <i>D</i> < 1,0)
1. Hector Mine	0.070	6.Chi-Chi	0.144
2. Kobe	0.257	7.Friuli	0.076
3. Kocaeli	0.063	8. Landers	0.140
4. Loma Prieta	0.178	9. Manjil	0.155
5. Superstition Hills	0.048	10. San Fernando	0.127

 Tabelul 9.25: Indicele de deteriorare

#### 9.6.6.5 Analiza Dinamică Incrementală (IDA)

O altă metodă de evaluare a răspunsului neliniar al sistemului CBF-MB este Analiza Dinamică Incrementală (IDA). Procedura de analiză este prezentată de Vamvatsikos și Cornell [26], [27] și FEMA-P695 [28]. Procedura se bazează pe relația dintre Măsura Intensității (IM) celei mai reprezentative mișcării a terenului și Măsura de Deteriorare (DM). Pentru sistemul examinat IM este reprezentată de accelerația spectrală a semnalului ajustat corespunzătoare primului mod propriu structural de vibrație cu amortizarea vâscoasă de 5%  $S_a(T_1,5\%)$  și DM este definită prin deplasarea relativă de nivel maximă  $\theta_{max}$ . Pentru a genera curbele IDA, mișcările terenului din secțiunea 9.6.6.1 au fost scalate de factorii 0.50; 0.75; 1.00; 1.25; 1.50 și mai mari până la atingerea neconvergenței numerice.



Fig. 9.31: Curbele IDA pentru fiecare înregistrare seismică folosită și capacitățile stărilor limită obținute experimental

Curbele IDA pentru toate cele zece înregistrări examinate sunt ilustrate în Fig. 9.31. Curbele rezultate sunt caracterizate printr-o parte elastică cu pantă constantă până

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   315
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

la curgere care are loc la  $S_a(T_1,5\%) \approx 0,25g$  și  $\theta_{max} \approx 0,6\%$ , urmată de o zonă cu pantă variabilă atribuită dezvoltării deformațiilor inelastice și o porțiune finală plată la cea mai mare rată de convergență numerică atunci când a apărut instabilitatea dinamică globală și orice creștere a IM ar avea ca rezultat un răspuns DM practic infinit.

Pentru a evalua performanța sistemului, pentru curbele IDA au fost definite cele trei stări limită Ocupare Imediată (IO), Siguranța vieții (LS) și Prevenirea Colapsului (CP). Acestea se bazează pe deplasările maxime experimentale (SLS, SLU, CPLS). Valorile IM și DM corespunzătoare fiecărei înregistrări seismice sunt prezentate în Tabelul 9.26.

	Sa( <i>T</i> 1, 5%	) (g)		$ heta_{ ext{max}}$ (%)		
Înregistrarea seismică	OI	SV	PC	01	SV	PC
1. Hector Mine, California	0.242	0.597	1.141	0.625	1.89	3.00
2. Kobe, Japan	0.223	0.729	1.193			
3. Kocaeli, Turkey	0.195	0.566	0.812			
4. Loma Prieta, California	0.224	0.509	0.797			
5. Superstition Hills, California	0.174	0.495	0.657			
6. Chi-Chi, Taiwan	0.226	0.674	0.874			
7. Friuli, Italy	0.240	0.535	0.765			
8. Landers, USA	0.444	0.860	1.152			
9. Manjil, Iran	0.269	0.695	0.794			
10. San Fernando, USA	0.237	0.442	0.627			
16 % procentaj	0.207	0.501	0.705	0.625	1 90	3.00
50% procentaj	0.232	0.582	0.804			
84% procentaj	0.257	0.714	1.147		1.09	
Media Aritmetică	0.248	0.610	0.881			

Tabelul 9.26: Valorile IM și DM pentru fiecare dintre cele zece înregistrări și fiecare stare limită (OI, SV, PC)

Curbele IDA sunt prezentate în procentajele lor de 16%, 50% și 84%. Fig. 9.32 ilustrează curba medie reprezentativă (50%). Figura prezintă, de asemenea, punctele la IO, LS și CP, definite de deplasările relative de nivel obținute experimental  $\theta_{max}$  și valorile mediei aritmetice ale  $S_a(T_{1,5}\%)$  obținute din Tabelul 9.26 după aranjarea lor în ordine ascendentă ( $S_a(T_{1,5}\%) = 0,25g, 0,61g, 0,88g$ ). Se observă că aceste trei puncte sunt foarte apropiate de curba medie validând definiția acestor stări limită.





4.0

3.0

#### 9.6.7 Comparația metodelor de analiză

2.0

10

1.0

0.0

0.0

Pentru a verifica regulile propuse pentru proiectarea CBF-MB, se face o comparație între rezultatele din tipurile de analiză efectuate. Deplasarea relativă de nivel prezintă o estimare a nivelului de deteriorare a structurii pentru cele trei stări limită definite (SLS, SLU și CPLS). Fig. 9.33 ilustrează deplasarea relativă de nivel maximă rezultată din analiza multimodală elastică (AME), analiza statică neliniară (ASN) și analiza dinamică incrementală (IDA). Valorile obținute din IDA sunt reprezentate de suprafata descrisă de curbele procentaj de 16% și 84%.

5.0



Fig. 9.33: Comparația între deplasările relative de nivel (%) obținute din AME, ASN (Pushover) și IDA pentru SLU

Se poate observa că ambele curbe ASN și AME sunt situate în intervalul definit de curbele IDA, predominant în regiunea de mijloc, care pot fi considerată indicativă pentru acordul rezultatelor obținute prin cele trei tipuri de analiză. Se observă o diferență mai mare între ASN (Pushover) și celelalte două metode de analiză la nivelul al treilea. Aceasta poate fi atribuită influenței modurilor de vibrație superioare. Numai distribuția de încărcări corespunzătoare primului mod a fost utilizată în ASN.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 317 CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

Nici o valoare a deplasării relative de nivel nu depășește valoarea limită obținută experimental de 1,89% la SLU. În concluzie, se poate afirma că normele propuse de proiectare s-au dovedit a fi adecvate.

# 9.7 CONCLUZII

Studiul prezentat introduce un sistem de rezistență la forțe laterale, cadru contravântuit centric, cu o modificare inovatoare a contravântuirilor denumit CBF-MB. Broșura actuală ilustrează aplicarea sa cu succes în structurile metalice din regiunile seismice. Studiul a manifestat unele dintre caracteristicile specifice ale sistemului legate de comportarea sa seismică îmbunătățită. Principalele concluzii sunt prezentate mai jos:

- Sistemul propus este similar cu cadrele tradiționale contravântuite centric cu diagonale încrucişate. Reuşeşte să-şi păstreze avantajele şi să-şi depăşească slăbiciunile fără complicații nejustificate ale proiectării, fabricării şi execuției;
- Contravântuirile modificate, proiectate cu secțiune transversală sudată în formă de H, permit proiectantului să varieze proprietățile secțiunii transversale și, prin urmare, să ajusteze proiectarea MB pentru nevoile specifice ale structurii. În acest fel, curgerea omogenă al diagonalelor întinse la toate etajele este mult mai uşor de realizat.
- Contravântuirile modificate arată o rezistență îmbunătățită la oboseală oligociclică și se evită cedarea prematură a diagonalelor, ceea ce duce la o îmbunătățire globală a comportării histeretice a sistemului.
- Deformațiile inelastice sunt izolate strict în contravântuirile modificate și în grinzile intermediare, astfel încât împiedică răspândirea deteriorării restului elementelor structurale. Dacă contravântuirile și grinzile intermediare sunt deteriorate după un cutremur puternic, acestea pot fi îndepărtate și înlocuite deoarece nu fac parte din sistemul de preluare a încărcărilor gravitaționale.
- Sistemul este capabil să garanteze un control eficient atât asupra deplasărilor relative de nivel, cât și asupra deplasărilor reziduale. Acesta prezintă caracteristici de auto-centrare care permit ocuparea imediată după cutremur.

#### 9.8 DOMENIU DE APLICARE

Sistemele CBF-MB sunt reprezentative pentru familia cadrelor contravântuite. Topologia lor nu diferă foarte mult de topologia unui cadru contravântuit clasic cu diagonale încrucișate. În acest sens, acestea pot fi implementate cu succes în clădiri de birouri și comerciale și în construcții industriale pentru cadre cu elemente tubulare pentru depozitare sau structuri inginerești.

#### 9.9 PUBLICAȚII

1. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.

318   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
CADRU CU CONTRAVÂNTUIRI MODIFICATE (CBF-MB)

2. Tzvetan Georgiev, "Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October 2014, page 75.

#### 9.10 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

- 1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; EN 1998-1:2004.
- 2. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
- 3. Hot rolled products of structural steels Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels; EN 10025-2:2001
- 4. Execution of steel structures and aluminium structures Part 2: Technical requirements for steel structures; EN 1090-2:2008
- 5. ECCS, "Study of Design of Steel Buildings in Earthquake Zones", Technical Committee 1 Structural Safety and Loadings; Technical Working Group 1.3 Seismic Design. 1986.
- 6. Metallic materials Tensile testing Part 1: Method of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
- Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <u>http://www.seismosoft.com</u>.
- 8. ANSYS Release 14.0 Documentation, Theory reference for ANSYS and ANSYS workbench 14.
- 9. J. Chaboche, "A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories," International Journal of Plasticity, vol. 24, no. 10, pp. 1642-1693, 2008.
- FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- 11. K. Tateishi, T. Hanji and K. Minami, "A prediction model for extremely low cycle fatigue strength of structural steel", International Journal of Fatigue, no. 29, pp. 887-896, 2007.
- 12. W. C. Chen and F. V. Lawrence, "A model for joining fatigue crack initiation and propagation analyses," Univercity of Illinois, 1979.
- 13. J. Burk and F. V. Lawrence, "The effect of residual stresses on weld fatigue life," University of Illinois, 1978.
- 14. Dimo Zhelev, Ductile Behavior of Beam-to-Column Joint with End Plate Connection, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG Sofia, 2016.
- Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, "A Unified Aproach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue", Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, Issue 1, pp. 75–101, 1995.
- 16. Luis Calado, João Azevedo, "A model for predicting the failure of structural steel elements", Journal of Constructional Steel Research, Volume 14, Issue 1, pp. 41–64, 1989.
- 17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., <u>www.csiberkeley.com</u>.
- M. D'Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, "Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames", Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 5, pp. 539-566, 2013.
- 20. R. K. Dowell, F. Seible and E. L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," ACI Structural Journal, pp. 607-617, 1998.
- Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)", Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.

- Georgia Dougka, Danai Dimakogianni, Ioannis Vayas, "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis", Journal of Constructional Steel Research Vol. 96, May 2014, pp 69–80.
- 23. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
- 24. Fajfar P., Gaspersic P., "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46, 1996.
- 25. Dubina D., "Experimental Evaluation of q Factors", Proc. of 7Th Greek National Conference of Steel Structures, volume I, Invited papers, Volus, 2011.
- 26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
- 27. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- 28. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 29. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- 30. Georgiev Tzv., "Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4, page 75, 2014.

320   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

# **10 DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL**

#### **10.1 INTRODUCERE**

Tehnicile de proiectare actuale pentru clădirile din zonele seismice adoptă abordarea de proiectare bazată pe capacitate, determinând elementele specifice "disipative", în care se așteaptă să se formeze articulații plastice, să disipeze energia acumulată în clădire în timpul cutremurului. Mecanismul de colaps global ductil prevăzut al structurii este apoi obținut prin supradimensionarea elementelor protejate prin adoptarea factorilor de suprarezistență legați atât de materiale ( $\gamma_{ov}$ ), cât și de acțiunile de proiectare ( $\Omega$ ).

Conform abordării de proiectare bazată pe capacitate, clădirile pot prezenta deplasări reziduale semnificative după cutremur, cu pierderea parțială (sau totală) a capacității operaționale a clădirii și a siguranței ocupanților. Aceste consecințe implică adesea un efort economic relevant necesar pentru a restabili configurația inițială pe care abordarea nu a luat-o în considerare în profunzime.

Din acest motiv, în ultimele decenii s-au dezvoltat noi sisteme rezistente la seism, capabile să atingă un nivel înalt de siguranță la acțiunea seismică, minimizând eventualele costuri de reparație. De fapt, abordările moderne presupun adoptarea unor *elemente disipative pasive* specifice, dedicate limitării acumulării energiei în timpul cutremurului sau, altfel, pentru a permite disiparea acesteia introducând dispozitive specifice. În acest context, *sistemele de protecție pasive*, incluzând atât *dispozitivele de izolare*, cât și *de amortizare*, s-au dezvoltat puternic în ultimele decenii, datorită performanței lor ridicate și avantajelor economice conexe.

#### 10.1.1 Sisteme de protecție pasive

În comparație cu sistemele active și semiactive, dispozitivele pasive sunt proiectate să funcționeze fără o sursă externă de energie sau dispozitive electronice. Componentele lor nu pot fi modificate în raport cu variația răspunsului la acțiunea seismică.

Sistemele de protecție pasive sunt caracterizate printr-o eficacitate ridicată față de cutremure și nu necesită control specific odată aplicate clădirii, în ciuda necesității de a înlocui eventual componentele structurale deteriorate sau distruse. Aplicarea sistemelor de protecție pasive duce la modificarea parametrilor semnificativi ai structurii, cum ar fi rigiditatea, deplasarea și capacitatea de disipare, crescând nivelul de performanță al întregii clădiri.

Performanța structurală a sistemului de protecție pasiv este, în general, optimizată pentru cutremure de intensitate ridicată, în timp ce potențialul acestora scade pentru cutremurele cu intensitate redusă: pentru a rezolva această problemă, sistemele de protecție pasive aplicate clădirilor sunt, de obicei, cuplate cu dispozitive cu control activ sau semiactiv.

Făcând referire la ecuația de echilibru e energiei propusă de Uang și Bertero (1990), sistemele de protecție pasive pot fi utilizate atât pentru a reduce cerința, introducând *dispozitive de izolare*, sau pentru a crește capacitatea clădirii cu *sisteme disipative* care modifica energia histeretică de disipare legată de deformația plastică.

# 10.1.1.1 Dispozitive Disipative din Oțel cu Auto-centrare (SSCD)

În special, în domeniul sistemelor de protecție pasive, dispozitivele de re-centrare au făcut obiectul unui studiu de cercetare în continuă dezvoltare (Priestley et al 1999; Christopoulos et al 2002 a, b, Christopoulos și Filiatrault 2006, Christopoulos et al 2008a, Maetal 2011, Braconi și colab., 2012). Acest tip de dispozitiv disipativ se caracterizează prin prezența unei forțe de re-centrare care atenuează și chiar poate elimina deformațiile reziduale din clădiri după cutremure.

Deși cele mai vechi exemple de structuri cu auto-centrare datează din antichitate (de exemplu, în temple grecești, unde greutatea acționa ca forță de re-centrare) și au fost adoptate principii similare în anii 80 în proiectarea seismică a unui pod feroviar (Cormack 1988), doar în ultimii ani sistemele cu re-centrare au făcut obiectul dezvoltării și aplicării sistematice în structurile civile. În special, structurile moderne cu auto-centrare se bazează pe dispozitive adecvate de re-centrare, cum ar fi materiale inteligente (DeRoches și Smith, 2004) sau elemente post-tensionate (Filiatrault et al, 2000).

Aplicarea sistemelor de re-centrare post-tensionate structurilor metalice și prefabricate a fost deja implementată cu succes (Priestley et al, 1999) prin cuplarea elementelor pretensionate cu elemente disipative adecvate. Acest lucru permite obținerea așa-numitului răspuns structural "în formă de steag" care se caracterizează printr-o cantitate mică de energie disipată globală spre capacitatea de a recupera (sau reduce) deplasările reziduale la sfârșitul fiecărui ciclu histeretic (adică acțiunea seismică) (Fig. 10.1 a)).

Relația *F*/*d* ideală a unui dispozitiv disipativ cu auto-centrare este reprezentată în Fig. 10.1 b). Pe lângă forța și deplasările ultime și de curgere, curba se caracterizează prin doi coeficienți numiți  $\alpha$  și  $\beta$ , definiți ca și coeficientul de rigiditate post-elastică și coeficientul de disipare a energiei. Coeficientul  $\beta$  influențează puternic comportarea și forma ciclului histeretic: limita inferioară  $\beta$ =0 conduce la sistemul elastic biliniar fără capacitate de disipare, în timp ce limita superioară  $\beta$ =1 reprezintă limita pentru capacitatea de re-centrare.



Fig. 10.1: Relația ideală Forță/Deplasare pentru: a) un dispozitiv cu auto-centrare; b) un sistem cu auto-centrare histeretic.

Pe baza acestui principiu, a fost propusă de Christopoulos et al (2008) ideea generală privind dispozitivul cu Disipare de Energie și Auto-Centrare (SCED). Sistemul este alcătuit din două contravântuiri, un număr de elemente post-tensionate, un sistem cu disipare de energie și două elemente de prindere (Fig.10.2), aranjate și legate, astfel încât mișcarea relativă a contravântuirilor să disipeze energia, și elementele post-tensionate aplică o forță care tinde să le readucă la pozițiile lor relative originale.



Fig. 10.2: Conceptul sistemului SCED (Christopoulos et al 2008a)

Așa cum se poate observa în Fig. 10.2, un astfel de sistem cu disipare de energie poate fi realizat folosind dispozitive disipative de frecare, vâscoase și histeretice sau o combinație adecvată a acestora. Comportarea mecanică a unui dispozitiv SCED, inclusiv capacitatea de re-centrare sau nivelul de forță la care începe mișcarea
relativă a contravântuirilor, depinde de caracteristicile geometrice și mecanice ale elementelor.

În următoarea documentație este descrisă proiectarea și validarea experimentală a unui Dispozitiv cu Auto-Centrare din Oțel (SSCD). SSCD a fost elaborat în cadrul proiectelor PRECASTEEL (Structuri prefabricate din oțel pentru clădiri joase în zone seismice, Alderighi et al, 2010) și STEELRETRO (Soluții din oțel pentru consolidarea și modernizarea seismică a construcțiilor existente, Bonessio et al, 2010; Caprili et al, 2012), realizate cu finanțare din partea Programului de Cercetare al Comisiei Europene al Fondului de Cercetare pentru Cărbune și Oțel. Dispozitivul se bazează pe aceeași idee de bază ca cea formulată de Christopoulos et al (2008) care combină un sistem disipativ histeretic cu un sistem pretensionat din oțel pentru re-centrare. Sistemul propus este realizat complet din oțel și poate fi ușor realizat în orice oțelărie. Sistemul disipativ este alcătuit din siguranțe din oțel care sunt ușor de înlocuit după utilizare. Aceste caracteristici fac sistemul SSCD propus foarte potrivit pentru protejarea noilor clădiri, precum și a celor existente. Un brevet pentru sistemul SSCD propus este în prezent în așteptare.

# 10.2 DISPOZITIVUL DIN OȚEL CU AUTO-CENTRARE (SSCD)

Sistemul SSCD (Braconi et al.) este format din trei grupuri de elemente, fiecare cu funcții specifice: *Scheletul, Elementele Disipative* și *Elementele Pretensionate*. Scheletul transmite și distribuie forțele exterioare între Elementele Disipative și Elementele Pretensionate. Fig. 10.3 prezintă principalele elemente ale Scheletului (adică Carcasa Exterioară, Cadrul de Lunecare Interior și Plăcile de Capăt), Elementele Disipative și Elementele Pretensionate.

Cadrul de Lunecare Interior este poziționat în interiorul Carcasei Exterioare. Carcasa prezintă elemente de ghidaj care permit Cadrului Interior de Lunecare să se miște numai pe direcție axială și, în același timp, să reprezinte "opritoare" pentru Plăcile de Capăt pe direcția longitudinală. Plăcile de Capăt sunt situate în corespondență cu capetele Cadrului Interior de Lunecare.

Elementele Disipative, situate în Schelet, sunt alcătuite din elemente din oțel *cu secțiune redusă (dog-bone)*, legate de Cadrul Interior și Plăcile de Capăt. Acestea sunt echipate cu un sistem de blocare a flambajului lateral. Elementele Pretensionate, realizate cu Cabluri Pretensionate, sunt situate în Schelet și sunt legate de Plăcile de Capăt la ambele extremități.

Elementele sunt poziționate și legate între ele pentru a asigura aceeași comportare globală a dispozitivului SSCD atât la forțele exterioare de întindere, cât și la cele de compresiune.





Fig. 10.3 Principalele componente ale sistemului propus.



Fig. 10.4: Schema comportării SSCD la forță exterioară de compresiune.

Fig. 10.4 prezintă comportarea sistemului SSCD la o forță exterioară de compresiune. Comportarea sa globală poate fi împărțită în trei etape principale:

- a. etapa de încărcare cu forța exterioară P mai mică decât forța de pretensionare PTE;
- b. etapa de încărcare cu P mai mare decat PTE;
- c. etapa de descărcare.

În prima etapă (etapa a), forța exterioară de compresiune presează Cadrul Interior de Placa de Capăt A, dar forța de pretensionare nu permite nici o lunecare a Plăcii de Capăt. Astfel, orice mișcare relativă între Plăcile de Capăt și Cadrul Interior este împiedicată și Elementele Disipative nu sunt activate. Forța de încărcare care acționează asupra Cadrului Interior este transmisă de la Placa de Capăt A la Placa de Capăt B și apoi de la Carcasă până în punctul A prin intermediul Elementelor Pretensionate. În acest stadiu, comportarea globală a SSCD este *linear-elastică*.

Atunci când valoarea forței exterioare depășește forța de pretensionare (etapa b), Placa de Capăt A pierde contactul cu Opritoarele Carcasei Exterioare și, împinsă de către Cadrul Interior pe direcția forței, începe să lunece. Astfel, Cadrul Interior și Placa de Capăt B se deplasează relativ unul față de celălalt, iar Elementele Disipative corespunzătoare sunt activate, prezentând o deformație la întindere proporțională cu valoarea forței exterioare. În această etapă, forța exterioară este echilibrată de forța elastică din Cablurile Pretensionate și de forța care acționează asupra Elementelor Disipative. Trecerea de la etapa (a) la etapa (b) este caracterizată de o scădere bruscă a rigidității datorată decompresiunii Carcasei și curgerea Elementelor Disipative.

Când forța exterioară scade (etapa c), forța transmisă de Cablurile Pretensionate tinde să aducă Placa de Capăt A înapoi la poziția ei inițială, deformând comprimabil Elementele Disipative, care sunt împiedicate să manifeste deformații de flambaj datorită sistemului de împiedicare laterală. Această etapă este caracterizată de o variație bruscă a rigidității datorită curgerii Elementelor Disipative în compresiune. Atunci când forța exterioară este egală cu zero, dacă nivelul inițial de pretensionare este suficient de mare pentru a determina curgerea siguranțelor disipative la compresiune, Placa de Capăt A este readusă în contact cu Cadrul Interior și cu opritoarele Carcasei.

Astfel, comportarea ciclică a SSCD este caracterizată de o curbă histeretică *în formă de steag* cu o deplasare reziduală zero.



Fig. 10.5: Curba histeretică idealizată în formă de steag normalizată la rigiditatea inițială  $k_0$ : (a)  $\beta$ =0; (b)  $0<\beta<1$ ; (c)  $\beta>1$ .

326   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

Depinzând în principal de valoarea raportului dintre forta de pretensionare initială si rezistenta de curgere a Elementelor Disipative, curba histeretică a SSCD poate avea forme diferite, fiecare fiind caracterizată prin diferite valori ale energiei disipate, deplasării reziduale si fortei reziduale de re-centrare, asa cum se poate observa în Fig. 10.5. Forma curbei histeretice este determinată de doi parametri,  $\alpha$  și  $\beta$ , unde  $\alpha$ este raportul dintre rigiditatea de consolidare și cea inițială, în timp ce  $\beta$  reflectă disiparea energiei și capacitatea de re-centrare a sistemului (Christopoulos și Filiatrault, 2006), care poate fi considerată egală cu raportul dintre rezistența de curgere a Elementelor Disipative și forța inițială de pretensionare. O curbă histeretică cu  $\beta$  = 0 poate fi obtinută prin utilizarea SSCD fără nici un Element Disipativ, caz în care dispozitivul prezintă comportare elastică neliniară cu o capacitate de re-centrare mare, dar fără disipare a energiei. Pe de altă parte, valorile  $\beta$  > 1 conduc la deplasări reziduale (când forța exterioară scade la zero) și la un ciclu histeretic relativ "plin": în acest caz forta initială de pretensionare nu este suficient de mare pentru a determina Elementele Disipative să curgă complet în compresiune, și Placa de Capăt nu este readusă înapoi în contact cu Cadrul Interior și opritorul Carcasei. Ramura descendentă a curbei în formă de steag intersectează axa de deplasare pentru a identifica valoarea deplasării reziduale.

Valorile lui  $\beta$  între 0 și 1 asigură o capacitate adecvată de re-centrare a dispozitivului cu o capacitate disipativă care depinde de valoarea lui  $\beta$  (aproape zero: disipare redusă a energiei, dar capacitate de re-centrare reziduală mare; aproape unu: disipare mare de energie, dar forța de re-centrare reziduală mică). În aceste cazuri, ramura descendentă a curbei în formă de steag intersectează ramura de încărcare elastică, iar ordonata punctului de intersecție reprezintă capacitatea de re-centrare reziduală a dispozitivului, care, în contextul proiectării sau consolidării seismice, poate fi considerată forța pe care dispozitivul o poate transmite structurii atunci când deplasarea sa reziduală devine minimă. După cum se vede în Fig. 10.6, SSCD prezintă o comportare similară atunci când acțiunea exterioară este o forță de întindere, singura diferență fiind aceea că, în acest caz, Cadrul Interior presează Plăca de Capăt B și Elementele Disipative legate de Plăca de Capăt A curg datorită eforturilor de întindere.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 327 DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL



Fig. 10.6: Schema comportării SSCD la forță exterioară de întindere.

## 10.3 MODELUL MECANIC ȘI VALIDAREA EXPERIMENTALĂ A SSCD

#### 10.3.1 Formularea teoretică: modelul semi-analitic

Un model semi-analitic foarte detaliat al SSCD adoptat a fost propus de Banushi (2010); versiuni simplificate au fost apoi furnizate și pur și simplu adoptate pentru aplicarea dispozitivului la clădiri din diferite studii de caz.

În comportarea mecanică al SSCD, elementele principale sunt schematizate prin resorturi cu o anumită rigiditate și o relație constitutivă. Rigiditatea *k*i a fiecărei componente individuale poate fi evaluată pe baza următoarei ecuații:

$$k_i = \frac{EA_i}{L_i}$$
 Ec. (10.1)

*E* fiind modulul de elasticitate al materialului,  $A_i$  fiind secțiunea transversală și  $L_i$  lungimea elementelor considerate.

Tabelul 10.1 prezintă rezumatul principalelor componente ale sistemului SSCD cu relațiile constitutive corespunzătoare presupuse.

328   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

Elementul		Relație constitutivă
Carcasa 1	C1	Elastic Liniar
Carcasa 2	C2	Elastic Liniar (fără întindere)
Cadrul de Lunecare	ТМ	Elastic Liniar
Piston	Р	Elastic Liniar
Placa de Capăt (stânga)	CT <sub>sx</sub>	k=∞ (fără întindere)
Placa de Capăt (dreapta)	CT <sub>DX</sub>	k=∞ (fără întindere)
Cablurile Pretensionate	PT	Elastic Biliniar
Element Disipativ (stânga)	DE <sub>sx</sub>	Elastic perfect plastic
Element Disipativ (dreapta)	DE <sub>DX</sub>	Elastic perfect plastic

Tabelul 10.1: Principalele componente ale SSCD și relațiile constitutive.

Carcasa poate fi împărțită schematic în două secțiuni diferite, prima (C1) formată din partea principală între cele 8 tălpi, cea de-a doua (C2) formată din partea rămasă până la prinderea în structură. Ultima este schematizată ca fiind caracterizată de  $k=\infty$  și, prin urmare, neglijată în calcule.

Determinarea legilor constitutive ale diferitelor componente permite reprezentarea SSCD ca un sistem de resorturi legate în mod oportun unul de celălalt. Pot fi determinate două condiții principale (Fig. 10.7), în raport cu comportarea la compresiune sau întindere; Diferența în comportarea la întindere/compresiune este legată de distribuția forțelor în interiorul componentelor.



Fig. 10.7: a) Schema pentru comportarea la compresiune, b) schema pentru comportarea la întindere.

Rigiditatea echivalentă a sistemului poate fi evaluată în conformitate cu următoarele ecuații:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_{i} \frac{1}{K_{i}} \text{ pentru resorturi în serie}$$
Ec. (10.2)

$$K_{eq} = \sum_{i} K_{i}$$
 pentru resorturi în paralel Ec. (10.3)

Soluția detaliată a schemelor simplificate reprezentate în Fig. 10.7 permite elaborarea modelului semi-analitic propus de Banushi capabil să reprezinte în mod eficient comportarea structurală a SSCD. De fapt, curba forță-deplasare obținută este coerentă cu cea în formă de steag observată atunci când prototipul a fost

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   329
 DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

încercat experimental (Fig. 10.8). Definiția curbei F-D este caracterizată de mulți parametri (Tabelul 10.2), iar acest lucru nu permite o aplicare ușoară a modelului în situații practice.

Cablurile Pretensionate		Elementele Disipative		
φ	Diametrul cablurilor	A <sub>DE</sub>	Secțiunea globală	
$A_{PTE} = n \frac{\pi \phi^2}{4}$	Secțiunea globală	f <sub>yDE</sub>	Rezistența de curgere	
f <sub>Ypte</sub>	Rezistența de curgere	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{y_{PTE}}$	Forța de întindere	
ρρτε	Procentul de pretensionare	L <sub>DE</sub>	lungimea	
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{y_{PTE}}$	Efortul de pretensionare			
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	Forța de pretensionare			
L <sub>PTE</sub>	Lungimea			
E <sub>PTE</sub>	Modulul de elasticitate			
$d_{PTE} = \frac{f_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	Deplasarea			

 Tabelul
 10.2: Parametrii necesari pentru definirea curbei F-d.



a)

b)

Fig. 10.8: a) Modelul semi-analitic conform Banushi și b) curba experimentală F-D a SSCD.

## 10.3.2 Modele simplificate pentru SSCD

Deoarece definiția tuturor parametrilor implicați (Tabelul 10.2) este prea solicitantă, a fost elaborat un *model simplificat*, luând în considerare rigiditatea echivalentă a elementelor implicate.

330   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

Pentru determinarea curbei simplificate F-D (Fig. 10.9), este necesară predimensionarea componentelor semnificative ale sistemului. Secțiunile transversale ale carcasei, ale cadrului interior de lunecare și ale pistonului vor fi evaluate pentru a evita fenomenele de flambaj sub acțiunea seismică, în timp ce cablurile pretensionate și elementele disipative sunt proiectate pentru a satisface cerința seismică. Pentru sistemul SSCD actual, dimensiunile componentelor principale sunt rezumate în Tabelul 10.3.

Elementul	A <sub>i</sub> [mm²]	L <sub>i</sub> [mm]	k <sub>i</sub> [kl	N/mm]
Carcasa 1	11088	3700	kc	629,32
Carcasa 2	-	690	k <sub>C2</sub>	∞
Cadrul de Lunecare	1538,72	3500	k <sub>тм</sub>	92,32
Piston	861,55	3500	k₽	51,69
Placa de Capăt (stânga)	66538	50	k	∞
Placa de Capăt (dreapta)	60048	70	NCT	∞
Cablurile Pretensionate	226,19	3500	<b>k</b> PT	12,67
Element Disipativ (stânga)	320	170	kar	305 20
Element Disipativ (dreapta)	520	170	NDE	555,25

Tabelul 10.3: Dimensiunile elementelor componente ale sistemului SSCD.

Dimensiunile inițiale ale elementelor trebuie proiectate în raport cu definiția parametrilor  $k_{el}$ ,  $k_{pe}$ ,  $F_y$ ,  $F_u$ ,  $d_y$ ,  $d_u$ ,  $\alpha$  și  $\beta$ , determinând curba caracteristică în formă de steag:

- k<sub>el</sub> Rigiditatea elastică
- *k*<sub>pe</sub> Rigiditatea post-elastică
- *F<sub>y</sub> Forța de curgere a sistemului*
- *F<sub>u</sub> Forța maximă a sistemului*
- d<sub>y</sub> Deplasarea de curgere
- d<sub>u</sub> Deplasarea ultimă
- α Coeficientul rigidității postelastice
- β Coeficientul disipării de energie



Fig. 10.9: Relația forță-deplasare ideală pentru un sistem histeretic cu auto-centrare.

Prima ramură a curbei este caracterizată de rigiditate egală cu  $k_{el}$ , determinată având în vedere resortul asociat pistonului ( $k_p$ ) legat în paralel cu cele al carcasei ( $k_c$ ) și ale cadrului de lunecare ( $k_{TM}$ ) conform Ec. (10.4).

$$k_{el} = \frac{k_P (k_c + k_{TM})}{k_P + k_C + k_{TM}}$$
 Ec. (10.4)



Ramura post-elastică a curbei F-D, pornind de la punctul de curgere al sistemului, prezintă rigiditate egală cu  $k_{pe}$ . Trebuie stabilite două scheme diferite pentru a determina această valoare în raport cu comportarea la compresiune (Ec. (10.5)) sau întindere (Ec. (10.6)) a sistemului. În ambele cazuri, contribuția elementelor disipative, care au curs după prima încărcare, este neglijată.

$$k_{pec} = \frac{k_{P} \cdot k_{PT} \cdot k_{C}}{k_{P}k_{PT} + k_{P}k_{C} + k_{PT}k_{C}}$$

$$F \longrightarrow (M) \longrightarrow (M) \longrightarrow (M) \longrightarrow (K)$$

$$k_{P} = \frac{k_{P} \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}}{k_{C}}$$

$$k_{pet} = \frac{k_{P} \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}}{k_{P}k_{TM} + k_{P}k_{PT} + k_{PT}k_{TM}}$$

$$F \longrightarrow (M) \longrightarrow (M) \longrightarrow (M) \longrightarrow (M)$$

$$k_{P} = K_{TM} K_{PT}$$

Ec.(10.5): Compresiune ( $k_{pec}$ ): resorturi asociate pistonului ( $k_p$ ), cabluri pretensionate ( $k_{PT}$ ) și carcasă ( $k_c$ ) în serie.

Ec. (10.6): Întindere ( $k_{pet}$ ): resorturi asociate pistonului ( $k_p$ ), cadru de lunecare ( $k_{TM}$ ) și cabluri ( $k_{PT}$ ) în serie.

Presupunând că comportarea sistemului SSCD este exact aceeași la întindere și la compresiune, în conformitate cu ceea ce s-a discutat anterior, rigiditatea ramurii post-elastice poate fi adoptată ca media dintre cele două valori obținute (Ec. (10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2}$$
 Ec. (10.7)

unde  $k_{pec}$  și  $k_{pet}$  depind doar de rigiditatea componentelor sistemului care rămân întotdeauna în domeniul elastic sub acțiunea seismică.

Forma curbei histeretice este determinată de cei doi parametri  $\alpha$  și  $\beta$  care pot fi definiți așa cum este descris în Ec. (10,8) și Ec. (10.9).

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}}$$
 coeficientul rigidității post-curgere Ec. (10.8)

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}}$$
 coeficientul disipării de energie Ec. (10.9)

332   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

 $F_{\text{yDE}}$  este forța de curgere asociată elementelor disipative și  $F_{\text{PTE}}$  este forța elementelor pretensionate. Coeficientul  $\beta$  poate fi, de asemenea, exprimat prin Ec. (10.10):

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} = \frac{A_{DE} f_{yDE}}{A_{PTE} \rho_{PTE} f_{yPTE}}$$
 Ec. (10.10)

unde  $A_{PTE}$  și  $A_{DE}$  sunt secțiunile transversale ale elementelor pretensionate și ale elementelor disipative și  $\rho_{PTE}$  este procentul de pretensionare.  $\beta$  este în consecință dependent de variația secțiunii, de pretensionarea cablurilor și de secțiunea transversală a componentelor disipative.

O combinație specifică a celor doi parametri  $\alpha$  și  $\beta$  trebuie prevăzută pentru fiecare sistem proiectat (Fig. 10.10)



Fig. 10.10: Variația curbei în formă de steag funcție de parametrii  $\alpha$  și  $\beta$ .

În funcție de valoarea raportului dintre forța inițială de pretensionare și rezistența de curgere a elementelor disipative, curba histeretică a SSCD poate avea forme diferite, fiecare caracterizată prin diferite valori ale energiei disipate, deplasării reziduale și forței reziduale de centrare, așa cum se arată în Par. 10.2.

Curgerea sistemului, reprezentând limita în corespondența căreia rigiditatea trece de la valoarea elastică la cea post-elastică, se datorează depășirii forței de pretensionare a cablurilor. Această forță poate fi considerată în consecință egală cu:

$$F_y = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} f_{yPTE}$$
 Ec. (10.11)

Deplasarea  $d_y$  corespunzătoare  $F_y$  poate fi determinată ca:

$$d_y = \frac{F_y}{k_{el}}$$
 Ec. (10.12)

Deplasarea ultimă (maximă) a sistemului  $d_u$ , presupusă a fi egală cu deformația maximă a cablurilor pretensionate, este definită ca:

$$d_u = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE}$$
 Ec. (10.13)

Conform formulării de mai sus, capacitatea de deplasare poate fi crescută sau scăzută, acționând asupra unor diferiți parametri; dacă proprietățile mecanice ale materialelor sunt menținute constante ( $F_{yPTE}$  și  $E_{PTE}$ ), deformația maximă este legată de lungime și de  $\rho_{PTE}$ . Conform încercării experimentale executate pe un prototip la scară reală (Braconi et al., 2012), o valoare egală cu 0,50 pentru acest parametru este capabilă să ofere o bună capacitate de re-centrare a sistemului cu un nivel bun de amortizare echivalentă a întregii structuri.

Forța maximă a sistemului F<sub>u</sub> poate fi exprimată în cele din urmă ca:

$$F_u = F_y + (d_u - d_y) \cdot k_{pe}$$
 Ec. (10.14)

În cadrul procedurii de proiectare propuse, secțiunile transversale ale carcasei, cadrului de lunecare, pistonului și dimensiunile globale ale plăcilor de capăt au fost păstrate constante. Proprietățile mecanice ale materialelor sunt aceleași pentru toate sistemele considerate (pentru toate elementele cadrului, cablurilor și elementelor disipative), conform celor prezentate în Tabelul 10.4.

În acest fel, numărul parametrilor care vor fi determinați pentru dimensionarea sistemului SSCD poate fi redus în concordanță cu ceea ce prezintă Tabelul 10.5. Pot fi furnizate indicații specifice pentru selectarea materialelor care urmează să fie adoptate pentru realizarea dispozitivului disipativ SSCD. Rezultatele obținute în analizele de predimensionare au arătat că valorile reduse ale rezistenței de curgere a elementelor disipative au oferit o bună ductilitate globală și, în același timp, o capacitate eficientă de re-centrare a sistemului odată ce forța exterioară scade la zero.

334   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL	

-			
Parametru	Valoare		
A <sub>c1</sub>	11088	mm <sup>2</sup>	
A <sub>TM</sub>	1539	mm <sup>2</sup>	
AP	862	mm <sup>2</sup>	
A <sub>CT</sub>	66538	mm <sup>2</sup>	
Е	210000	N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>yPTE</sub>	1670	N/mm <sup>2</sup>	
E <sub>PTE</sub>	196000	N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>yDE</sub>	240	N/mm <sup>2</sup>	
L <sub>DE</sub>	170	mm	

# Tabelul 10.4: Valoarea fixă adoptată pentru proiectarea sistemului SSCD.

Tabelul 10.5: Parametrii modificați în timpul
proiectării și influența asupra parametrilor
care descriu curba forță-deplasare.

Parametru introdus	Dependent
L <sub>C1</sub>	k <sub>el</sub> , d <sub>y</sub>
L <sub>TM</sub>	k <sub>el</sub> , d <sub>y</sub>
L <sub>P</sub>	k <sub>el</sub> , d <sub>y</sub>
Lpte	$k_{pe},  \alpha,  d_u,  F_u$
φ	$k_{el},k_{pe},\alpha,d_{u},F_{u}$
ρ	F <sub>u</sub> , d <sub>y</sub>
A <sub>DE</sub>	β

# 10.3.3 Validarea experimentală a prototipului SSCD

Au fost efectuate două încercări experimentale pe prototipul SSCD: încercări preliminare pe SSCD fără Elemente Disipative, pentru a evalua valoarea efectivă a forței de re-centrare aplicată de Cablurile Pretensionate și încercările finale pe SSCD cu Elemente Disipative, pentru a verifica performanța globală a dispozitivului. Au fost luate în considerare valori diferite ale forței inițiale de pretensionare și a secțiunilor transversale ale Elementului Disipativ pentru a evalua influența acestor factori asupra comportării globale a dispozitivului. Încercările experimentale ale prototipului SSCD au fost efectuate la "Laboratorul Oficial pentru încercări pe Materiale de Construcții" al Universității din Pisa. O prezentare generală a montajului experimental este prezentată în Fig. 10.11.



Fig. 10.11: Vedere frontală a montajului experimental

Forța exterioară a fost aplicată cu ajutorul unui actuator (cilindru hidraulic) de 400 kN echipat cu o celulă de forță și un senzor de deplasare. Actuatorul, poziționat

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   335
 DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

orizontal, a fost legat la un capăt de zidul de reacție și, la celălalt capăt, de o structură pendulară din oțel impunând deplasări orizontale. Prototipul SSCD a fost legat prin articulații la un capăt de structura metalică pendulară (Fig.10.12 a) și la celălalt capăt de un element de reacție din oțel care împiedică deplasarea orizontală sau verticală a dispozitivului (Fig.10.12b). Pentru măsurarea și înregistrarea deplasărilor, deformaților și forțelor, prototipul a fost prevăzut cu 8 senzori de deplasare LVDT, 20 timbre tensiometrice și o celulă de forță, aranjate așa cum se observă în Fig. 10.13. Încercările preliminare au fost executate prin completarea unui ciclu de încărcare-descărcare atât la întindere, cât și la compresiune, cu o amplitudine a deplasării controlată până la o valoare maximă/minimă de ±5mm. Rezultatele experimentale sunt prezentate în Fig. 10.14 pentru diferite valori ale cuplului de strângere al forței de pretensionare.



Fig. 10.12: a) Structura pendulară din oțel; b) element de reacție din otel



Fig. 10.13: Dispunerea senzorilor de deplasare (Ext.1, Ext.2 și A până la F) și a timbrelor tensiometrice (de la 1 la 20, timbrele tensiometrice de pe partea cealalta a SSCD sunt între paranteze)





Fig. 10.14: Curba F-D a SSCD fără elemente disipative

Fig. 10.14 prezintă forța aplicată de actuator în funcție de deplasarea relativă dintre Carcasa Exterioară și Cadrul de Lunecare Interior, înregistrată de senzorii de deplasare LVDT C și D (Fig. 10.13). Comportarea SSCD a fost modelată de o curbă biliniară pentru fiecare valoare a cuplului de strângere. Forța de pretensionare a fost evaluată ca valoarea corespunzătoare modificării globale de rigiditate. Prima ramură a modelului bilinear corespunde comportării SSCD până când Plăcile de Capăt sunt forțate să intre în contact cu Cadrul Interior prin acțiunea Cablurilor Pretensionate. Atunci când forța exterioară depășește valoarea de pretensionare, Plăcile de Capăt pierd contactul cu Cadrul Interior și rigiditatea scade. Rezultatele obținute atât pentru întindere cât și pentru compresiune sunt prezentate în Tabelul 10.6.

Diametrul		Forța de pret	ensionare (kN)
cablului pretensionate (mm)	Cuplul de strângere (Nm)	Întindere	Compresiune
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

Tabelul 10.6: Forța de pretensionare pentru diferite valori ale cuplului de strângere

Încercările finale au fost efectuate după procedura scurtă de încercare descrisă de grupul ECCS (ECCS TWG 1.3 1986). În prima etapă a încercării, s-au utilizat pași mici de deplasare (0,1 mm) pentru a executa cel puțin 4 cicluri complete înainte ca Elementele Disipative să curgă. Ulterior, pașii de deplasare au fost măriți la 1mm și, pentru fiecare nivel de deplasare succesiv, s-au efectuat 3 cicluri complete. Viteza actuatorului hidraulic a fost stabilită la 3mm/min și s-au efectuat trei încercări ciclice, variind caracteristicile geometrice și mecanice ale Cablurilor Pretensionate și ale Elementelor Disipative, Fig.10.15 și Fig.10.16 prezintă comportarea ciclică a prototipului SSCD cu Elemente Disipative pentru diferite valori ale forței inițiale de

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   337
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

pretensionare. Este evident că la sfârșitul fiecărui ciclu de încărcare-descărcare deplasarea reziduală a fost practic zero (în orice caz, sub 0,5 mm): SSCD a prezentat o capacitate optimă de re-centrare. În plus, pentru fiecare nivel de deplasare maxim, SSCD a manifestat curbe histeretice stabile, asigurând astfel un nivel constant de disipare a energiei. În cele din urmă, adăugarea Elementelor Disipative sistemului a crescut semnificativ zona curbelor histeretice, deși panta curbei a fost practic aceeași cu cea a SSCD fără Elementele Disipative.

Rezultatele încercărilor confirmă evaluările preliminare ale analizelor parametrice numerice. Fig. 10.17 a) prezintă o comparație a ciclului histeretic al SSCD cu Elemente Disipative cu diferite secțiuni transversale (încercările 1 și 2), cu rezultatele pentru SSCD fără Elementele Disipative. Figura arată că creșterea secțiunii transversale conduce la o disipare a energiei mai mare, dar în același timp, deplasări reziduale mai mari. Fig. 10.17 b) descrie comportarea ciclică a SSCD pentru două valori ale cuplului de strângere (încercările 2 și 3). În ambele cazuri, energia disipată este practic aceeași, deși SSCD produce valori mai mari ale forței pentru valorile mai mari ale cuplului de strângere.







Fig. 10.16: Curba F-D a SSCD cu elemente disipative, încercare 3





După definirea comportării mecanice a sistemului și efectuarea unei validări experimentale a prototipului, se poate analiza aplicarea la diferite studii de caz. Este necesar să se sublinieze că, de fapt, nu există standarde specifice care să fie respectate în proiectarea structurilor cu sisteme de protecție pasive - de exemplu, absența indicațiilor privind factorul de comportare q care trebuie adoptat pentru predimensionarea elementului și așa mai departe.

# 10.4 APLICAREA ÎN PROIECTAREA UNEI CLĂDIRI COMERCIALE (STUDIU DE CAZ)

### 10.4.1 Descrierea generală a clădirii din studiul de caz

Clădirea comercială este situată în Mirandola (Emilia-Romagna, MO). Clădirea prezintă o structură hibridă caracterizată prin următoarele componente principale (Fig. 10.18):

- **Pereți din beton armat** pe cele patru laturi ale clădirii, care preiau acțiunea seismică orizontală;
- Cadre interioare articulate din oțel, care preiau încărcări verticale;
- *Sisteme histeretice SSCD* pentru legarea (pe orizontală) a pereților din beton armat și a cadrelor din oțel.

Procedura de proiectare adoptată pentru aceste componente este iterativă și realizată cu precizie, deoarece proprietățile mecanice și geometrice ale elementelor (în special pereții din beton armat) influențează puternic rigiditatea și comportarea dinamică globală a structurii. S-au realizat analize liniare și neliniare pe modelul tridimensional realizat folosind programul de calcul SAP2000: primele pentru a predimensiona toate componentele; cele din urmă pentru a rafina proiectarea și pentru a verifica comportarea structurii.

Clădirea are 4 niveluri, având un plan dreptunghiular al căror dimensiuni sunt de 50x36 m. Înălțimea de nivel este egală cu 4,50 m. Nivelurile 1 și 2 sunt destinate

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   339
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

uzului comercial, în timp ce subsolul este folosit ca parcare. Chiar dacă cele patru case ale scărilor principale sunt situate în colțurile clădirii, există și rampe interioare care implică unele diferențe în dispunerea elementelor structurale și a planșeelor subsolului (nivelul P1) și a celorlalte niveluri (P2, P3 și P4) (Fig. 10.19). Planșeele sunt toate aranjate în același mod cu o deschidere maximă de 6,0 m. Fig. 10.20 prezintă secțiunea tipică a clădirii.



Fig. 10.18: Schematizarea tridimensională a clădirii din studiul de caz.





Fig. 10.19: Dispunerea tipică în plan: a) P1, b) P2 și P3.



Fig. 10.20: Secțiunea tipică a sistemului proiectat.

Strategia de proiectare se bazează pe menținerea pereților din beton armat și a cadrelor din oțel în domeniul elastic, izolând comportarea neliniară în dispozitivul SSCD.

340   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

Deschiderea cadrului din oțel este cuprinsă între 6,00 și 8,00 m, și se folosește oțel S275. Pentru a le separa pe cele apropiate de pereții din beton armat, au fost introduse în model spații de 10 cm lungime.

Pereții din beton armat au fost proiectați, în conformitate cu EN1998-1: 2005, ca pereți slab armați mari, care în acest caz trebuie să preia reacțiunile maxime datorate SSCD-ului conectat. Au fost folosite clasă de beton C25/30 și bare de armătură din oțel B450C.

Sistemele SSCD au fost introduse pentru adsorbția și disiparea energiei seismice, conținând deplasările și deformarea clădirii. Acestea atât leagă, cât și deconectează pereții din beton armat de cadre. De fapt, dispozitivele SSCD le îmbină geometric, dar le permit să se miște independent unele de celelalte și fiecare dispozitiv este activat de deplasarea lui relativă.

Lungimea inițială a sistemelor disipative a fost presupusă a fi egală cu 3,5 m (corespunzând unuia dintre prototipurile încercate experimental și prezentate în Braconi și colab.); Oțelul S355JR a fost utilizat pentru toate componentele SSCD, cu excepția elementelor disipative, caracterizate printr-o rezistență scăzută de curgere.

## 10.4.2 Predimensionarea clădirii din studiul de caz

### 10.4.2.1 Stabilirea acțiunilor

Au fost determinate încărcări statice și seismice în raport cu prescripțiile Standardului Italian pentru Construcții (D.M.14/01/2008). Fig. 10.21 prezintă spectrele de răspuns adoptate pentru analizele liniare, în timp ce acțiunile permanente și celelalte acțiuni statice sunt enumerate mai jos:

- G<sub>1</sub>= 1,90 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea permanentă a planșeului curent (proprie);
- G<sub>2</sub>= 2,45 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea permanentă a planșeului curent;
- G<sub>1</sub>= 0.15 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea permanentă a planşeului de acoperiş (proprie);
- G<sub>2</sub>= 0.20 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea permanentă a planșeului de acoperiș;
- Q<sub>k</sub> = 5,00 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea utilă pentru activități comerciale (nivel curent);
- Q<sub>k</sub> = 1.20 kN/m<sup>2</sup> Încărcarea din zăpadă (acoperiș);
- V<sub>N</sub> = 50 ani Durata de viață nominală a clădirii;
- C<sub>U</sub> = 1,5 "Coeficient de utilizare", echivalent cu "factor de importanță", definit în par. 2.1(3) și 4.2.5, Eurocod 8, UNIEN 1998-1 (2004);
- $V_R = V_N C_U = 75$  Perioada de referință;





Fig. 10.21: Spectre de răspuns conform D.M.14/01/2008 pentru stările limită Degradări Semnificative și Limitarea Degradărilor.

10.4.2.2 Predimensionarea elementelor structurate – cadre gravitaționale Cadrele din oțel au fost proiectate să susțină numai încărcări verticale, care au fost evaluate utilizând combinația la Starea Limită Ultimă (Ec. ((10.15)).

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$$
 Ec. (10.15)

Recomandările din D.M.14/01/2008 au fost utilizate pentru a evalua secțiunea minimă necesară, atât pentru grinzi, cât și pentru stâlpi. Pofilele adoptate sunt rezumate în Tabelul 10.7

Element	L [m]	q [kN/m]	Profil
Grindă nivel curent	6.0	40.94	HEB220
Grindă nivel curent	8.0	40.94	HEB280
Grindă acoperiș	6.0	6.9	HEB160
Grindă acoperiș	8.0	6.9	HEB160
Stâlpi			HEB220

Tabelul 10.7: Pofilele elementelor cadrelor din oțel.

### 10.4.2.3 Predimensionarea elementelor structurale – SSCD

O lungime inițială egală cu 3,50 m a fost adoptată, pe baza rezultatelor investigațiilor experimentale. Secțiunile transversale ale carcasei, pistonului, cadrului de lunecare și elementelor pretensionate au fost apoi evaluate, având în vedere că acestea contribuie la comportarea elastică multi-liniară a sistemului SSCD și permit determinarea pantei curbei biliniare F-D. Parametrii care influențează comportarea

342   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

disipativă au fost inițial neglijați, introducându-i numai atunci când structura trece în domeniul neliniar. În prima etapă, toate SSCD de la niveluri diferite au fost considerate egale. Datele utilizate pentru determinarea curbei elastice biliniare F-D sunt rezumate în Tabelul 10.8.

Pentru a introduce sistemele disipative în modelul SAP2000, a fost adoptată schematizarea elastică multiliniară Fig. 10.22.



#### Tabelul 10.8: Parametrii inițiali ai curbei F-d a sistemelor SSCD.

Fig. 10.22: Curba elastică biliniară a SSCD

-15

10.4.2.4 Predimensionarea elementelor structurale – pereții din beton armat Lungimea pereților din beton armat se presupune egală cu 6,0 m, în conformitate cu proiectul de arhitectură. O analiză echivalentă statică a fost efectuată pentru a determina grosimea lor, considerând peretele din beton armat ca o consolă cu încărcări concentrate evaluată folosind un factor de comportare unitar. Aceasta înseamnă că dispozitivele SSCD se comportă ca și "componente rigide" care nu disipează acțiunea seismică, ci o transferă direct pereților.

Forțele de proiectare și forțele de forfecare și momentele încovoietoare rezultate sunt rezumate în Tabelul 10.9.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   343
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

Tabelul 10.9: Forțele statice pentru q=1, acțiunile de proiectare rezultate și schematizarea adoptată pentru pereții din beton armat.

$F_{P4}$	F <sub>h</sub> [kN]	Nivelul	z <sub>i</sub> [m]	
		P1	4,5	
	00000 4	P2	9,00	
P3	23838,1	P3	13,5	
F		P4	18,00	
<b>1</b> <sub>p2</sub>	Wi [kN]	Fi [	kN]	
4 5	15449,74	F <sub>P1</sub>	969,63	
$ = F_{p_1} $	13590,34	$F_{P2}$	1705,86	
	14214,94	F <sub>P3</sub>	2676,38	
	2420,58	F <sub>P4</sub>	607,66	

Acțiuni de proiectare		
$V_{ed}$	4935 kN	
$M_{ed}$	30964 kNm	

În conformitate cu EN1998-1:2005 și D.M.14/01/2008, trebuie respectate următoarele recomandări.

Grosimea secțiunii  $b_w$  trebuie să fie mai mare decât maximul dintre 150 mm și  $h_s/20$ ,  $h_s$  fiind înălțimea de nivel, fiind în cazul de față:

$$b_w \ge 225 \text{ mm}$$

Barele longitudinale din oțel trebuie așezate la maxim 300 mm între ele, de-a lungul ambelor laturi ale peretelui, iar diametrul lor trebuie să satisfacă relația de mai jos (Ecuația (10.16)):

$$\phi_l \leq \frac{b_w}{10} \qquad \qquad \text{Ec. (10.16)}$$

Cele două porțiuni confinate extreme ale peretelui vor fi atât de lungi după cum este recomandat în Ec. (10.18):

$$l_c = 0, 20 \ l_w \ge 1, 5 \ b_w = 1, 20 \ m$$
 Ec. (10.17)

Armăturile verticale din oțel din aceste zone trebuie să satisfacă următoarea ecuație (Ec. (10.18)):

$$1\% \le \rho \le 4\%$$
 Ec. (10.18)

Având în vedere toate regulile de mai sus, grosimea obținută a peretelui a fost egală cu 600 mm; pe porțiunile confinate se utilizează bare din oțel cu diametrul de 24

344   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

mm, amplasate la o distanță de 100 mm între ele, în timp ce în celelalte părți distanța dintre acestea crește până la 250 mm.

# 10.4.3 Modelarea și analiza structurală a clădirii din studiul de caz

# 10.4.3.1 Modelul și analiza liniară

Ca urmare a analizei modale dinamice (vezi Fig. 10.21 pentru spectrele de răspuns utilizate), comportarea structurală a clădirii este similară în cele două direcții principale X și Y (adică perioade de vibrație, forme modale similare), prezentând o comportare de încovoiere și masă mare participantă (Fig. 10.23).



Fig. 10.23: Primul mod propriu asociat direcțiilor Y și X.

Deplasarea orizontală a clădirii este direct legată de activarea SSCD în direcția în cauză, cu forțe elastice proporționale cu deplasarea diferitelor etaje.

Pentru a optimiza comportarea structurală a sistemului, a fost urmărită o deformată modală, pe cât posibil *uniformă*, menită să rămână mai mult sau mai puțin "verticală" deasupra primului nivel: în acest fel, întregul sistem SSCD se va comporta cu același nivel de forțe și deformații, cu deplasări apropiate de zero pentru toate nivelurile deasupra primului (Fig.10.24).



Fig. 10.24: Deformata modală dorită.

Deformata dorită a fost obținută variind rigiditatea elastică a dispozitivelor SSCD ( $k_{el}$ ), folosind deplasările  $x_i$  ale clădirii la SSCD de la diferite niveluri ( $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3$ ,  $x_4$ ) ca parametri de control.

La început, rigiditatea  $k_{el}$  a fost modificată numai prin lungimea pistonului  $L_P$ . Acest parametru a fost modificat iterativ până când a fost obținută configurația dorită, ca urmare a analizei modale liniare.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   345
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

Datorită rigidității reduse a stâlpilor, care sunt proiectați pentru a prelua doar încărcări gravitaționale, aceștia nu sunt capabili să asigure o legătură puternică între etaje. Acest lucru presupune că fiecare nivel se comportă independent (adică, mase cu comportare independentă). Dacă fiecare nivel este independent unul de celălalt, perioada de vibrație a masei unice a nivelului generic i este dată de (Ec. (10.19)).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \qquad \qquad \text{Ec. (10.19)}$$

Dacă toate etajele se comportă într-un mod similar (adică cu aceeași deplasare), este necesar să le fie impusă aceeași perioadă de vibrație. Din moment ce masa seismică a fiecărui nivel este dată, diferitele rigidități ale SSCD pot fi ușor evaluate (Tabelul 10.10).

Nivelul	z <sub>i</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN]	k <sub>el</sub> SSCD
P1	4,50	15449,74	144,66
P2	9,00	13590,34	144,66
P3	13,50	14214,94	144,66
P4	18,00	2420,58	48,02

Tabelul 10.10: Rigiditatea diferitelor SSCD în relație cu rezultatele analizei dinamice liniare.

În cazul de față, având în vedere că masele seismice ale primelor trei niveluri sunt aproximativ aceleași, aceleași dispozitive SSCD sunt adoptate pentru nivelurile P1, P2 și P3, în timp ce sisteme diferite sunt utilizate numai pentru P4.

Cu valorile rigidității prezentate în Tabelul 10.10, a fost obținută deformata modală prezentată în Fig. 10.25, foarte apropiată de "configurația verticală" dorită (Fig. 10.24). Tabelul 10.11 prezintă rezultatele analizei modale modale în configurația selectată finală.



Fig. 10.25: Deformata modală corespunzătoare primelor moduri în direcțiile Y și X.

346   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

Mode	Perioada [s]	% Masa X	% Masa Y	% Masa Z	% Mx rezultat	% My rezultat
1	0,315126	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,313854	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,284094	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,276967	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Tabelul 10.11: Rezultatele analizei modale.

Acțiunile de pe SSCD în timpul fazei elastice pot fi estimate având în vedere acțiunea seismică pentru starea limită de Limitare a Degradărilor (DL), permițând evaluarea deplasării maxime efective pentru fiecare SSCD; acțiunile de bază din pereții din beton armat pot fi determinate și comparate cu cele considerate inițial, cu eventuala optimizare a grosimii elementului.

Proiectarea finală a SSCD poate fi apoi efectuată prin determinarea ariei transversale a elementelor disipative, neglijate anterior, influențând în mod direct parametrul  $\beta$ , energia globală disipată și forma curbei F-D. Principalele caracteristici ale SSCD proiectate aplicate la diferite niveluri sunt rezumate în Tabelul 10.12 și Tabelul 10.14; iar în Fig. 10.26 sunt prezentate curbele corespunzătoare în formă de steag.

Cabluri pretensionate							
		P1, P2	2, P3	P	4		
Număr de elemente	n	2		2			
Diametru	φ	22	mm	12	mm		
Arie transversală	A <sub>PTE</sub>	380,13	mm²	113,10	mm²		
Arie transversală globală	A <sub>PTE,tot</sub>	760,27	mm²	226,19	mm²		
Rezistență de curgere	f <sub>y,PTE</sub>	1670,00	N/mm²	1670,00	N/mm²		
Procent de pretensionare	ρ <sub>ΡΤΕ</sub> =f <sub>ΡΤΕ</sub> /f <sub>y,ΡΤΕ</sub>	0,50		0,50			
Rezistență de pretensionare	<b>f</b> PTE	835,00	N/mm²	835,00	N/mm²		
Forță de pretensionare	<b>F</b> <sub>PTE</sub>	634,82	kN	188,87	kN		
Lungime	L <sub>PTE</sub>	3500	mm	3500	mm		
Modul de elasticitate	E <sub>PTE</sub>	196000	N/mm²	196000	N/mm²		
Alungire maximă	d <sub>PTE</sub>	14,91	mm	14,91	mm		

Tabelul 10.12: Proprietăți geometrice și mecanice ale cablurilor pretensionate.

Elemente Disipative (Calitate Oțel BO40)							
P1, P2, P3 P4							
Număr de elemente	n	4		4			
Arie transversală	$A_{ED}$	120	mm	80	mm²		
Arie transversală globală	A <sub>ED,</sub>	480	mm	320	mm²		
Rezistență de curgere	$f_{y,ED}$	240	N/m	240	N/m		
Forță de pretensionare	F <sub>y,E</sub>	115	kN	76,	kN		

Alungire ultimă	A <sub>gt,</sub>	24,	%	24,	%
Lungimea ariei transversal reduse	L <sub>ED</sub>	170	mm	170	mm

Tabelul 10.14: Parametrii SSCD pentru nivelurile P1, P2 și P3.

Curba F-D în formă de steag							
Parametrii	P1, P2	2, P3	P4				
k <sub>el</sub>	144,658 kN/mm		48,237	kN/mm			
k <sub>pe</sub>	28,886 kN/mm		9,588	kN/mm			
Fy	634,822 kN		188,873	kN			
d <sub>y</sub>	4,388 mm		3,9155	mm			
Fu	938,765 kN		294,295	kN			
du	14,911 mm		14,911	mm			
$\alpha = k_{pe}/k_{el} =$	0,20	00	0,1	99			
$\beta = F_{v ED}/F_{PTE} =$	0.18	81	0.4	07			





Pentru a introduce SSCD în modelul numeric al clădirii, s-au folosit elemente de legătură cu o relație constitutivă specifică în formă de steag.

Modelul SSCD este modelat prin două elemente diferite care lucrează în paralel (Fig. 10.27): primul caracterizat printr-o relație "*elastică multiliniară*" definind primele două ramuri ale curbei cu rigiditate egală cu  $k_{el}$  și  $k_{pe}$ , forța de curgere  $F_y$  și deplasare maximă  $d_u$  (Fig.10.28a), al doilea definit ca "*plastic*" caracterizează ciclurile histeretice ale elementelor disipative prin parametrul  $k_{DE}$  și  $F_{yDE}$  corespunzător (Fig. 10.28b).











# 10.4.3.2 Modelul neliniar și analizele dinamice neliniare

Analizele dinamice neliniare au fost efectuate în continuare pentru a investiga în profunzime comportarea structurală a clădirii în domeniul post-elastic. Analizele dinamice incrementale (IDA) s-au efectuat în conformitate cu procedura propusă de Vamvatsikos și Cornell, pe baza pașilor enumerați mai jos:

- 1. Determinarea accelerogramelor nescalate care vor fi folosite:  $a_1(ti)$ ;
- 2. Determinarea Factorului de Scalare (SF) aplicat accelerogramei:  $\mathbb{Z}_{\lambda} = \lambda \mathbb{Z}_{1}$ ;
- Determinarea Măsurii de Intensitate (IM), funcție de accelerograma nescalată care creşte monoton cu factorul de scalare λ (adică PGA – accelerația de vârf a terenului, Accelerația Spectrală corespunzătoare primei perioade și așa mai departe);
- Determinarea Măsurii de Deteriorare (DM), parametru ce caracterizează răspunsul structural al clădirii în timpul cutremurelor (de exemplu forța tăietoare de bază maximă V<sub>b</sub>, deplasarea relativă de nivel maximă, și așa mai departe);
- 5. Determinarea curbei IDA, care este o reprezentare grafică a DM vs parametrului IM considerate pentru accelerograma selectată.

În acest caz, PGA este selectată ca parametru IM.

Două DM sunt adoptate: deplasarea relativă de nivel maximă  $d_{\text{rmax}}$  și deplasarea maximă a sistemelor SSCD  $d_{\text{dmax}}$ . Atingerea stării limită Limitarea Degradărilor (DL)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   349
 DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

este asociată cu atingerea deplasării relative de nivel maxime în conformitate cu D.M. 14/01/2008 pentru a garanta utilizarea eficientă a clădirii (Ec. (10.20)):

$$d_r \leq 0,01 h$$
 Ec. (10.20)

h fiind înălțimea de nivel. În acest caz, relația devine Ec. (10.21):

$$d_r \le 45 \ mm$$
 Ec. (10.21)

Starea limită Siguranța Vieții (LS) este asociată cu deformația axială a sistemelor SSCD mai mare decât alungirea maximă permisă, corespunzătoare condiției de curgere a cablurilor pretensionate și pierderii capacității de re-centrare. Această limită ar putea fi impusă egală cu (Ec. (10.22)):

$$d_{SSCD} \leq 14,91 \, mm$$
 Ec. (10.22)

Este necesar să se sublinieze faptul că o astfel de limitare nu corespunde perfect atingerii unei stări limite de colaps "ultim", deoarece, din punct de vedere static, SSCD-urile sunt încă în măsură să asigure structurii o rezistență reziduală suficientă până la colaps. Problema constă în principal în pierderea capacității de re-centrare (rămâne o capacitate redusă de disipare). În plus, condiția LS nu este atinsă simultan de toate sistemele SSCD, cu pierderea ulterioară a eficacității doar în unele dintre acestea.

Șapte accelerograme au fost folosite pentru efectuarea IDA. IM considerată a fost scalată considerând diferiți SF pentru diferitele accelerograme până la 0,40g (Tabelul 10.15).

Seismic	$PGA_ma$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
0520ME	0,2591	0,193	0,386	0,579	0,772	0,965	1,158	1,35	1,54
0529ME	0,2672	0,187	0,374	0,561	0,749	0,936	1,123	1,31	1,49
SPC1	0,3127	0,160	0,320	0,480	0,640	0,799	0,959	1,11	1,27
SPC2	0,2508	0,199	0,399	0,598	0,797	0,997	1,196	1,39	1,59
SPC3	0,2855	0,175	0,350	0,525	0,701	0,876	1,051	1,22	1,40
SPC4	0,3374	0,148	0,296	0,445	0,593	0,741	0,889	1,03	1,18
SPC5	0,2507	0,199	0,399	0,598	0,798	0,997	1,197	1,39	1,59

Tabelul 10.15: Factori de scalare adoptați pentru diferitele accelerograme.

350   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

Fig. 10.29 și 10.30 reprezintă rezumatul rezultatelor IDA efectuate prin adoptarea celor 7 accelerograme diferite. Analizând rezultatele provenite din IDA, este evident că alungirea maximă a dispozitivelor disipative (*d*<sub>dmax</sub>) este puternic influențată de accelerogramele considerate: până la IM egală cu 0,15g, o comportare similară este vizibilă, în timp ce nivelurile crescute ale IM corespund unei diferențe crescute în rezultatele obținute. Considerații similare pot fi executate și pentru deplasarea relativă de nivel maximă (*d*<sub>rmax</sub>), legată de DL. Pentru a reduce parțial aceste efecte, au fost luate în considerare rezultatele medii ale celor șapte accelerograme, în conformitate cu prevederile D.M.14 / 01/2008. Valorile medii ale DM demonstreaza capacitatea structurii proiectate de a indeplini foarte bine cerințele impuse pentru DL pentru PGA pana la 0.30g, în timp ce în cazul LS, PGA maximă este în intervalul 0.25g (satisfăcută) si 0.30g (depașirea limitei LS).

Deplasările reziduale au fost, de asemenea, evaluate pentru a încerca eficacitatea modelului (Tabelul 10.16): deplasările reziduale au fost sub 2% din deplasările relative de nivel maxime, valoare care poate fi considerată admisibilă pentru a garanta capacitatea de re-centrare a sistemului. După cum se poate vedea din Fig. 10.30, nivelurile P1, P2 și P4 au manifestat o comportare similară pentru nivele crescute de PGA, în timp ce P3 este caracterizat printr-o deplasare mai mare. Limita de curgere a celor patru curbe este, mai mult sau mai puțin, aceeași și în intervalul [0,10g; 0,15 g], definind o comportare destul de regulată a clădirii.



Fig. 10.29: Rezultatele medii pentru 7 accelerograme: a) deplasarea maximă a SSCD (LS) și b) deplasarea relativă de nivel maximă (DL).





Fig. 10.30: Rezultatele IDA în termeni de deplasare a diferitelor niveluri vs. PGA (media a 7 accelerograme).

nivelul	d <sub>r</sub> [mm]	d <sub>rmax</sub> [mm]	d <sub>r</sub> [%]
P1	0,08	14,79	0,55
P2	0,09	5,03	1,89
P3	0,08	7,65	1,02
P4	0,16	7,90	2,07

Tabelul 10.16: Deplasările medii reziduale ale clădirii (PGA egală cu 0.25g).

Efectuarea verificărilor de siguranță pentru toate elementele structurale care alcătuiesc clădirea, în conformitate cu ceea ce este prevăzut în standardul actual și în corespondență cu PGA egală cu 0,25g pentru LS, a condus la mai multe modificări ale profilelor elementelor, în conformitate cu ce se prezintă pe scurt în Tabelul 10.17 cu secțiunile din oțel. Nu au fost necesare alte modificări pentru dimensiunile și armarea pereților din beton armat.

 Tabelul 10.17: Modificările necesare ale profilelor din oțel conform rezultatelor analizelor neliniare.

Elementul	Profil inițial	Modificare	e Motiv	
Grinzile din oțel ale etajelor curente	HEB280	HEA340	Încovoiere	
Grinzile din oțel de la acoperiș	HEB160	HEB180	Încovoiere	
Stâlpii	HEB220	HEB240	Flambaj	

## 10.4.4 Optimizarea soluției propuse

Rezultatele analizelor neliniare au arătat la nivel global că comportarea structurală a sistemului este influențată în principal de alungirea maximă a SSCD, caracterizând în mod direct obținerea LS, în timp ce deplasările relative de nivel, legate de satisfacerea stării DL, sunt de obicei cu mult sub limita impusă și nu reprezintă o limită pentru determinarea capacității efective a sistemului.

352   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

Modificarea SSCD poate fi apoi efectuată în scopul creșterii capacității structurale a clădirii pentru satisfacerea limitării LS pentru IM mai mare de 0,25g, acționând în mod direct asupra diferiților parametri. Au fost luate în considerare următoarele posibilități.

# 10.4.4.1 Cazul 1 – Creșterea lungimii SSCD

a)

Au fost introduse și încercate câteva modificări pentru schimbarea lungimii SSCD, adoptând în final un dispozitiv cu lungimea exterioară de 5,30 m și cabluri pretensionate cu lungimea de 5,10 m, spre deosebire de cea inițială egală cu 3,50 m (rezultată din încercările experimentale pe prototipul SSCD) (Fig. 10.31). Drept rezultat (Fig. 10.32), creșterea lungimii SSCD nu afectează în mod semnificativ comportarea structurii, deoarece PGA maximă admisă rămâne egală cu 0,25g. Aceasta se datorează în principal faptului că creșterea lungimii este legată de scăderea rigidității liniare (Fig. 10.31).



Fig. 10.31: Prima modificare (lungimea SSCD): curbele în formă de steag modificate pentru a) nivelurile P1, P2 și P3, b) P4.



Fig. 10.32: Rezultatele medii ale IDA pentru a) deplasarea maximă a SSCD (SV) și b) deplasarea relative de nivel (LD)

## 10.4.4.2 Cazul 2 – Creșterea diametrului cablurilor pretensionate

A doua posibilitate constă în modificarea diametrului cablurilor pretensionate, mărindu-le cu 4,0 mm; Lungimea totală a SSCD este, de asemenea, în acest caz,

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   353
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OŢEL

mărită față de cea inițială până la 5,30 m. Deoarece diametrul nu afectează acest parametru, deplasarea țintă LS rămâne egală cu 21,93 mm. Modificarea diametrului cablurilor influențează direct forțele de curgere și pe cele ultime, precum și rigiditatea ramurilor elastică și post-elastică ale curbei în formă de steag (Fig.10.33).

După cum se vede, cuplarea modificărilor lungimii SSCD și a diametrului cablurilor poate crește capacitatea structurală efectivă a sistemului, cu PGA maximă admisibilă egală cu 0,30 g, fără depășirea LS. Nu se observă modificări la DL.

Comparația dintre nivelurile 1 și 2 nu evidențiază diferențe semnificative pentru IM mai mică sau egală cu 0,15g: aceasta înseamnă că sub 0,15g influența cablului pretensionat nu este relevantă. Mărind PGA, influența cablurilor devine mai mare pe comportarea post-elastică a SSCD-urilor.



Fig. 10.33: A 2-a modificare (lungimea SSCD diametrul cablurilor): curbele în formă de steag pentru a) nivelurile P1, P2 și P3, b) P4.



Fig. 10.34: Rezultatele medii ale IDA pentru a) deplasarea maximă a SSCD (LS) și b) deplasarea relative de nivel (DL) – cazul 2.

### 10.4.4.3 Cazul 3 – Mărirea elementelor disipative - $\beta$ =0,50

a)

Capacitatea globală a structurii poate fi de asemenea mărită, crescând capacitatea disipativă a dispozitivelor SSCD. Pentru moment, coeficienții  $\beta$  care caracterizează curbele în formă de steag obținute sunt egali cu 0,18 pentru P1, P2 și P3 și 0,40 pentru P4.

354   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

În acest al treilea caz, pentru a evalua eficacitatea acelui parametru, se adoptă lungimea inițială a SSCD (3,50 m), mărind dimensiunea elementelor disipative până la atingerea lui  $\beta$ =0,50, fără modificarea celorlalte caracteristici (Fig.10.35). După cum reiese din Fig. 10.36, această soluție are o eficacitate relevantă, cu PGA maximă permisă la LS egală cu 0,35g și cu aproximativ 50% reducere a deplasării relative de nivel maxime. Deoarece rigiditatea SSCD nu este modificată, deplasările relative de nivel sunt reduse, în plus, dimensiunea redusă a dispozitivului permite costuri mai mici si o asamblare mai usoară.



Fig. 10.35: A 3-a modificare ( $\beta$ =0.50): curbele în formă de steag pentru nivelurile P1, P2 și P3.



Fig. 10.36: Rezultatele medii ale IDA pentru a) deplasarea maximă a SSCD (SV) și b) deplasarea relative de nivel (LD) – cazul 3.

#### 10.4.4.4 Cazul 4 – Mărirea elementelor disipative - $\beta$ =1,25

Creșterea coeficientului  $\beta$  la peste 0,90 conduce, conform rezultatelor încercărilor experimentale, la pierderea comportării tipice în formă de steag a elementelor disipative: după cum se poate vedea în Fig. 10.37, și de asemenea deplasările reziduale în acest caz sunt relevante. Cel mai evident rezultat al IDA este că mărirea secțiunii elementelor disipative reduce capacitatea globală a clădirii, cu PGA maximă admisă egală cu 0,30g (Fig.10.38): aceasta înseamnă că, peste o anumită

limită, creșterea mărimii elementelor disipative nu este utilă pentru a îmbunătăți performanța structurală a clădirii.

Dispozitivele SSCD din P4 ajung la alungirile mai mari (în toate celelalte cazuri considerate, dispozitivele SSCD P4 sunt cele mai puțin afectate de variația parametrilor): acest lucru este responsabil pentru scăderea capacității globale la LS. Acest aspect este evidențiat de curba de capacitate a diferitelor niveluri (Fig.10.39): în ciuda faptului că curba pentru P4 arată curgere la PGA egală cu 0.10g, curbele pentru celelalte trei niveluri prezintă o comportare mai mult sau mai puțin liniară. Aceasta înseamnă că clădirea atinge limita sa maximă la nivelul P4 cu celălalt SSCD din domeniul elastic.



Fig. 10.37: A 5-a modificare ( $\beta$ =1.25): curbele în formă de steag pentru nivelurile a) P1, P2 și P3, b) P4.



Fig. 10.38: Rezultatele medii ale IDA pentru a) deplasarea maximă a SSCD (SV) și b) deplasarea relative de nivel (LD) – cazul 5.





Fig. 10.39: Curbele de capacitate pentru diferitele niveluri – cazul 5.

Deplasările reziduale au fost evaluate în cele din urmă: pentru valorile  $\beta$  mai mari decât 1.0, SSCD pierde capacitatea de re-centrare, lăsând clădirea expusă deplasărilor reziduale. Valorile lor medii pentru PGA egală cu 0,30 g sunt rezumate în Tabelul 10.18.

nivelul	β=1.25		β=2.00			
#	d <sub>r</sub> [mm]	d <sub>rmax</sub> [mm]	d <sub>r</sub> [%]	d <sub>r</sub> [mm]	d <sub>rmax</sub>	d <sub>r</sub> [%]
P1	0,54	10,56	5,08	0,64	11,75	5,48
P2	0,40	1,54	25,85	0,76	1,61	47,26
P3	0,59	7,45	7,98	0,75	8,06	9,36
P4	0,24	6,93	3,41	0,37	9,53	3,87

Tabelul 10.18: Valorile reziduale medii ale structurii din oțel pentru PGA=0.30g.

Concluzii similare pot fi făcute în cazul coeficientului  $\beta$  egal cu 2.0, din nou cu creșterea dimensiunii elementelor disipative și pierderea comportării în formă de steag.

# 10.5 CONCLUZII

Sistemul SSCD propus a fost utilizat pentru proiectarea unei clădiri comerciale hibride beton armat-oțel. Procedura de proiectare, așa cum este prezentată pe larg, este iterativă și include atât analize liniare, cât și neliniare.

Prototipul "original" al sistemului, cu proprietăți mecanice și geometrice descrise în Braconi și alții, a permis proiectarea clădirii pentru acțiune seismică cu PGA maximă egală cu 0,25g, în conformitate cu cerințele standardelor actuale pentru DL și LS și oferind o bună capacitate de re-centrare, cu deplasări reziduale foarte limitate.

Modificarea parametrilor, cum ar fi lungimea dispozitivului, diametrul cablurilor și mărimea elementelor disipative ale SSCD, permite îmbunătățirea performanțelor structurale ale clădirii, așa cum s-a demonstrat pe larg.

Optimizarea sistemului poate fi realizată prin aplicarea unor investigații parametrice care vizează determinarea valorilor caracteristice ale sistemelor SSCD - în principal lungimea cablurilor pretensionate și a ariei transversale a elementelor disipative - care urmează a fi utilizate în raport cu cerințele efective ale clădirii.

Poziționarea orizontală a SSCD (ca legătură între pereții din beton armat și cadrele din oțel) permite controlul direct al comportării structurale a clădirii și posibilitatea de a optimiza deformata modală pentru a avea, cum ar fi cazul considerat, deplasări egale în corespondență cu toate nivelurile.

Comparația dintre rezultatele numerice ale analizelor și datele provenind din încercările experimentale demonstrează că simplificările adoptate în model (cum ar fi, de exemplu, neglijarea frecării și a elementelor disipative în determinarea rigidității echivalente) conduc la o eroare care influențează în principal cantitatea de energie disipată. Pe de altă parte, s-au descoperit diferențe foarte mici între analiză și încercările experimentale în ceea ce privește estimarea deplasărilor reziduale.

Limitarea cea mai semnificativă a sistemului SSCD este legată de capacitatea redusă de deplasare, capabil să susțină maximum 25 mm. Cantitatea de energie disipată este legată de deplasări și de forțele care acționează asupra dispozitivului: deplasarea poate fi mărită odată cu creșterea dimensiunii cablurilor pretensionate sau cu creșterea lungimii dispozitivului - ultima greu de aplicat. Capacitatea disipativă a SSCD poate fi mărită cu dimensiunile mai mari ale elementelor disipative, păstrând coeficientul  $\beta$  mai mic de 0,90.

În plus, este necesar să subliniem faptul că absența unor standarde specifice care determină parametrii necesari pentru caracterizarea dispozitivelor disipative nu permite compararea directă a comportării unui sistem "tradițional" cu cel al unei clădiri cu sistem de protecție disipativă. Dispozitivul SSCD propus a fost proiectat și verificat ținând cont atât de condiția statică, cât și de cea seismică, dar nu este clară determinarea efectivă a nivelurilor de performanță la IO, DL, LS și CP, precum și definiția factorului de comportare efectiv q, presupus în cazul de față egal cu 1,0.

## **10.6 DOMENIU DE APLICARE**

Dispozitivul cu Auto-Centrare din Oțel poate fi aplicat atât clădirilor existente, cât și clădirilor noi. Este special conceput pentru a fi încorporat în cadre din oțel sau beton.

# 10.7 PUBLICAȚII

## Publicații în reviste internaționale

- 1. Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test.* In: Proceedings of the 15<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- 2. Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
- F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, Seismic retrofit of an industrial structure through an innovative self-centering hysteretic device: modelling, analysis, optimization, Proceedings of the VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS Congress 2016, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.

358   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV CU AUTO-CENTRARE DIN OȚEL

4. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers*. Under preparation

#### **10.8 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE**

- [1] Alderighi E, Bayo E, Bianco L, Braconi A, Coscetti C, Dall'Asta A, Filippuzzi P, Fulop L, Gracia J, Hoffmeister Hradil PB, Karamanos S, Leoni G, Mallardo R, Moller S, Osta A, Salvatore W, Tsintzos P, Varelis G, Vasilikis D (2010) *PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*. RFSR-CT-2007-00038 project. Final report, European Commission, Brussels.
- [2] Banushi G. Un modello semianalitico del comportamento meccanico di un dissipatore autocentrante per la protezione sismica delle strutture, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2010.
- [3] Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test. In: Proceedings of the 15<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- [4] Braconi A., Morelli F., Salvatore W. Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
- [5] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B, Uang C-M (2002a) *Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames*. ASCE J Struct Eng 128(9):1111–1120.
- [6] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B (2002b) Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems. Earthq Eng Struct Dyn 31(5):1131–1150.
- [7] Christopoulos C, Filiatrault A (2006) *Principles of supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia.
- [8] Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M (2008a) Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation. J Struct Eng 134(1): 96–107.
- [9] Christopoulos C, Choi H, Eronchko J (2008b) Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy dissipative braces, buckling restrained braces and moment resisting frames.
- [10] Cormack LG (1988) The design and construction of the major bridges on the mangaweka rail deviation. Transaction of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, vol 15. I/CE, pp 16–23.
- [11] Desroches R, Smith B (2004) Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations. J Earthq Eng 8 (3):1–15.
- [12] EN1998-1:2005 *Eurocode 8 –Design of structures for earthquake resistance, Part 1:* General Rules, seismic action and rules for buildings.
- [13] Filiatrault A, Tremblay R, Kar R (2000) *Performance evaluation of friction spring seismic damper*. ASCE J Struct Eng 126:491–499.
- [14] NTC (2008) Norme tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).
- [15] Priestley MJN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-storey precast concrete test building. PCI J 44(6):42–47.
- [16]Uang C.M., Bertero V.V. (1990) *Evaluation of seismic energy in structures*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 19 (2), 77-90.
- [17] Vamvatsikos D., Cornell C.A. *Incremental dynamic analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491-514, 2002-.
## 11 DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

### 11.1 INTRODUCERE

În cadrul unui proiect comun de cercetare "REDUCEREA RISCURILOR ÎN CAZ DE CUTREMURE ȘI ALUNECĂRI DE TEREN" (acronimul LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) al celui de-al șaselea Program cadru European de Cercetare, s-au dezvoltat și încercat dispozitivele Histeretice TRiunghiulare din Oțel (TRSH) ca și elemente disipative complementare în sisteme de izolare a bazei, cu privire la aplicabilitatea lor [1, 2]. Activitățile de cercetare au aparținut subproiectului 6 "Dezvoltarea și fabricarea dispozitivelor de disipare a energiei și a izolatoarelor seismice".

Raportul actual prezintă rezultatele investigațiilor privind performanța seismică a dispozitivelor TRSH și propune o procedură de proiectare a clădirilor din oțel și compuse, în care dispozitivul TRSH este utilizat în sistemele histeretice contravântuite.

### 11.2 DESCRIEREA SISTEMULUI CONTRAVÂNTUIT HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL

Dispozitivele histeretice din oțel (SHD) reprezintă o soluție eficientă pentru creșterea capacității structurilor de a disipa energia seismică. Dintre dispozitivele SHD, dispozitivul Histeretic TRiunghiular din Oțel (TRSH) (vezi Fig. 11.1) este un element eficient pentru implementarea într-un sistem structural contravântuit, de exemplu:

- curbura de încovoiere produsă de o forță transversală aplicată la capătul plăcii triunghiulare este uniformă peste întreaga înălțime a plăcii (vezi Fig. 11.2);
- poate suferi deformații inelastice mari fără concentrații ale curburii (vezi Fig. 11.2).



Fig. 11.1: Element TRSH cu cap în formă de semi-lună [1]

360   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Fig. 11.3 ilustrează două configurații posibile ale sistemului TRSH: un singur element (stânga) sau în serie (dreapta) cu o îmbinare de cuplare a grupului.



Fig. 11.2: Parametrii geometrici și comportarea mecanică a unui element TRSH [1]



Fig. 11.3: Element TRSH: a) unul singur, b) legați în serie [1]



Fig. 11.4: Principiul de funcționare și cinematica calitativă a unui sistem contravântuit cu TRSH

Principiul de funcționare al unui sistem contravântuit care implementează dispozitive TRSH și cinematica calitativă a acestora sunt reprezentate în Fig. 11.4. O posibilă dispunere a îmbinărilor contravântuirilor cu o grindă cu ajutorul unui TRSH este prezentată în Fig. 11.5 și Fig. 11.6. Plăcile triunghiulare disipă energia seismică de

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   361
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

la componentele orizontale ale acțiunii seismice, în timp ce transmiterea componentelor verticale contravântuirilor este încredințată unui ghidaj glisant.



-

Fig. 11.5: Elementele principale ale unui sistem contravântuit TRSH – vedere laterală.



Fig. 11.6: Elementele principale ale unui sistem contravântuit TRSH - secțiune

362   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Primele investigații numerice și experimentale legate de răspunsul seismic al structurilor care implementează dispozitive TRSH datează din anii '90 [3-8]. Conform acestor studii, rigiditatea laterală elastică  $k_{el,t}$ , curbura elastică  $\chi_{el,t}$  (constantă), forța de curgere  $F_{y,t}$ , rezistența ultimă  $F_{u,t}$  și deplasarea de curgere  $\Delta_{y,t}$  a unui dispozitiv TRSH pot fi calculate după cum urmează [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3}$$
 Ec. (11.1)

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3}$$
 Ec. (11.2)

$$F_{y,t} = \frac{nsyst}{6h}$$
 Ec. (11.3)

$$F_{u,t} = \frac{hoybt}{4h}$$
Ec. (11.4)

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{K_{el,t}} = \frac{\sigma_y h^2}{Et}$$
 Ec. (11.5)

unde *b*, *h*, şi *t* sunt parametrii geometrici reprezentați în Fig. 11.2, *n*, *E*, şi  $\sigma_y$  reprezintă numărul, modulul de elasticitate şi efortul de curgere al TRSH din oțel. S-ar putea demonstra că rigiditatea laterală elastică totală  $k_{el,T+B}$  a unui sistem contravântuit care implementează dispozitivul TRSH este:

$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}}$$
 Ec. (11.6)

unde  $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b)\cos^2 \alpha$  este rigiditatea laterală a contravântuirilor fără elementele disipative.

#### **11.3 MODELUL ANALITIC**

#### 11.3.1 Aproximarea biliniară a curbei forță-deplasare

În scopuri de proiectare, curbele forță-deplasare sunt de obicei aproximate printr-o buclă histeretică bilineară cu o rigiditate inițială  $k_1$ , o rigiditate post-curgere  $k_2$  și o forță de curgere  $F_y$ . Metoda adoptată în continuare pentru aproximarea bilineară a curbei histeretice este prezentată în Fig. 11.7.



Fig. 11.7: Aproximarea biliniară a curbei histeretice

Curba A'B'CABC'A' nu este simetrică față de centrul 0, și coordonatele nodurilor A și A' sunt deplasările maxime  $\pm s_u$  și forța maximă  $\pm F_u$ .

Rigiditatea iniţială  $K_1$  este aproximată prin panta liniilor paralele AB şi A'B' unde B şi B' sunt intersecţiile curbei cu axa x.

Rigiditățile de curgere  $K_2^+$  și  $K_2^-$  sunt approximate prin panta liniilor AC și A'C' unde CC' este linia prin 0 cu pantă  $K_1$ .

Coordonatele punctului C ( $s_y$ ,  $F_y$ ) sunt deplasarea și forța de curgere pentru aproximarea curbei histeretice.

Parametrii curbei biliniare se schimbă rapid cu amplitudinea deformaţiei maxime la deformaţii mici, dar mai lent la deformaţii mai mari. În practică, aceste modificări ale parametrilor nu introduc erori mari răspunsului seismic pe baza buclelor bilineare, deoarece răspunsurile seismice prezintă deformaţii relativ mari, cu parametri care variază lent.

Cu valori fixe ale  $K_1$ ,  $K_2$  și  $F_y$ , buclele bilineare sunt concentrate pe o curbă cu două pante, cu un punct de pornire fix.

Adesea, comportarea bilineară este simplificată prin intermediul unei rigidități echivalente  $k_{\text{eff}}$  și a unei amortizări echivalente  $\xi_{\text{eff}}$  după cum urmează:

$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2$$
 Ec. (11.7)

$$\xi_{eff} = \frac{4F_y \left( s_u - \frac{F_y}{k_1 - k_2} \right)}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot s_u^2}$$
 Ec. (11.8)

364   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)	

#### 11.3.2 "Metoda Factorului de Scalare"

Răspunsul oricărui amortizor metalic este funcție de geometria sa și a caracteristicilor mecanice ale metalului din care este fabricat. În acest sens, "Metoda Factorului de Scalare" (SFM) se bazează pe ipoteza că răspunsul forță-deplasare a Dispozitivelor Histeretice din Oțel (SHD) poate fi obținut prin scalarea curbei efort-deformație ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) (Fig. 11.8) a oțelului utilizat prin intermediul unor "factori de scalare" corespunzători.



Fig. 11.8: Curbele scalate efort-deformație (stânga) și curbele corespunzătoare forță-deplasare ale unui dispozitiv TRSH fabricat din oțel moale laminat la cald (dreapta)

Stabilirea următoarelor variabile:

- s deplasarea dispozitivului
- F forța de amortizare a dispozitivului
- ε deformaţia oţelului
- $\sigma$  efortul normal al oțelului (presupus constant pe secțiunea transversală).

Se pot scrie următoarele "ecuații de scalare":

$$s = \delta \cdot \varepsilon$$
 Ec. (11.9)

$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2)$$
 Ec. (11.10)

unde, pentru dispozitivul TRSH reprezentat în Fig. 11.9, factorul de forță  $\varphi$ , factorul de deplasare  $\delta$ , și factorul de corecție (deplasări mari)  $\alpha$  sunt:

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h}$$
 Ec. (11.11)

$$\alpha = \frac{2}{(h+c)^2}$$
 Ec. (11.13)





Fig. 11.9: Parametrii geometrici ai unui element TRSH [9]

Având în vedere rezultatele unei încercări de tracțiune pe o probă din oțel a TRSH (de exemplu, Tabelul 11.1), rigiditatea elastică  $k_1$  și cea post-curgere  $k_2$  pot fi calculate prin aplicarea "metodei factorului de scalare":

$$k_1 = \frac{\varphi}{\delta} E_1$$
 Ec. (11.14)

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)$$
 Ec. (11.15)

Aceste formule pot fi găsite după cum urmează:

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta} \\ k_2 &= \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - \frac{s_y}{s_u})} \\ &= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u})} \cdot \frac{\left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)}{\left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \frac{\varepsilon_y^2}{\varepsilon_u^2})} \\ &\cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \end{aligned}$$

unde:  $E_1 = \sigma_y / \varepsilon_y$ ,  $E_2 = \sigma_u - \sigma_y / \varepsilon_u - \varepsilon_y$ , şi  $\varepsilon_y^2 / \varepsilon_u^2 \cong 0$ .

Tabelu	l 11.1: Param	etrii SFM pei	ntru dis	pozitivul	TRSH fat	oricat d	in oţel	moale
			σ					

ε <sub>u</sub> [-]	$arepsilon_{\mathcal{Y}}$ [-]	σ <sub>y</sub> [N/mm²]	<i>E</i> <sub>1</sub> [N/mm²]	<i>E</i> <sub>2</sub> [N/mm²]
0,01	0,0036	270	70000	12200
0,02	0,0055	370	70000	2560
0,03	0,0059	406	70000	1220
0,04	0,0061	424	70000	758
0,05	0,0063	442	70000	534
0,06	0,0065	452	70000	479
0,07	0,0066	458	70000	465

366   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Metoda factorului de scalare include 4 inexactități principale:

- Deviația proprietăților materiale reale relevante (adică rezistența la curgere, deformațiile elastică și cea plastică) a dispozitivului TRSH care urmează să fie proiectat și prototipul de la care derivă valorile relevante de proiectare (a se vedea Tabelul 11.1);
- 2. Rigiditatea elastică este puternic influențată de rigiditatea aplicării forței de fixare. Poate să apară o abatere de aprox. 50%,
- 3. Datorită schimbării treptate a secțiunii transversale la deformații mari, consolidarea dispozitivului TRSH poate crește,
- 4. Alte efecte secundare ar putea influența histereza.

Strict vorbind, metoda factorului de scalare duce la o predicție fiabilă a comportării elastic-plastice, dacă elementele TRSH sunt fabricate din oțel din același lot de material ca elementul prototip, din care rezultă datele din Tabelul 11.1.

### 11.3.3 Exemplu de proiectare

Se consideră elementul TRSH reprezentat în Fig. 11.10 cu parametrii geometrici relevanți raportați în Tabelul 11.2.





Tabelul 11.2: Parametrii geometrici ai elementului TRSH considerat

h	b	с	t
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
190	70	70	35

Se presupune o deformație maximă  $\varepsilon_u$  = 0,04, deplasările corespunzătoare *s* ale dispozitivului TRSH pot fi calculate ca:

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \varepsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0.04 = 35.7 \ [mm]$$

și forța de curgere  $F_y$ , forța de amortizare F, rigiditatea elastică  $k_1$  și cea postelastică  $k_2$  relevante sunt:

$$F_{y} = \frac{b \cdot t^{2}}{4 \cdot h} \cdot \sigma_{y} = \frac{70 \cdot 35^{2}}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47,8 \ [kN]$$

$$F = \frac{b \cdot t^{2}}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^{2}} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^{2}}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^{2}} \cdot 35,7^{2}\right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 49,6 \ [kN]$$

$$k_1 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_1 = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 50^2)} \cdot 70000 = 8227,1 [N/mm]$$

$$k_{2} = \frac{b \cdot t^{3}}{4 \cdot h \cdot (h^{2} - c^{2})} \cdot E_{2} + \frac{2}{(h + c)^{2}} \cdot F_{y} \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y}}{\varepsilon_{u}}\right)$$
  
$$= \frac{70 \cdot 35^{3}}{4 \cdot 190 \cdot (190^{2} - 70^{2})} \cdot 758 + \frac{2}{(190 + 70)^{2}} \cdot 47800 \cdot 35,7 \cdot \left(1 + \frac{0,0061}{0,04}\right)$$
  
$$= 107,6 [N/mm]$$

#### 11.4 ÎNCERCĂRILE EXPERIMENTALE

În cadrul proiectului European de cercetare LESSLOSS [1], s-a desfășurat o campanie experimentală extinsă privind dispozitivele TRSH. Fiabilitatea lor pentru aplicațiile structurale a fost într-adevăr evaluată atât în încercările în control de deplasare, cât și în cele cu masa vibrantă.

### 11.4.1 Încercările în control de deplasare

Pentru a investiga răspunsul real al dispozitivelor TRSH, au fost încercate două prototipuri geometrice diferite de TRSH și diferite calități de oțel. Parametrii lor de proiectare sunt prezentați în Tabelul 11.3. Ambele dispozitive TRSH au fost încercate cu eșantioane cu cap în formă de semi-lună și cu un reazem simplu pentru măsurarea comportării fără efectul defavorabil al frecării (vezi Fig. 11.11 și Fig. 11.12).

Tabelul 11.3: Parametrii geometrici ai prototipelor TRSH încercate

TF	RSH	h	b	С	t	ID oţel
	#	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	#
	7	250	70	50	40	S355J2 (1.0570),
	13	190	100	50	14	X2CrNiMoN22-5-3 (1.4462)

368 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)





TR-Damper 190x 100x 14



Desen tehnic al TRSH nr. 13 (stânga) și nr. 7 (dreapta)



b) specimenul experimental TRSH

Fig. 11.11 a)-b): Specimenul experimental cu cap în formă de semi-lună [9]



Fig. 11.12 a) -b): Specimen experimental cu reazem simplu [9]

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   369
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Încercările de caracterizare pe fiecare prototip TRSH au fost efectuate la Universitatea der Bundeswehr din München.

Fig. 11.13 reprezintă echipamentul de încercare: partea superioară a elementului TRSH este fixată, în timp ce la partea inferioară are un reazem simplu și un actuator aplică mișcarea orizontală. Capul reazemului simplu al capului în formă de semilună al elementului TRSH se rotește în ghidajul liniar special glisant mobil. Actuatorul orizontal aplică deplasarea dorită pe ghidajul glisant cu o formă de undă sinusoidală. Prototipurile TRSH au fost încercate atât în condiții statice, cât și dinamice. Curbele forță-deplasare au fost înregistrate. În plus, o cameră termică a înregistrat secvența de temperatură în timpul încercărilor dinamice.



Fig. 11.13: Montajul experimental[9]

Fig. 11.14 prezintă buclele histeretice obținute pentru încercarea dinamică a elementului TRSH 7 - oțel 1.0570 (respectiv S355J2).



Fig. 11.14: Încercarea dinamică a TRSH nr. 7 - 1.0570 (deplasare maximă 60mm) [10]

370   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Fig. 11.15 prezintă buclele histeretice obținute pentru încercarea dinamică a elementului TRSH 7 - oțel 1.4301 (respectiv X5CrNI18-10).



Fig. 11.15: Încercarea dinamică a TRSH nr. 7 – 1.4301 (deplasare maximă 60mm) [10] Fig. 11.16 și Fig. 11.17 prezintă curbele histeretice ale încercării dinamice pe elementul TRSH 13 - oțel 1.0570 (resp. S355J2).



Fig. 11.16: Încercarea dinamică a TRSH 190 - 1.0570 (deplasare maximă 20-70mm) [10]



Fig. 11.17: Încercarea dinamică a TRSH 190 – 1.0570 (deplasare maximă 70mm) [10]

Fig. 11.18 prezintă curbele histeretice ale încercării dinamice pe elementul TRSH 190 - oțel 1.4301.



Fig. 11.18: Încercarea dinamică a TRSH 190 - 1.4301 (deplasare maximă 70mm) [10]

Rezultatele încercărilor, în termeni de rigiditate elastică  $k_1$  și post-elastică  $k_2$ , forță  $F_y$  și deplasare  $s_y$  de curgere și forță  $F_u$  și deplasare  $s_u$  ultime, sunt prezentate în Tabelul 11.4 pentru fiecare prototip TRSH.

372   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Characteristic data		Elements 1.0570		Elements 1.4462		Elements 1.4301		
		TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	
K <sub>1</sub>	[N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00	
K <sub>2</sub>	[N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00	
Fy	[N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00	
sy	[mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00	
Fu	[N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00	
Su	[mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00	

Tabelul 11.4: Rezultatele încercărilor pentru fiecare prototip TRSH [10]

### Comparație cu Metoda Factorului de Scalare

Fig. 11.19 prezintă două comparații între rezultatele experimentale și predicția modelului din metoda factorului de scalare pentru TRSH nr. 7 și TRSH nr. 13.



a) TRSH 7 cu cap în formă de semi-lună b) TRSH 13 cu cap în formă de semi-lună Fig. 11.19 a)-b): Comparația între rezultatele experimentale și predicția modelului pentru dispozitivul TRSH din oțel S355J2

Curbele experimentale înregistrate din încercările în control de deplasare pe dispozitivele TRSH arată pentru elementul TRSH 7 o potrivire bună cu cele estimate prin Metoda Factorului de Scalare, în timp ce pentru TRSH 13 mai zvelt, potrivirea este destul de slabă din motivele menționate în Secțiunea 1.3.2.

Comparațiile curbelor experimentale pentru alte materiale nu duc la o potrivire cu SFM pe baza valorilor date în Tabelul 11.1. Trebuie obținute alte valori.

### 11.4.2 Încercările cu masa vibrantă

În cadrul proiectului LESSLOSS [1], s-au efectuat încercări cu masa vibrantă pe un sistem SGLD alcătuit dintr-o placă masivă care implementează un sistem de izolare la bază cu glisare, cu elemente TRSH care acționează în paralel cu acesta [9]. Montajul experimental este prezentat în Fig. 11.20 și cuprinde:

- un cadru din oţel (Fig. 11.21);

- 4 reazeme glisante plate PTFE (Fig. 11.22);
- 1 până la 3 elemente histeretice TRSH (Fig. 11.23)
- un planșeu modular (de la 12,2 până la 16,4 tone).

Dispozitive si sisteme inovative antiseism	ice   373
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL	(TRSH)

Inelul de încercare este echipat cu patru ghidaje care împiedică mișcarea într-o singură direcție, precum și alte accesorii de siguranță.



Fig. 11.20: Montajul experimental pentru încercările cu masa vibrantă



Fig. 11.21: Detaliu al cadrului metalic cu elementul TRSH și sistemul său de ancoraj

374 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)



Fig. 11.22: Detaliu al reazemului glisant plat PTFE



Fig. 11.23: Îmcercări pe trei elemente TRSH

Trei prototipuri TRSH au fost încercate: TR(7) și TR(13) din S355J2. Pentru fiecare tip de configurație de izolare, a fost aplicată următoarea procedură de încercare:

- pentru a determina rigiditatea elastică a dispozitivului TRSH, a fost inițial efectuată o încercare sinusoidală;
- sistemul de izolare a fost apoi supus unei acţiuni seismice în creştere progresivă (de exemplu, Fig. 11.24) pentru a obţine deplasări în timp cu diferite rapoarte de ductilitate (de la 1 la 13).



Fig. 11.24: Deplasarea în timp pentru elementul TR(7) acționat de o intrare seismică sintetică

Încercările cu masa vibrantă au demonstrat că dispozitivele TRSH, chiar și atunci când sunt supuse unor intrări seismice puternice (care generează rapoarte de ductilitate ridicate de până la 13), prezintă o comportare stabilă și repetabilă fără cedare structurală sau deviații semnificative ale rigidității post-curgere.

### 11.4.3 Concluzii finale

Robustețea dispozitivelor TRSH ca sursă potențială de amortizare structurală histeretică a fost dovedită atât în încercările în control de deplasare, cât și în cele cu masa vibrantă. Chiar și atunci când au fost supuse deplasărilor de vârf mari (rapoartele de ductilitate până la 13), dispozitivul TRSH a prezentat o comportare disipativă stabilă și repetabilă.

SFM poate fi un instrument fiabil pentru a proiecta elemente TRSH cu alte geometrii decât prototipul încercat, dacă proprietățile materialelor și comportarea de prindere sunt foarte asemănătoare. Trebuie să se țină cont de faptul că SFM oferă numai valori reprezentative și nu oferă caracteristici de margine superioare și inferioare ale dispozitivului, nici toleranțe care sunt necesare conform EN 15129 [13] pentru o aplicare fiabilă în cadrul structurilor. Înainte de implementarea într-o structură, sunt recomandate încercări suplimentare conform specificațiilor din EN 15129 [13].

### 11.5 RECOMANDĂRI DE PROIECTARE

### 11.5.1 Generalități

Metodologia de proiectare descrisă în continuare, se bazează pe prevederile din EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] și EN 15129 [13]. Unele clauze din EN 1998-1-1 au fost rearanjate corespunzător pentru a acoperi utilizarea elementelor TRSH de prevederile obișnuite ale Codului și în comparație cu prevederile din EN 15129 [13].

376   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Există două abordări diferite pentru predimensionarea unei structuri cu dispozitive TRSH:

- Analiza modală cu spectre de răspuns luând în considerare rigiditatea elastică k1 a dispozitivelor TRSH și a unui factor q adecvat
- 2. Analiza modală cu spectre de răspuns luând în considerare rigiditatea echivalentă  $k_{\text{eff}}$  a dispozitivelor TRSH cu factor *q* corespunzător.

În cele ce urmează este prezentată proiectarea structurală luând în considerare prima abordare.

#### 11.5.2 Predimensionarea

Presupunând că încărcărle gravitaționale din combinația la Starea Limită Ultimă (SLU)  $(1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q)$  sunt preluate de cadrul principal (grinzi și stâlpi), la fiecare nivel al clădirii, sistemul de contravântuire cu TRSH este predimensionat pentru a prelua singur încărcarea seismică laterală totală. În acest sens, conform EN 1998-1 (§ 4.3.3.2.2 și 4.3.3.2.3), o aproximare brută a încărcării seismice laterale (forța de inerție) care acționează la nivelul etajului *I, F*i, poate fi obținută după cum urmează:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$
 Ec. (11.16)

unde:

$$\begin{split} F_b &= S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda & \text{forţa tăietoare de bază seismică;} \\ S_a(T_1) &= (\frac{1}{q}) \cdot S_{ae}(T_1) & \text{spectrul inelastic;} \\ S_{ae}(T_1) & \text{spectrul elastic de referinţă;} \\ q &= 3.0 & \text{factorul de comportare adoptat;} \\ T_1 &= C_t \cdot H^{3/4} & \text{perioada fundamentală a clădirii.} \end{split}$$

Odată ce se cunosc forțele de inerție  $F_i$ , poate fi calculată forța de forfecare care acționează la baza stâlpilor la nivelul fiecărui etaj  $F_{b,i}$  (suma forțelor de inerție la nivelele superioare ale etajelor), iar dispozitivul TRSH trebuie să fie proiectat pentru a îndeplini următoarea verificare:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$
 Ec. (11.17)

Unde  $F_{\text{Rd},t,i}$  este capacitatea dispozitivului TRSH ( $F_{y,t,i}$  fiind forța de curgere și  $n_i$  numărul de elemente triunghiulare care compun dispozitivul).  $\gamma_x$ =1,2 este factorul de fiabilitate și  $\gamma_b$ =1,1 este factorul parțial pentru dispozitiv conform EN 15129 [13]. În cazul cadrului cu contravântuiri în V, trebuie remarcat faptul că ambele diagonale, întinsă și comprimată, trebuie luate în considerare, iar secțiunile transversale ale elementelor ar trebui alese pentru a îndeplini următoarele verificări:

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   377
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

$$N_{Ed,b,i} = \frac{F_{b,i} \cdot cos\alpha}{2} \le 0.5 \cdot N_{Rd,b,i}$$
 Ec. (11.18)

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \le 2.0$$
 Ec. (11.19)

unde  $N_{\text{Ed,b,i}}$  este efectul acțiunii axiale;  $N_{\text{Rd,b,i}}$ , Ncr,b,i sunt forța capabilă axială de proiectare și forța critică de flambaj a elementelor de contravântuire;  $\lambda_{b,i}$  este zveltețea adimensională a acestora (2.0 este limita pentru sistemele de contravântuire în V conform EN 1993-1 [11]).

#### 11.5.3 Proiectarea folosind analiza elastică liniară

#### Analiza modală cu spectre de răspuns

În stadiul actual al cunoașterii, o clădire cu sistem de contravântuire cuTRSH poate fi simulată cu elemente liniar-elastice cu rigiditate laterală calculată conform formulei din secțiunea 1.2.

Atât elementele structurale disipative cât și cele nedisipative se verifică din combinația de încărcări seismică ( $G_1 + G_2 + \psi Q + E$ ). În acest sens, metoda convențională de calcul a eforturilor interioare datorate acțiunii seismice (*E*) este Analiza modală cu spectre de răspuns, unde numărul modurilor de vibrație considerate în fiecare direcție este astfel încât suma maselor modale efective să fie cel puțin egală cu 85% din masa totală și nu există moduri cu mase > 5%. Spectrul de proiectare este definit cu un factor de comportare maxim egal *q* = 3,0, confirmat prin analize statice neliniare (Pushover).

#### Limitarea deplasărilor relative de nivel

Limitarea deplasărilor relative de nivel asigură protecția elementelor nestructurale la acțiunea seismică și constituie un criteriu de bază pentru proiectarea dispozitivelor TRSH. Oferă o estimare a deteriorărilor pentru diferite niveluri de performanță și definește distribuția rigidității în cadrul structurii și, eventual, mărimea și tipul secțiunilor transversale aplicate pe sistem.

Presupunând că clădirea are elemente nestructurale ductile, trebuie îndeplinită următoarea verificare relevantă a deplasării relative de nivel maxime  $d_r$ :

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h$$
 Ec. (11.20)

unde v = 0.5 este un factor de reducere al deplasărilor de proiectare datorită clasei de importanță a clădirii (clădiri obișnuite) și h este înălțimea de nivel.

În analiza liniară deplasările determinate de acțiunea seismică de proiectare  $d_s$  se calculează pe baza deformațiilor elastice  $d_e$  ale sistemului structural prin expresia:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \text{Ec. (11.21)}$$

În cazul în care rapoartele de capacitate ale elementelor disipative ( $\Omega$ ) sunt scăzute, calculul deplasării relative de nivel de proiectare pe baza  $d_s$  este conservator și deci un factor de reducere ( $q_{\Omega}$ ) egal cu raportul de capacitate al dispozitivelor poate fi utilizat după cum urmează:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \qquad \qquad \text{Ec. (11.22)}$$

Deplasarea relativă de nivel de proiectare  $d_r$  este definită ca diferența dintre deplasările laterale medii de la partea superioară și inferioară a nivelului considerat. În funcție de tipul elementelor nestructurale (materiale fragile, ductile sau nefixate) și de clasa de importanță a clădirii, deplasarea relativă de nivel de proiectare  $d_r$  este comparată cu valorile corespunzătoare ale Codului. Proiectarea optimă este realizată atunci când deplasările relative de nivel maxime ale structurii sunt apropiate de valorile limită. Deoarece deplasările orizontale sunt înmulțite cu factorul de comportare, limitarea deplasărilor relative de nivel nu depinde de acesta.

#### Efectele de ordinal doi

Posibila influență a efectelor de ordinul doi va fi controlată prin limitarea coeficientului de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel  $\theta$  sub valorile limită ale Codului. Coeficientul  $\theta$  este calculat ca:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Ec. (11.23)

unde  $P_{tot}$  este încărcarea gravitațională totală la și deasupra nivelului considerat,  $V_{tot}$  este forța tăietoare seismică a nivelului,  $d_r$  este deplasarea relativă de nivel, iar  $h_{nivel}$  este înălțimea de nivel.

În mod alternativ, coeficientul de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel  $\theta$  poate fi calculat mai precis printr-o analiză liniară de flambaj prin factorul  $\alpha_{cr}$ , factorul prin care încărcarea de proiectare ar trebui să fie mărită pentru a provoca instabilitate elastică globală. Analiza se efectuează cu încărcări gravitaționale constante în combinația seismică (1,0·G + 0,3· $\phi$ ·Q) și produce modurile de flambaj. Sunt alese modurile care mișcă clădirea la direcțiile x și y și valorile corespunzătoare  $\alpha_{cr}$  sunt calculate după cum urmează:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Ec. (11.24)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   379
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

unde  $F_{cr}$  este încărcarea critică elastică de flambaj pentru modul de instabilitate globală pe baza rigidităților elastice inițiale, iar  $F_{Ed}$  este încărcarea de proiectare pentru combinația seismică.

Pentru a ține seama de deplasările inelastice ale clădirii,  $\alpha_{cr}$  se împarte cu factorul q. Valorile lui  $\theta$  în acest caz sunt:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Ec. (11.25)

Prevederile relevante EC3 [11] prevăd că, pentru clădiri, coeficientul de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel să fie limitat la  $\theta \le 0,1$ , dacă se ignoră efectele de ordinul doi. Dacă 0.1 < $\theta$  <0.2, efectele de ordinul doi pot fi luate în considerare aproximativ prin înmulțirea efectelor relevante ale acțiunii seismice cu un factor egal cu 1/(1- $\theta$ ). Dacă 0.2 < $\theta$  <0.3 se aplică o analiză mai exactă de ordinul doi. În orice caz,  $\theta$  <0,3.

Elementele disipative (dispozitivele TRSH)

La nivelul fiecărui etaj i se verifică ca acțiunea seismică  $F_{Ed,i}$ , cu luarea în considerare a lui  $\gamma_k$  ca factor de fiabilitate și  $\gamma_b$  ca factor parțial al dispozitivului pe dispozitivul de amortizare TRSH, să nu depășească rezistența sa de proiectare  $F_{Rd,t,i}$  (a se vedea EN 15129, secțiunea 4.1.2):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i}$$
 Ec. (11.26)

Mai mult decât atât, pentru a obține o comportare disipativă uniformă la nivelul fiecărui etaj, trebuie verificat ca raportul maxim de suprarezistență  $\Omega$  al elementelor TRSH pe întreaga structură să nu difere față de valoarea minimă  $\Omega$  cu mai mult de de 25%. În această verificare este esențial să se țină seama de proprietățile de proiectare superioare și inferioare date de producătorul TRSH:

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \le 1.25 \qquad \qquad \text{Ec. (11.27)}$$

unde  $\Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i})/F_{Ed,i}$ 

Mai exact  $F_{y,t,i}$  trebuie să fie în acord cu proprietățile de proiectare inferioare și superioare ale dispozitivelor TRSH furnizate de producător. Prin urmare, pentru ambele ecuații de mai sus trebuie să se țină cont de valorile de proiectare și de valorile reprezentative.

380   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Verificarea elementelor nedisipative: contravântuiri, grinzi și stâlpi.

Pentru a se asigura că plasticizarea are loc numai în elementele TRSH, elementele structurale nedisipative (grinzi, stâlpi și contravântuiri) trebuie să fie proiectate pe bază de capacitate pentru valori mărite ale forțelor interioare în comparație cu cele rezultate din analizele cu cea mai nefavorabilă combinație seismică:

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$
Ec. (11.28)

unde:

- $N_{Rd}$  ( $M_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$ ) este capacitatea axială (de încovoiere sau de forfecare) de proiectare a elementului structural;
- N<sub>Ed,G</sub> (M<sub>Ed,G</sub>, V<sub>Ed,G</sub>) este forţa axială (momentul încovoietor sau forţa tăietoare) care acţionează asupra elementului structural datorată acţiunilor ne-seismice;
- $N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  este forța axială (momentul încovoietor sau forța tăietoare) care acționează asupra elementului structural datorată acțiunii seismice de proiectare;
- $\gamma_{ov}$  este factorul de suprarezistență ( $\gamma_{ov} = 1,25$  pentru oțel S355);
- $\Omega = \min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$  dintre toate diagonalele.

### 11.5.4 Proiectarea folosind analiza neliniară (Pushover)

Modelul structural utilizat pentru analiza elastică trebuie extins astfel încât să includă răspunsul elementelor structurale dincolo de starea elastică și să estimeze mecanismele plastice estimate și repartiția daunelor. Elementele tip grindă cu comportare bilineară în direcție orizontală de forfecare sunt utilizate pentru a modela dispozitivele TRSH, în timp ce elemente liniare sunt utilizate pentru alte elemente structurale. Proprietățile mecanice ale elementelor TRSH se calculează în conformitate cu modelele analitice descrise în secțiunea 1.3.1. Deoarece se efectuează o analiză cvasi-statică, histereza elementelor TRSH poate fi neglijată în diagrama de comportare (Fig. 11.25). Dimpotrivă, se ia în considerare cedarea elementului datorată depășirii deplasării ultime.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice | 381 DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)





### 11.6 STUDIU DE CAZ PE CADRU 2D

Ecuațiile, proprietățile elementelor, recomandările de proiectare, verificările critice și factorul de comportare propus, incluse în Ghidul de Proiectare, sunt verificate în continuare prin analize numerice pe o clădire 2D echipată cu elemente TRSH. La început, cadrul este proiectat printr-o analiză elastică cu încărcare seismică laterală echivalentă aplicată structurii. O analiză statică neliniară (Pushover) este efectuată în cele din urmă pentru a investiga răspunsul TRSH dincolo de domeniul elastic și pentru a determina factorul de comportare global *q*. Toate analizele sunt realizate cu software-ul comercial RFEM v5.08 [14].

### 11.6.1 Descrierea cadrului considerat

### <u>Geometrie</u>

Studiul de caz 2D analizat în continuare este reprezentat în Fig. 11.26. Lățimea zonei de influență a cadrului în direcția transversală considerată pentru a calcula încărcările distribuite lineare este de 8,0m.



Fig. 11.26: Geometria cadrului considerat

382 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

## Încărcări

Încărcări permanente (G): Greutatea proprie a otelului: 78.5 kN/m<sup>3</sup> Planşeu compus: Greutatea proprie a betonului: 25.0 kN/m<sup>3</sup> Tabla cutată: înălțime 73 mm, grosime 1 mm Grosimea totală a planşeului: 150 mm Grosimea uniforma echivalentă a planşeului: 110 mm  $g_{2,c} = 2.75 \, kN/m^2$  (incluzând tabla cutată) Instalații, tavane, pardoseli ridicate:  $g_{2,fl} = 0.70 \, kN/m^2$  pentru nivelurile intermediare  $g_{2,rf} = 1.00 \, kN/m^2$  pentru ultimul nivel Pereți exteriori  $(1.00 kN/m^2)$ :  $g_{2,per} = 4.00 \, kN/m$ Încărcări utile (q) pentru birouri (Clasa B):  $q = 3.00 \text{ kN/m}^2$ Pereți despărțitori ( $\leq 2.00 \, kN/m^2$ ):  $q_{add} = 0.80 \, kN/m^2$ Încărcarea utilă totală:  $q_{add} = 3.80 \, kN/m^2$ Coeficientul pentru combinațiile seismice:  $\psi$ 2 = 0.6 Acoperişul este accesibil. Încărcarea din zăpadă este ignorată.

Acţiunea seismică (*E*):

Factor de importanță:  $\gamma_I = 1.0$ Accelerația de vârf a terenului:  $a_{gR} = 0.36g$ Sol Tip B – Spectru Tip 1:

 $S = 1.2, S = 1.2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$ 

Accelerația verticală a terenului nu se ia în considerare.

### 11.6.2 Predimensionarea

Fiecare element structural al cadrului principal (grinzi și stâlpi fără contravântuiri) este predimensionat pentru a prelua ( $N_{Rd} \ge N_{Ed}$ ,  $V_{Rd} \ge V_{Ed}$  și  $M_{Rd} \ge M_{Ed}$ ) numai încărcările gravitaționale din combinația la Starea Limită Ultimă (SLU) (1.3 $G_1$  + 1.5 $G_2$  + 1.5Q). Stâlpii sunt considerați încastrați la bază, în timp ce grinzile sunt articulate pe stâlpi. Secțiunile transversale rezultate sunt IPE450 pentru grinzi și HEB280 pentru stâlpi la toate nivelurile (Tabelul 11.5).

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice   383
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

	Stâlp	Grindă	Oţel
Primul nivel	HEB 280	IPE 450	S 355
Al doilea nivel	HEB 280	IPE 450	S 355
Al treilea nivel	HEB 280	IPE 450	S 355
Al patrulea nivel	HEB 280	IPE 450	S 355

Tabelul 11.5: Secțiunile transversală ale grinzilor și stâlpilor la fiecare nivel

Sistemul contravântuit disipativ TRSH este apoi predimensionat în conformitate cu procedura descrisă în secțiunea 1.5.2. Forțele de inerție și de forfecare de pe stâlpi la fiecare nivel sunt prezentate în Tabelul 11.6.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.0075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0.14s$$

q = 3.0 factor de comportare pentru clădirile cu dispozitive TRSH (Secțiunea

$$11.6.4)$$

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0.35g$$

$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

### Tabelul 11.6: Masa și distribuția forțelor de inerție la fiecare nivel

	$m_i$	$F_i$	$F_{b,i}$
	[kg]	[kN]	[kN]
Nivel 1	67635	98.5	867.9
Nivel 2	67635	196.9	769.5
Nivel 3	67635	295.4	572.5
Nivel 4 (acoperiş)	47595	277.2	277.2

Dispozitivele TRSH care trebuie instalate la fiecare nivel sunt alese pe baza prototipurilor de dispozitive reale încercate în LESSLOSS (vezi Tabelul 11.4). Valorile prezentate în Tabelul 11.4 sunt considerate valori reprezentative. Caracteristicile de proiectare inferioare și superioare ale TRSH trebuie să fie furnizate de producător și trebuie luate în considerare în proiectare.

Numărul elementelor disipative triunghiulare trebuie determinat după cum urmează:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

384   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

unde  $F_{y,LBDP,t,i}$  este proprietatea de proiectare inferioară a forței de curgere a unui singur element disipativ ,  $\gamma_x$  este factorul de fiabilitate și  $\gamma_b$  este factorul parțial pentru dispozitivul TRSH dat în Coduri.

Deoarece LBDP și UBDP nu sunt cunoscute în acest stadiu, numărul de dispozitive TRSH este calculat prin neglijarea  $\gamma_x$  și  $\gamma_b$ . Având mai multe informații precise despre TRSH, acești factori trebuie luați în considerare.

Tabelul 11.7 rezumă parametrii de proiectare obținuți pentru dispozitivele TRSH la fiecare nivel.

		$F_{y,t,i}$	$F_{u,t,i}$	n°	$n \cdot F_{y,t,i}$	$n \cdot F_{u,t,i}$
	Tipul TRSH		[kN]	[-]	[kN]	[kN]
Nivel 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062
Nivel 2 TR 250(7) - 1.0570		50	59	16	800	944
Nivel 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708
Nivel 4 (acoperiş)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354

Tabelul 11.7: Distribuția dispozitivelor TRSH la fiecare nivel

În final, se alege secțiunea transversală a contravântuirilor (Tabelul 11.8) pentru a îndeplini cerințele relevante atât pentru rezistența axială, cât și pentru zveltețea adimensională (a se vedea Secțiunea 1.5.2).

	Secțiune	N <sub>Ed,i</sub>	N <sub>Rd,i</sub>	$l_0$	N <sub>cr,i</sub>	$\lambda_{b,i}$		
	transversală	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[-]		
Nivel 1	2 UPN300	228.0	2x3795	5.26	2x943.5	2.0		
Nivel 2	2 UPN300	202.1	2x3795	5.26	2x943.5	2.0		
Nivel 3	2 UPN300	150.4	2x3795	5.26	2x943.5	2.0		
Nivel 4 (acoperiş)	2 UPN300	72.8	2x3795	5.26	2x943.5	2.0		

Tabelul 11.8: Secțiunea transversală a contravântuirilor la fiecare nivel



Fig. 11.27: Secțiunile transversale ale elementelor rezultate din predimensionare

### 11.6.3 Analiza elastică liniară

Se remarcă faptul că pentru proiectarea seismică s-au îndeplinit următoarele condiții în conformitate cu regulile de proiectare descrise în Secțiunile 1.5.3 și EN 1998-1-1 [11]. Atât elementele structurale disipative cât și cele nedisipative sunt verificate din combinația seismică de încărcări ( $G_1 + G_2 + \psi Q + E$ ).

### Analiza modală cu spectre de răspuns

Analiza modală cu spectre de răspuns a fost efectuată. Încărcările seismice laterale echivalente au fost calculate luând în considerare doar primele trei moduri, deoarece activează 97% din masa totală a clădirii (Tabelul 11.9).

Iabelui	TI.3. FIOCEIILEIE U	e participare a maseior și perioa	uele
Modul nr.	Perioada [s]	Procent de participare a masei [%]	Total [%]
1	0.613	0.811	
2	0.239	0.117	97.0
3	0.147	0.042	

Tabelul 11.9: Procentele de participare a maselor și perioadele

Limitarea deplasărilor relative de nivel

Presupunând că clădirea are elemente nestructurale ductile, a fost verificată următoarea condiție relevantă pentru deplasarea relativă de nivel maximă  $d_r$  (a se vedea Secțiunea 1.5.3):

$$d_r \cdot \mathbf{v} \le 0.0075 \cdot \mathbf{h} = 30$$
mm

Verificarea este satisfăcută la toate nivelurile, cu o valoare de vârf mult mai mică decât valoarea limită 30.0 mm (Tabelul 11.10).

Nivelul	1	2	3	4
$d_{e,sus}$ [mm]	8.8	19.6	29.2	37.9
$d_{e,jos}$ [mm]	0.0	8.8	19.6	29.2
$d_r = q \cdot (d_{e,sus} - d_{e,jos})$ [mm]	26.4	32.4	28.8	26.1
$d_r \cdot v$ [mm]	13.2	16.2	14.4	13.05

Tabelul 11.10: Rezultatele verificării deplasărilor relative de nivel

Efectele de ordinul doi

Posibila influență a efectelor de ordinul doi a fost controlată prin limitarea coeficientului de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel  $\theta$  sub valorile limită ale Codului (vezi Secțiunea 1.5.3):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$

386   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

Rezultatele verificărilor sunt raportate în Tabelul 11.11; deoarece pentru fiecare nivel  $\theta$  <0.1, efectele de ordinul doi pot fi neglijate.

					••
Nivelul	P <sub>tot</sub> [kN]	<i>d<sub>r</sub></i> [mm]	V <sub>tot</sub> [kN]	h <sub>story</sub> [mm]	θ [-]
1	2107.6	26.4	484.1	4000	0.03
2	1488.2	32.4	427.7	4000	0.03
3	887.8	28.8	303.3	4000	0.02
4	272.6	26.1	145.7	4000	0.01

Tabelul 11.11: Rezultatele verificărilor efectelor de ordinal doi

Elementele disipative (dispozitivele TRSH)

S-a constatat, că la fiecare nivel, acțiunea seismică  $\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$  de pe dispozitivul TRSH nu a depășit rezistența de proiectare  $F_{Rd,t,i}$  a elementului (Secțiunea 1.5. 3):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

Rezultatele relevante sunt prezentate în Tabelul 11.12.

Tabelul 11.12: Verificările de rezistență ale elementelor TRSH la fiecare nivel

Nivelul	Tipul TRSH	<i>F<sub>y,t,i</sub></i> [kN]	<i>F<sub>u,t,i</sub></i> [kN]	n° [-]	n · F <sub>y,t,i</sub> [kN]	n ∙ F <sub>u,t,i</sub> [kN]	F <sub>Ed,i</sub> [kN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i,i}$ [kN]
Nivel 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062	498.2	658
Nivel 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944	515.4	681
Nivel 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708	374.8	495
Nivel 4 (acoperiş)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354	195.6	258

Mai mult decât atât, pentru a obține o comportare disipativă uniformă la fiecare nivel, a fost verificată următoarea cerință referitoare la distribuția raporturilor de suprarezistență  $\Omega$  ale elementelor TRSH pe întreaga structură (Secțiunea 1.5.3):

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \le 1.25$$

În acest caz, trebuie avut în vedere faptul că proprietățile de proiectare inferioare sau superioare ale dispozitivelor TRSH nu sunt cunoscute. În cazul unei implementări reale într-o structură, aceste proprietăți trebuie să fie luate în considerare.

Rezultatele relevante sunt prezentate în Tabelul 11.13.

Nivelul	<i>F<sub>Ed,i</sub></i> [kN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [kN]	Ω <sub>i</sub> [-]	$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i}$ [-]
1	498.2	900	1.81	
2	515.4	800	1.55	1 1 8
3	374.8	600	1.60	1.10
4	195.6	300	1.53	

Tabelul 11.13: Factorul de suprarezistență al elementelor TRSH la fiecare nivel

#### Verificarea elementelor nedisipative: contravântuiri, grinzi și stâlpi

Pentru a asigura că plasticizarea are loc numai în elementele TRSH, elementele structurale nedisipative (grinzi, stâlpi și contravântuiri) au fost verificate în conformitate cu cerințele de proiectare la capacitate (Secțiunea 1.5.3):

 $\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$ 

Rezultatele relevante pentru elementele structurale cele mai solicitate sunt prezentate în Tabelul 11.14 până la Tabelul 11.16.

Tipul elementului	N <sub>Rd</sub> [kN]	$N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [kN]
stâlp - HEB280	4241.0	1233.0
grindă – IPE450	n.a.	n.a.
contravântuire – 2UPN300	3795.0	448.7

#### Tabelul 11.14: Verificarea elementelor nedisipative supuse la forte axiale

Tipul elementului	M <sub>Rd</sub> [kNm]	$M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [kNm]
stâlp - HEB280	495.1	69.1
grindă – IPE450	549.3	192.2
contravântuire – 2UPN300	n.a.	n.a.

#### Tabelul 11.16 Verificarea elementelor nedisipative supuse la forte tăietoare

Tipul elementului	V <sub>Rd</sub> [kN]	$V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [kN]
stâlp - HEB280	1878.0	19.7
grindă – IPE450	1034.0	96.1
contravântuire – 2UPN300	n.a.	n.a.

### 11.6.4 Analiza Pushover

### Evaluarea comportării neliniare a cadrelor

A fost efectuată o analiză statică Pushover (SPO) pe structură utilizând două modele de încărcare laterală în creștere monotonă. Conform EC8 [13], așa cum se arată în Fig. 11.28, analizele Pushover au fost efectuate având în vedere atât distribuția uniformă, cât și cea modală a forțelor laterale. Dispozitivele TRSH sunt modelate conform Fig. 11.25 și Tabelul 11.17. Evident, deoarece forța aplicată este diferită, curbele de capacitate rezultate prezintă diferitele tendințe reprezentate în Fig. 11.29.

uniform distribition



modal distribution



Fig. 11.28: Distribuția de forte laterale uniform și modală





### Evaluarea factorului de comportare q

Pentru a evalua ductilitatea structurală, factorul de comportare q este calculat conform prevederilor FEMA P695 [23] (Fig. 11.30). Conform acestei metodologii, factorul de suprarezistență  $\Omega$  este astfel definit ca raportul dintre forță tăietoare de bază capabilă maximă  $V_{\text{max}}$  și forța tăietoare de bază de curgere V. Ductilitatea  $\mu$  pe baza perioadei este definită ca raportul dintre deplasarea ultimă a acoperişului  $d_{\text{u}}$  și deplasarea efectivă de curgere a acoperişului  $d_{\text{y,eff}}$ .



Fig. 11.30: Metoda de calcul a factorului de comportare *q* conform FEMA 695 Factorii de comportare *q* rezultați pentru distribuțiile laterale modală și uniformă sunt prezentați în Tabelul 11.17.

distributia	V <sub>max</sub>	V	Ω	$d_u$	$d_{y,eff}$	μ	q
aloti ibaçia	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
modală	1092	894	1.22	216	74	2.92	3.57
uniformă	1792	1372	1.31	194	76	2.55	3.33

Tabelul 11.17: Factorii de comportare pentru distribuțiile modală și uniformă

Factorul *q* recomandat este cel mai mic dintre cei obținuți; în acest caz q = 3.3.

### 11.7 CONCLUZII

În studiul de față, sunt prezentate rezultatele încercărilor experimentale pe dispozitivul TRSH care arată că elementul prezintă o comportare nelinară stabilă și repetabilă chiar și atunci când este supus unor deplasări de vârf mari (rapoarte de ductilitate de până la 13). Mai mult, o procedură de proiectare pentru implementarea dispozitivelor TRSH în sistemele contravântuite în V ale structurilor metalice multietajate este propusă și aplicată unei clădiri 2D de studiu de caz. Se efectuează o analiză statică liniară cu forțe laterale seismice echivalente estimate prin analiza modală cu spectre de răspuns și se fac verificări structurale relevante ale elementelor structurale disipative (dispozitive TRSH) și nedisipative. S-a efectuat o analiză statică neliniară (Pushover) pentru a evalua factorul de comportare q. Chiar dacă se sugerează investigații suplimentare, această evaluare preliminară permite o estimare brută ( $q = 3, 0 \div 3, 5$ ) a comportării disipative a structurilor metalice care implementează dispozitive TRSH în sistemele contravântuite în V.

Trebuie remarcat faptul că proprietățile dispozitivelor TRSH se bazează pe încercările prototip. Aceste proprietăți sunt luate ca valori caracteristice. Înainte de punerea în aplicare într-o structură sunt necesare date suplimentare, de ex. proprietățile de proiectare inferioare și superioare, care trebuie luate în considerare

390   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC TRIUNGHIULAR DIN OŢEL (TRSH)

la proiectarea structurii, și trebuie efectuate încercări suplimentare (a se vedea EN 15129 [13]).

#### **11.8 DOMENIU DE APLICARE**

Dispozitivul inovativ TRSH poate fi aplicat sistemelor contravântuite în V ale clădirilor din oțel multietajate pentru a obține o creștere semnificativă a capacității disipative a structurii prin combinarea ductilității și a transparenței arhitecturale cu rigiditatea.

#### 11.9 REFERINŢE

- 1. LESSLOSS 2007/03 Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at <a href="http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports">http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports</a>.
- Medeot, R. Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
- Tsai, K.C., Hong, C.P. and Su, Y.F. Experimental study of steel triangular plate energy absorbing device for seismic-resistant structures. Report No CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineerinf Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
- 4. Tsai, K.C. and Chen, H.W. Seismic response of building structures using steel triangular plate energy dissipators. Report No CEER/R81-09, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
- Tsai, K.C. Steel triangular plate energy absorber for earthquake-resistant buildings. Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Mexico, Acapulco 1992. Earthquake Spectra, Vol. 9(3): 505-528, 1993(a).
- 6. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P. and Su, Y.F. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.
- Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F. Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation. Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, California, San Francisco 1993(b).
- 8. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P., and Wang, T.F. Steel plate energy absorbers for improved earthquake resistance. Proceedings of the ASCE Structures Congress, California, Irvine 1993(c).
- 9. LESSLOSS Deliverable D36 Analysis of shake table test SHS. 2007.
- 10. LESSLOSS Deliverable D31 Characterisation tests of SH elements. 2007.
- 11. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 13. EN 15129: Anti-seismic devices, Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2010.
- 14. RFEM 5 Reference Manual. Dlubal.
- 15. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice [59]

DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

# 12 DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

### **12.1 INTRODUCERE**

Dispozitivele Histeretice din Oţel (SHD) sunt dispositive antiseismice și reprezintă o soluție eficientă pentru creșterea capacității structurilor de a disipa energia seismică prin deformație plastică, respectiv curgere. Curgerea poate fi obținută prin întindere (sau compresiune) uniaxală, forfecare, torsiune și încovoiere.

Dintre SHD, Dispozitivul Histeretic din Oțel în Formă de Semi-Lună (MSSH), prezentat în Fig. 12.1, a fost dezvoltat ca amortizor pentru structurile izolate la bază. Izolatorul constă într-un glisor cu suprafață plană, respectiv reazem elastomeric, și dispozitivele MSSH (vezi Fig. 12.2).





Fig. 12.1: Geometria Generala a Dispozitivului Histeretic din Oțel în Formă de Semi-Lună

Fig. 12.2: Dispozitive Histeretice din Oţel în Formă de Semi-Lună combinate cu un Reazem din Cauciuc Plumb ca unitate izolatoare

Amortizoarele, ca parte a izolatoarelor, se presupune că sunt capabile de deplasări mari cu o rezistență mică până la moderată. Scopul în cadrul INNOSEIS este de a introduce dispozitivele MSSH în sistemele contravântuite disipative și de a schița un ghid de proiectare pentru aplicarea în structuri, având în vedere Codurile și Standardele relevante.

### 12.2 DESCRIEREA DISPOZITIVULUI HISTERETIC DIN OȚEL ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ

Schițele din Fig. 12.3 prezintă un dispozitiv Histeretic în Formă de Semi-Lună (MSSH) care este supus mai întâi la o forță de întindere orizontală,  $F_1$ , și apoi la o forță de compresiune orizontală,  $F_2$ . Dispozitivul este simetric față de axa Y. Momentul încovoietor M( $\theta$ ) și forța axială N( $\theta$ ) sunt variabile cu sinusul, în timp ce forța tăietoare Q( $\theta$ ) este variabilă cu cosinusul.

392   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

Observând diferitele deformate din Fig. 12.3 din întindere și compresiune, se poate deduce că nu se manifestă o comportare simetrică, cel puțin în domeniul plastic unde deformațiile sunt importante (Fig. 12.4). În domeniul elastic, unde deformațiile sunt neglijabile, comportarea este aproape simetrică. În cazul întinderii, elementulului îi scade înălțimea (adică brațul pârghiei scade), prin urmare va avea nevoie de o forță aplicată mai mare pentru a ajunge la deplasarea maximă permisă a dispozitivului și, în cazul compresiunii, elementului îi crește înălțimea (adică brațul pârghiei h crește), prin urmare este necesară o forță mai mică pentru a ajunge la deplasarea maximă permisă.



Fig. 12.3: Forma nedeformată și deformată, Efectele de Încovoiere, Forfecare și Axial asupra elementului MSSH sub acțiunea unei forțe orizontale de întindere și de compresiune.

Pentru a atinge o deformație mare a dispozitivului MSSH fără cedarea materialului, oțelul utilizat trebuie să posede caracteristicile unei comportări de debit foarte distinctive. Gradientul histeretic curbat al amortizoarelor histeretice din oțel este influențat de proiectarea elementului. Fig. 12.4 prezintă curba forță-deplasare a unui element MSSH dezvoltat și încercat ca amortizor de izolare a bazei.



Fig. 12.4: Curba forță-deplasare a unui dispozitiv MSSH

Sistemul seismic inovativ cu dispozitive MSSH constă în introducerea acestor dispozitive la fiecare nivel al unei clădiri: considerând un sistem contravântuit concentric, dispozitivele sunt introduse la capetele fiecărei contravântuiri. Sub acțiunea unei mișcări seismice puternice, deformațiile inelastice sunt izolate în dispozitivele MSSH, care disipează o cantitate mare de energie, lăsând restul structurii elastice și nedeteriorate.

Lucrările de reparație sunt ușoare, deoarece sunt limitate la dispozitivele MSSH care nu sunt supuse încărcărilor verticale, deoarece acestea sunt amplasate între etaje. Dispozitivele sunt ușor de înlocuit și fabricat, oferind o soluție eficientă din punct de vedere al costurilor.

### **12.3 MODELE STRUCTURALE**

### 12.3.1 Modelul Constitutiv pentru Dipozitivul MSSH

12.3.1.1 Relația biliniară Forță-Deplasare bazată pe datele experimentale Răspunsul oricărui amortizor metalic depinde de geometria sa și a caracteristicilor mecanice ale metalului din care este fabricat. Cea mai bună aproximare a comportării neliniare a dispozitivelor histeretice din oțel este utilizarea datelor experimentale obținute din încercarea componentelor conform EN 15129 [1], secțiunea 12.6.

Pentru încorporarea unui dispozitiv neliniar dependent de deplasări (vezi [1]) într-un model structural numeric, curbele forță-deplasare măsurate ale dispozitivelor histeretice din oțel sunt de obicei aproximate printr-o relație histeretică biliniară cu o rigiditate inițială  $K_1$ , o rigiditate post elastică  $K_2$  și o forță de curgere  $F_y$ . Metoda adoptată aici pentru selectarea unei aproximări biliniare a relației histetice este prezentată în Fig. 12.5.





Bucla curbilinie A'B'CABC'A' ar putea să nu fie simetrică față de centrul O, și coordonatele nodurilor A și A' reprezintă deplasările maxime  $\pm s_b$  și forțele maxime  $\pm F_{b.}$ 

 Rigiditatea inițială k1 este aproximată ca panta liniilor paralele AB și A'B' unde B și B' reprezintă intersecția curbei cu axa x.

- Rigiditățile post-elastice k<sub>2</sub><sup>+</sup> și k<sub>2</sub><sup>-</sup> sunt aproximate ca panta liniilor AC și A'C' unde CC' este linia care trece prin O de pantă k<sub>1</sub>.
- Coordonatele punctului C (s<sub>y</sub>, F<sub>y</sub>) reprezintă deplasarea și forța de curgere ale aproximării relației histeretice curbilinii.

Parametrii buclei bilineare se schimbă rapid cu amplitudinea maximă a deformației  $\varepsilon_m$  la deformație mică, dar mai lent la deformație mai mare. În practică, aceste modificări ale parametrilor nu introduc erori mari în răspunsul seismic pe baza buclelor bilineare, deoarece răspunsurile seismice sunt dominate de deformație relativ mare, cu parametri care variază lent.

Cu valori fixe ale  $k_1$ ,  $k_2$  și  $F_y$ , buclele bilineare formează o înfășurătoare cu două pante, cu punct de pornire fix.

12.3.1.2 Curba bilinară Forță-Deplasare bazată pe Metoda Factorului de Scalare Răspunsul oricărui amortizor metalic este funcție de geometria sa și a caracteristicilor mecanice ale metalului din care este fabricat, precum și a condițiilor de fixare respectiv de prindere.

Familia de curbe forță-deplasare pentru un amortizor cu grindă de încovoiere poate fi scalată pe baza unui model simplu, pentru a da un set de curbe de efortdeformație. Curbele aproximative forță-deplasare pentru o gamă largă de amortizoare cu grindă din oțel pot fi obținute din curbele scalate efort-deformație.

Factorii de scalare  $\varphi$  si  $\delta$  se bazează pe un model foarte simplificat dar eficient al grinzii care curge. Deformațiile din fibrele extreme  $\varepsilon_{SC}$  se bazează pe forma pe care grinda ar avea-o dacă ar rămâne complet elastică. Eforturile nominale  $\sigma_{SC}$  sunt legate de factorul de scalare al forței  $\varphi$ , presupunând că acestea rămân constante pe secțiunea grinzii (la fel ca și pentru un material rigid-plastic). Indicele SC este introdus pentru a sublinia natura nominală a eforturilor și modulelor derivate folosind presupunerea efortului uniform.

Proprietățile relevante ale unei aproximări biliniare a curbei forță-deplasare pot fi determinate după cum urmează:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC}$$
 Ec. (12.1)

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y,SC}}{\varepsilon_{b,SC}}\right)$$
 Ec. (12.2)

$$F_y \approx \varphi \cdot \sigma_{SC}$$
 Ec. (12.3)

$$S_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC}$$
 Ec. (12.4)

 $s_y \approx k_1 \cdot F_y$  Ec. (12.5)

$$F_b \approx F_y + k_2 \cdot (s_u - s_y)$$
 Ec. (12.6)

Derivarea proprietăților scalate efort-deformație este descrisă în secțiunea 12.4.4. Factorii de scalare  $\varphi$ ,  $\alpha$  și  $\delta$  depind de geometria dispozitivului MSSH.


Fig. 12.6: Dimensiunile parametrice ale unui element MSSH

Parametrii t, b, h, L și contururile curbate ale elementului histeretic definesc geometria prototipului de referință. Contururile pot fi parabolice, eliptice sau circulare, acestea din urmă fiind cele mai simple și astfel cele mai frecvent utilizate. Factorul de scalare al forței pentru o secțiune dreptunghiulară cu înălțimea b/t și brațul pârghiei h este:

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h}$$
 Ec. (12.7)

Factorul de scalare al deplasării:

$$\delta(\theta) = 2 \cdot \frac{h^2}{b} \cdot 1,32 \cdot \sin(\theta) \qquad \qquad \text{Ec. (12.8)}$$

Factorul de corecție al deplasărilor mari:

Un alt factor trebuie luat în considerare pentru a ține cont de variația pantei curbei forță-deplasare pentru deplasări mari de curgere. Acest element are o comportare simetrică în domeniul elastic, dar nu este simetrică după punctul de curgere. Pentru deplasările mari de curgere, efectele de ordinul doi nu pot fi neglijate, pentru dispozitivul MSSH schimbarea parametrului *h* în timpul ciclului de încărcare este cel mai important efect ce trebuie luat în considerare.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)} & \text{Întindere} \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)} & \text{Compresiune} \end{cases}$$
Ec. (12.9)

Trebuie menționat faptul că există patru surse principale de erori în curbele și parametrii amortizorului:

 Diferențele dintre proprietățile materiale ale grinzii histeretice folosite pentru a genera curbele efort-deformație și proprietățile materiale ale grinzii histeretice din prototip.

- Efecte de capăt și deformațiile dinafara grinzii. Efectele de capăt reduc de obicei rigiditatea inițială cu aproximativ 50%.
- Alterarea forțelor curbei, pentru o deplasare dată, prin modificarea formei amortizorului sub deformații mari. Schimbările de formă pot reduce sau mări rigiditatea după curgere sau plastică.
- Schimbări mici ale curbelor amortizorului cauzate de forțele secundare.

Dacă buclele amortizorului sunt derivate din modele de proporții similare și exact același material (același lot), metoda modelului scalat elimină parțial cele patru surse de eroare date mai sus. În acest caz, metoda factorului de scalare poate fi folositoare pentru a reduce încercarea experimentală. Cu toate acestea, înainte de a implementa dispozitivele MSSH într-o structură, trebuie luată în considerare procedura de încercare conformă cu EN 15129 [1].

# 12.3.2 Modelarea sistemelor cu contravânturi MSSH

Părțile disipative ale sistemului sunt dispozitivele MSSH. Ele sunt concepute pentru a se deforma și, prin deformare, să disipeze energie. Celelalte părți ale structurii trebuie să rămână elastice. Pentru a înțelege ce se întâmplă la starea limită ultimă a sistemului, se ia în considerare doar un cadru și se studiază comportarea (vezi Fig. 12.7).





Contravântuirile sunt legate direct la dispozitivele histeretice, forța lor axială, la starea limită ultimă, este egală cu  $F_{Rd}$  a dispozitivului MSSH.

$$N_{Ed,Contrav\hat{a}ntuire} = N_{Rd,MSSH}$$
 Ec. (12.10)

contravântuirile transmit grinzii o forță verticală respectiv de forfecare, care poate fi calculată folosind  $N_{pl,Rd,MSSH}$  pentru contravântuirea întinsă și  $0,3 \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$  pentru contravântuirea comprimată. Factorul 0.3 este sugerat de EN1998-1-1 [2] și folosit pentru estimarea rezistenței după flambaj a diagonalelor comprimate

$$V_{Ed,Grindă} = \frac{0.7}{\sin(\alpha)} N_{Rd,MSSH}$$
 Ec. (12.11)

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice  397
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

Eforturile din stâlpi pot fi calculate făcând echilibrul global folosind simetria sistemului:

$$N_{Ed,St\hat{a}lpi} = \frac{Fh}{L} - \frac{N_{Rd,MSSH}}{sin(\alpha)}$$
 Ec. (12.12)

Unde:

- h este înălțimea de nivel;
- L este deschiderea între doi stâlpi;
- F este forța exterioară aplicată, ca în Fig. 12.7
- $\alpha$  este înclinația contravântuirilor.

# 12.4 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE DISPOZITIVE MSSH

# 12.4.1 Generalități

Elementul histeretic din oțel MSSH folosește următoarele proprietăți fizice pentru a disipa energia:

- curgerea oțelului ca o consecință a deformației de încovoiere mari și
- transformarea energiei de mișcare în energie termică și de deformație.

Un tip de MSSH este prezentat în Fig. 12.8 și Fig. 12.9, care este proiectat în formă de semi-lună și folosește încovoierea pentru curgere. Încovoierea este modalitatea cea mai frecvent utilizată pentru a solicita elementele disipative din MSSH și dispozitivele de amortizare care se bazează pe deformația plastică a metalelor s-au dovedit a fi foarte economice și sigure.

# 12.4.2 Specimenul experimental și protocolul de încărcare

Două specimene experimentale (vezi Fig. 12.8 și Fig. 12.9) realizate din cele două plăci de oțel diferite cu oțel de calitate S355J2+N au fost încărcate ciclic la întindere și compresiune. Protocolul de încărcare este dat în Tabelul 12.1.



Fig. 12.8: Geometria dispozitivului MSSH "Mic" încercat.



Fig. 12.9: Geometria dispozitivului MSSH "Mare" încercat.

	Dispozitiv MSSH "mic"		Dispozitiv MSSH "mare"	
Nr. de	Amplitudine	Viteză	Amplitudine	Viteză
cicluri	[mm]	[mm/s]	[mm]	[mm/s]
	± 3	1		
3	± 5	4	± 15	10
	± 20		± 60	
	± 40	10	± 115	
	± 60	10	± 175	25
9	± 80		± 230	

|--|



a) Specimenul experimental "Mare" Fig. 12.10a)-b): Dispozitivele MSSH încercate



b) Specimenele experimentale "Mic" și "Mare"

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice	399
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (M	SSH)
,	

Încercările au fost efectuate cu ajutorul unui Aparat Universal de Încercare servohidraulică Zwick la Institutul de Încercare a Materialelor pentru Inginerie Civilă de la Universitatea Tehnică din München (vezi Fig. 12.10).

#### 12.4.3 Rezultatele Experimentale

Încercările arată o rigiditate post-elastică stabilă și foarte mare (Fig. 12.11) cu un platou inelastic semnificativ, care indică o comportare seismică bună.



Fig. 12.11: Diferite Diagrame Experimentale Forță – Deplasare ale unui dispozitiv MSSH "Mare" (al 3-lea ciclu)

Principala cerință pentru funcționalitatea unui amortizor histeretic din oțel este o ductilitate plastică satisfăcătoare în timpul fazei violente a unui cutremur. Din acest motiv, este foarte important ca plasticizarea alternantă să nu ducă la oboseală oligociclică sau cedare fragilă. După cum se arată în Fig. 12.12, oțelul moale este capabil să manifeste o disipare a energiei plastice ridicate pentru o anumită perioadă de timp. Numărul de cicluri acceptabile depinde de viteza de deformație (A se nota scară logaritmică pe abscisă).

Prin urmare, este esențial să se cunoască înălțimea amplitudinilor, în special în locațiile critice ale dispozitivului, pentru a verifica funcționalitatea și siguranța.

Analizele dinamice neliniare (time-history) cu mai multe accelerograme naturale sau artificiale sunt necesare pentru a evalua impactul încărcării asupra MSSH.



Fig. 12.12: O curba caracteristică pentru oboseala oligo-ciclică pentru oțelul moale (Amplitudinea deformației versus numărul de cicluri până la cedare)

#### 12.4.4 Modelarea bazată pe Eperiment folosind Factorii de Scalare

Curbele experimentale forță-deplasare ale dispozitivelor MSSH "mic" și "mare" sunt folosite pentru a obține curbele scalate efort-deformație (vezi Fig. 12.13 și Fig. 12.14) folosind factorii de scalare  $\alpha$ ,  $\delta$  și  $\varphi$  din secțiunea 12.3.1.2. Rezultatele în termeni de modul elastic și plastic, efort și deformație de curgere pentru deformații de până la 9% sunt prezentate în Tabelul 12.2 și Tabelul 12.3.

Factor de corecție pentru deformații mari

pentru întindere

$$\alpha = \frac{+1}{|s|(2h-s)}$$

• pentru compresiune

$$\alpha = \frac{-1}{|s|(2h-s)}$$

Factor de forță

$$\varphi = \frac{t \cdot b^2}{6 \cdot h}$$

Factor de deplasare

$$\delta(\theta) = 2,64 \frac{h^2}{b} \cdot \sin(\theta)$$





σ<sub>sc</sub> [N/mm<sup>2</sup>]

Fig. 12.14: Curba scalată efort-deformație pentru dispozitivele MSSH mic și mare

402 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

\_\_\_\_\_

DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

Tabelul 12.2: Module aproximative	, eforturi și deformații până la	amplitudinea deformației de
-	9% în secțiunea A.	-

Secțiunea A ( $\theta$ = 90°; $\varepsilon_{min}$ )						
ε <sub>sc</sub>	E <sub>1,SC</sub>	E <sub>2,Sc</sub> +	E <sub>2,SC</sub> -	$\sigma_{y,SC}$	ε <sub>y,SC</sub>	
[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	
1		25769	17201	394	0,38	
2	103667	8740	7039	436	0,42	
3		4643	4174	477	0,46	
4		2964	2881	519	0,50	
5		2093	2161	560	0,54	
6		1575	1708	602	0,58	
7		1238	1400	643	0,62	
8		1005	1179	685	0,66	
9		837	1013	727	0,70	

Tabelul 12.3 Module aproximative, eforturi și deformații până la amplitudinea deformației de 9% în secțiunea B.

Secțiunea B ( $\theta = \theta_0$ ; $\varepsilon_{max}$ )						
ε <sub>sc</sub>	E <sub>1,SC</sub>	E <sub>2,SC</sub> +	$E_2^-$	$\sigma_{y,SC}$	<b>£</b> y,SC	
[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	
1		32738	18110	316	0,71	
2		11095	7406	334	0,75	
3	44527	5892	4390	352	0,79	
4		3760	3029	370	0,83	
5		2654	2271	388	0,87	
6		1997	1795	405	0,91	
7		1570	1471	423	0,95	
8		1274	1239	441	0,99	
9		1060	1064	459	1,03	

Atunci când aceste ecuații sunt folosite pentru a genera curbe scalate efortdeformație din curbele forță-deplasare, ele elimină creșterea deplasărilor mari în efort nominal, așa cum este evident din comparația Fig. 12.13 a) și b) resp. c) și d). Diagramele F-s pentru fiecare ciclu sunt prezentate în Fig. 12.15 și Fig. 12.16. În fiecare diagramă sunt prezentate rezultatele experimentale și rezultatele obținute prin metoda factorului de scalare.



Fig. 12.15a)-c): Diagramele forță-deplasare ale dispozitivului MSSH mare și comparația cu Metoda Factorului de Scalare (FS)



Fig. 12.16 a)-c): Diagramele forță-deplasare a elementului mic și comparația cu Metoda FS

Trebuie remarcat faptul că valorile derivate indicate în Tabelul 12.2 și Tabelul 12.3 pot fi utilizate pentru predimensionarea dispozitivelor MSSH cu caracteristici materiale similare și aceleași condiții de fixare. Nu este suficientă predimensionarea dispozitivelor MSSH bazată pe Metoda Factorului de Scalare pentru a garanta o comportare sigură a dispozitivului. Este utilă doar pentru predimensionare. Sunt recomandate cu tărie încercările prototip și controlul producției din fabrică conform EN 15129 [1], atunci când se implementează dispozitivele MSSH într-o structură.

# **12.5 RECOMANDĂRI DE PROIECTARE**

#### 12.5.1 Generalități

Atunci când dispozitivele MSSH sunt utilizate ca amortizori în structuri izolate la bază, au nevoie de o rezistență elastică scăzută pentru a crește cât mai mult perioada proprie a structurii izolate. Dispozitivele MSSH sunt aplicate în prezent structurilor contravântuite. Mai exact, ele sunt amplasate în serie cu contravântuirile. Această amplasare permite dispozitivelor să funcționeze corect, atunci când contravântuirile sunt supuse forței axiale. În comparație cu dispozitivele MSSH pentru izolarea la bază, dispozitivele MSSH pentru contravântuirile structurale trebuie să disipeze energia la deplasări destul de moderate pentru a menține pragul deplasărilor relative de nivel admisibile respectiv eforturile din elementele adiacente în domeniul elastic. Pentru a atinge acest obiectiv, geometria specimenului experimental prezentată în secțiunea 12.4 nu este adecvată. Astfel, geometria se schimbă și mai multe dispozitive sunt amplasate în paralel pentru a crește rezistența și rigiditatea "îmbinărilor".

Aceste modificări îmbunătățesc caracteristicile mecanice fără a reduce ductilitatea și aria ciclului histeretic. Ductilitatea și amortizarea sunt proprietățile esențiale pentru izolarea la bază și sunt încă necesare în noul sistem de amortizare. Forma ciclului histeretic este acum schimbată, de fapt deplasările sunt reduse, dar rezistența este mărită, astfel disiparea energiei este încă prezentă și suficientă pentru a satisface cerințele structurii.

Concluziile studiilor analitice și numerice sunt rezumate într-un ghid de proiectare pentru aplicații practice. Metodologia de proiectare se bazează pe prevederile EN 1993-1-1 [17], EN 1998-1-1 [2] și EN15129 [1]. Unele clauze din EN 1998-1-1 sunt rearanjate în mod corespunzător pentru a acoperi utilizarea elementelor MSSH de prevederile obișnuite ale Codului

# 12.5.2 Predimensionarea dispozitivelor MSSH

După cum s-a menționat anterior, sistemul MSSH funcționează ca un sistem contravântuit. Având în vedere că dispozitivele MSSH preiau singure forțele laterale ale structurii, o estimare brută a numărului necesar de dispozitive MSSH pentru o clădire în fiecare direcție și tipul secțiunilor lor transversale pot fi făcute din modelul

Dispozitive si sisteme inovative antiseis	mice  405
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEI	₋ (MSSH)

la stare limită teoretic al sistemului. Acest calcul se bazează pe ipoteza că la starea limită ultimă toate dispozitivele MSSH ating, ca elemente disipative ale sistemului, propria capacitatea la forță axială.

$$N_{Ed} \le N_{Rd} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{\sin(\alpha)}{4}$$
 Ec. (12.13)

Unde:

- Fi este forța orizontală care acționează la nivelul i calculate conform EN1998 1-1, secțiunea 4.3.3.2.3 [2]
- 4 este numărul de grupuri de elemente MSSH al fiecărui nivel
- $\alpha$  este înclinația contravântuirilor (45° în studiul de caz).

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$
 Ec. (12.14)

 $\gamma_x$ =1,2 este factorul de siguranță și  $\gamma_b$ =1,1 este factorul partial al dispozitivului în conformitate cu EN 15129 [13].

# 12.5.3 Proiectarea folosind analiza elastică liniară

Recomandările de proiectare sunt menite să asigure că fenomenul de curgere va apărea în dispozitivele histeretice înainte de orice curgere sau cedare în altă parte. Prin urmare, proiectarea clădirilor cu dispozitive MSSH se bazează pe presupunerea că aceste dispozitive sunt capabile să disipeze energia prin formarea mecanismelor plastice de încovoiere. Se poate aplica următoarea metodologie de proiectare:

1) Simularea numerică

În stadiul actual al cunoașterii, o clădire cu dispozitive MSSH poate fi simulată numeric cu ajutorul un model liniar-elastic cu contravântuiri adecvate. Contravântuirile care conțin și reprezintă dispozitivele MSSH sunt împărțite în două părți, cu aceleași secțiuni transversale, legate la mijloc cu o articulație corespunzătoare care reprezintă dispozitivul MSSH. Această articulație nu permite rotiri și deformație de forfecare, dar la fel ca dispozitivele reale MSSH, permit ca deformația axială să se comporte ca un resort liniar. Contravântuirile trebuie să aibă suprarezistență față de dispozitivele MSSH, deoarece trebuie să rămână în domeniul elastic fără a fi deteriorate în timpul cutremurului.

2) Analiza

Analiza statică liniară se efectuează cu încărcări permanente și utile, iar elementele cadrului principal sunt dimensionate conform prevederilor EN1993-1-1 [17] la SLU și SLS. Metoda convențională pentru calcularea eforturilor interne sub efectul acțiunii seismice este Analiza Modală cu Spectre de Răspuns, în care numărul de moduri proprii de vibrație considerate în fiecare direcție este astfel încât suma maselor modale efective să fie cel puțin egală cu 85% din masa totală și nu există moduri cu masa modală efectivă > 5%. Spectrul de proiectare trebuie definit cu un

406   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

factor de comportare maxim egal cu 3, care a fost confirmat prin analize statice neliniare (Pushover).

3) Limitarea deplasărilor relative de nivel

Limitarea deplasărilor relative de nivel asigură siguranța elementelor nestructurale sub efectul acțiunii seismice și reprezintă un criteriu de bază pentru proiectarea dispozitivelor MSSH. Oferă o estimare a deteriorărilor pentru diferite niveluri de performanță și definește distribuția rigidității în cadrul structurii și în cele din urmă mărimea și tipul secțiunilor transversale aplicate sistemului.

În analiza liniară, deplasările induse de acțiunea seismică de proiectare d<sub>s</sub> trebuie calculate pe baza deformațiilor elastice ale sistemului structural cu expresia:

$$d_{s} = q \cdot d_{e}$$
 Ec. (12.15)

Deplasarea relativă de nivel de proiectare  $d_r$  este definită ca diferența dintre deplasările laterale absolute de la partea superioară și inferioară a nivelului considerat. În funcție de tipul elementelor nestructurale (materiale fragile, ductile sau nefixate) și clasa de importanță a clădirii, deplasarea relativă de nivel de proiectare  $d_r$  este comparată cu valorile corespunzătoare din FEMA. Proiectarea optimă este realizată atunci când deplasările relative de nivel maxime ale fiecărui etaj sunt aproape constante pe toată structura. Deoarece deplasările orizontale sunt înmulțite cu factorul de comportare, limitarea deplasărilor relative de nivel nu depinde de acesta.

# 4) Efecte de ordinul doi

Posibila influență a efectelor de ordinul doi trebuie controlată prin limitarea coeficientul de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel  $\theta$  sub valorile limită ale EN1998-1-1. Coeficientul  $\theta$  este calculat din ecuația (12.16) pentru fiecare etaj pe direcțiile x și y ale clădirii.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Ec. (12.16)

Unde  $P_{tot}$  este încărcarea gravitațională totală la și deasupra nivelului considerat în situația seismică de proiectare și  $V_{tot}$  este forța tăietoare de nivel seismică.

Alternativ, coeficientul de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel  $\theta$  poate fi calculat mai precis printr-o analiză liniară de flambaj cu factorul  $\alpha_{cr}$ , factorul prin care încărcarea de proiectare ar trebui crescută pentru a provoca instabilitate elastică globală. Analiza se efectuează în condițiile încărcărilor gravitaționale constante din combinația seismică (1,0·G + 0,3· $\phi$ ·Q) și produce modurile de flambaj. Sunt alese modurile care mișcă clădirea la direcțiile x și y și valorile  $\alpha_{cr}$  corespunzătoare se calculează după cum urmează:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Ec. (12.17)

Unde  $F_{cr}$  este forța elastică critică de flambaj pentru modul de instabilitate globală pe baza rigidității elastice inițiale și  $F_{Ed}$  este forța de proiectare pentru combinația seismică.

Pentru a lua în considerare deplasările inelastice ale clădirii,  $\alpha_{cr}$  se împarte la factorul q. Valorile lui  $\theta$  în acest caz sunt date de ecuația (12.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Ec. (12.18)

Prevederile relevante din EN1998-1-1 prevăd pentru clădiri să fie limitat coeficientul de sensibilitate al deplasărilor relative de nivel la  $\theta \le 0,1$  dacă se ignoră efectele de ordinul doi. Dacă  $0.1 < \theta < 0.2$ , efectele de ordinul doi pot fi luate aproximativ în considerare prin înmulțirea efectelor relevante ale acțiunii seismice cu un factor egal cu  $1/(1-\theta)$ . Dacă  $0.2 < \theta < 0.3$  se aplică o analiză mai exactă de ordinul doi. În orice caz, trebuie ca  $\theta < 0,3$ .

5) Verificarea dispozitivelor disipative si a contravântuirilor

Dispozitivele MSSH și contravântuirile trebuie verificate să reziste eforturilor interioare din cea mai nefavorabilă combinație seismică și să îndeplinească următoarele condiții:

f) Zveltețea

În cadrele cu contravântuiri în V, zveltețea adimensională  $\lambda$  ar trebui să fie mai mică sau egală cu 2,0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$
 Ec. (12.19)

# g) Forța Axială

Contravântuirile nedisipative trebuie să fie proiectate din capacitate pentru valori mărite ale eforturilor interioare comparativ cu cele derivate din analizele cu cea mai nefavorabilă combinație seismică, pentru a asigura că are loc mai întâi cedarea elementelor disipative. Rezistența la curgere  $N_{pl,Rd}$  a secțiunii transversale a diagonalelor trebuie să fie astfel încât:

$$N_{Pl,Rd,contrav\hat{a}ntuire} \ge 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$$
 Ec. (12.20)

Unde:

ο γov este factorul de suprarezistență, γov =1,25 pentru oțel S355

408   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)
408   DISPOZITIVE SI SISTEME INOVATIVE ANTISEISMICE DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

 $\circ$  N<sub>pl,Rd,MSSH</sub> este capacitatea ultimă a dispozitivului MSSH conectat.

h) Comportarea disipativă pe înalțimea structurii

Pentru a obține o comportare disipativă distribuită în structură, trebuie verificat faptul că rapoartele maxime  $\Omega$  pe întreaga structură nu diferă de valoarea minimă  $\Omega$  cu mai mult de 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \le 1.25$$
 Ec. (12.21)

6) Verificarea elementelor nedisipative: stâlpii.

Elementele nedisipative, stâlpii sistemului, grinzile și îmbinările acestora trebuie să fie proiectate din capacitate pentru valori crescute ale eforturilor interioare în comparație cu cele derivate din analizele cu cea mai nefavorabilă combinație seismică, pentru a asigura că prima dată apare cedarea elementelor disipative.

 g) Stâlpii vor fi verificați să reziste efectelor acțiunii de proiectare la capacitate după cum urmează:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Ec. (12.22)

Unde:

- N<sub>pl,Rd(MEd)</sub> este capacitatea de proiectare la flambaj a grinzii sau a stâlpului în conformitate cu EN 1993, ținând cont de interacțiunea dintre capacitatea la flambaj și momentul încovoietor M<sub>Ed</sub>, definit ca valoarea sa de proiectare în situația seismică de proiecatre;
- N<sub>Ed,G</sub> este forța axială în grindă sau în stâlp datorată acțiunilor ne-seismice incluse în combinația de acțiuni pentru situația seismică de proiectare;
- N<sub>Ed,E</sub> este forța axială în grindă sau în stâlp datorată acțiunii seismice de proiectare;
- o  $\gamma_{ov}$  este factorul de suprarezstență,  $\gamma_{ov}$  =1,25 pentru oțel S355
- ο Ω este valoarea minima a  $Ω_i = N_{PI,Rd,i}/N_{Ed,i}$  dintre toate dispozitivele MSSH ale sistemului contravântuit; unde
- *N*<sub>pl,Rd,i</sub> este capacitatea de proiectare a dispozitivului MSSH i;
- N<sub>Ed,i</sub> este valoarea de proiectare a forței axiale în același duspozitiv MSSH i în situația seismică de proiectare.
- 7) Verificarea elementelor nedisipative: grinzile.
  - Grinzile au fost considerate grinzi compuse oțel-beton, folosind conlucrarea cu planşeul. Mecanismul de preluare a încărcărilor este cel prezentat în Fig. 12.17



Fig. 12.17: Distribuția deformațiilor plastice la SLU pentru calculul  $M_{pl,Rd}$  pozitiv.

Efectul vertical neechilibrat al acțiunii seismice este aplicat grinzii de către contravântuiri, după flambajul diagonalei comprimate. Acest efect este calculat folosind  $N_{\text{pl,Rd,MSSH}}$  pentru contravântuirea întinsă și  $\gamma_{\text{pb}} \cdot N_{\text{pl,Rd,MSSH}}$  pentru contravântuirea comprimată:

$$V_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot \frac{1 - \gamma_{pb}}{sin(\alpha)}$$
 Ec. (12.23)

# 12.5.4 Proiectarea folosind analiza statică neliniară (Pushover)

1) Modelul structural utilizat pentru analiza elastică trebuie extins astfel încât să includă răspunsul elementelor structurale dincolo de starea elastică și să estimeze mecanismele plastice presupuse și distribuția daunelor

2) Analiza Pushover a fost efectuată cu ajutorul RFEM v5.07.11 - Dlubal. Neliniaritatea s-a modelat numai pentru elementul MSSH, celelalte elemente fiind considerate perfect elastice. Diagrama MSSH nu ia în considerare histereza, deoarece s-a efectuat o analiză cvasi-statică.



Fig. 12.18: Diagrama calitativă folosită pentru comportarea neliniară a elementelor disipative

Deplasare	Forță [kN]			
[mm]	primul nivel	al doilea nivel	al treilea nivel	al patrulea nivel
-0,173	-1509	-1132	-755	-377
-0,139	-1407	-1055	-704	-352
-0,104	-1318	-989	-659	-330
-0,069	-1250	-937	-625	-312
-0,035	-1187	-890	-594	-297
-0,013	-829	-622	-415	-207
0	0	0	0	0
0,013	829	622	415	207
0,035	1187	890	594	297
0,069	1250	937	625	312
0,104	1318	989	659	330
0,139	1407	1055	704	352
0,173	1509	1132	755	377

# Tabelul 12.4: Valori folosite pentru comportarea neliniară a elementelor disipative la fiecare nivel.

# 12.6 ANALIZA UNUI CADRU 2D

Ecuațiile, proprietățile elementelor, recomandările de proiectare, verificările critice și factorul de comportare propus, incluse în Ghidul de Proiectare, sunt verificate prin intermediul analizelor numerice pe cadre reale 2D cu dispozitive MSSH cu ajutorul software-ului RFEM v.5.07.11 - Dlubal. Inițial, cadrele sunt proiectate prin analize elastice la SLU și SLS. Urmează analizele statice neliniare utilizate pentru a investiga comportarea dincolo de domeniul elastic și pentru a confirma factorul de comportare q = 3.

# 12.6.1 Descrierea cadrelor investigate

# 12.6.1.1 Geometrie si ipoteze

Studiul de caz prezentat în cele ce urmează se bazează pe extragerea unui cadru plan dintr-o clădire cu patru niveluri, a se vedea Fig. 12.19. Stâlpii au secțiuni din țeavă rectangulară (SHS 200x200x16 pentru nivelurile 1 și 2 și SHS 180x180x16 pentru nivelurile 3 și 4), iar grinzile de planșeu sunt grinzi din oțel cu secțiuni l (IPE400) care au acțiune compusă cu betonul din planșeu (C20/25, B450C). Contravântuirile au secțiuni dublu UPN300.

Stâlpii sunt articulați la bază și grinzile sunt prinse articulat de stâlpi. Contravântuirile sunt de asemenea prinse articulat de cadre. Structura este din oțel S355, iar dispozitivele MSSH au aceleași caracteristici ca și dispozitivelor încercate din secțiunea 12.4, oțelul utilizat fiind S355J2+N. Încercările asigură cunoașterea exactă a comportării și a caracteristicilor oțelului utilizat pentru dispozitivele applicate.

	_
Dispozitive si sisteme inovative antiseismice  411	
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)	

Tabelul 12.5 și Tabelul 12.6 rezumă caracteristicile geometrice ale dispozitivului MSSH.

Tabelul 12.5: Geometria elementelor MSSH utilizate							
	b [mm]	h [mm]	t [mm]				
MSSH	110	390	60				

Tabelu	I 12.6:	Numă	rul de	MSSH	utilizate	la	fiecare	nive	l și	rig	iditat	ea r	ezu	ltată

Număr d	K <sub>el</sub> [kN/m]	
4 <sup>th</sup>	2 MSSH	15138
3 <sup>rd</sup>	4 MSSH	30276
2 <sup>nd</sup>	6 MSSH	45414
1 <sup>st</sup>	8 MSSH	60551





Încărcări permanente (G):

Greutatea proprie a oțelului: 78.5 kN/m3

Planșeul compus:

Încărcarea proprie a betonului: 25.0 kN/m³

Tabla cutată: înălțime 73 mm, grosime 1 mm

Grosimea totală a planșeului: 150 mm

Grosimea echivalentă uniformă a planșeului: 110 mm

 $g_{2,c} = 2.75 \, kN/m^2$  (incluzând tabla cutată)

Instalații, tavane, pardoseli ridicate:

 $g_{2,fl} = 0.70 \ kN/m^2$  pentru niveluri intermediare  $g_{2,rf} = 1.00 \ kN/m^2$  pentru ultimul nivel 412 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

Pereți exteriori  $(1.00 \ kN/m^2)$ :  $g_{2,per} = 4.00 \ kN/m$ Încărcări utile (q) pentru birouri (Clasa B):  $q = 3.00 \ kN/m^2$ Pereți despărțitori ( $\leq 2.00 \ kN/m^2$ ):  $q_{add} = 0.80 \ kN/m^2$ Încărcarea utilă totală:  $q_{add} = 3.80 \ kN/m^2$ Coeficientul pentru combinațiile seismice:  $\psi 2 = 0.6$ Acoperișul este accesibil. Încărcarea din zăpadă este ignorată. Acțiunea seismică (*E*):

> Factor de importanță:  $\gamma_I = 1.0$ Accelerația de vârf a terenului:  $a_{gR} = 0.36g$ Sol tip B – Spectru Tip 1:  $S = 1.2, S = 1.2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$ Nu se ia în considerare acceleratia verticală a terenului.

12.6.2 Analiza modală cu spectre de răspuns

Se efectuează analiza modală cu spectre de răspuns, iar rezultatele sunt rezumate în

Tabelul **12.7**. Primele trei moduri, care sunt de translație, au activat mai mult de 95% din masă, asigurând că nu există moduri proprii cu masa > 5% care să nu fi fost luate în considerare.

1450			
Mod Nr Perioada proprie		Procent de paricipare a	Total [%]
MOU INI.	[s]	masei [%]	10tai [70]
1	0.781	77.6	
2	0.325	14.5	97.4
3	0.200	5.3	

 Tabelul 12.7: Procentele de participare a maselor și perioadele

# 12.6.3 Proiectarea seismică

Se remarcă faptul că pentru proiectarea seismică trebuie îndeplinite următoarele condiții, în conformitate cu regulile de proiectare descrise în secțiunea 5.2 și regulile EN 1998-1-1 [13].

# 12.6.3.1 Limitarea deplasărilor relative de nivel

Având în vedere că structura are elemente nestructurale ductile se verifică următoarea ecuație (12.24).

Dispozitive si sisteme inovative antiseismice  4	413
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSS	3H)

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 30 \ [mm]$$
 Ec. (12.24)

Unde v = 0,5 este un factor de reducere al deplasărilor de proiectare funcție de clasa de importanță a clădirii (clădiri obișnuite) și *h* este înălțimea de nivel. Tabelul 12.8 include rezultatele analizei; verificarea este îndeplinită pentru toate nivelurile cu valori mult mai mici decât limita de 30 mm. Selectarea secțiunilor stâlpilor și grinzilor a fost determinată de această verificare.

Nivelul	1	2	3	4
d <sub>e,sup</sub> [mm]	9.5	21	34.1	48.6
d <sub>e,inf</sub> [mm]	0.00	9.5	21	34.1
$d_r$ = ( $d_{e,sup}$ - $d_{e,inf}$ ) · q [mm]	28.5	34.5	39.3	43.5
d <sub>r</sub> · v [mm]	14.25	17.25	19.65	28.2

Tabelul 12.8: Limitarea deplasărilor relative de nivel.

# 12.6.3.2 Efectele de ordinul doi

O analiză liniară de flambaj pentru combinația seismică se efectuează pentru a verifica efectele de ordinul doi. Din această analiză, au rezultat modurile critice de flambaj și factorii de flambaj corespunzători.

Valorile lui  $\theta$  au fost calculate din factorii critici de flambaj și s-a verificat dacă trebuie luate în considerare efectele de ordinul doi (Tabelul 12.9). Deoarece  $\theta$  <0.1, efectele de ordinul doi sunt neglijate.

Nivel	P [kN]	d <sub>r</sub> [mm]	V [kN]	h [mm]	θ [adm]	α [adm]
1	3769	28.5	525	4000	0.05	1
2	2698	34.5	462	4000	0.05	1
3	1670	39.3	365	4000	0.04	1
4	734	43.5	226	4000	0.04	1

Tabelul 12.9: Efectele de ordinul doi: rezultate.

# Dispozitivele MSSH și Contravântuirile

Dispozitivele MSSH sunt proiectate să reziste forțelor din cea mai nefavorabilă combinație seismică 1.0·G+0.3·φ·Q+Ex. Tabelul 12.10, Tabelul 12.11 și Tabelul 12.12 prezintă rezultatele verificărilor contravântuirilor și dispozitivelor MSSH.

Tabelul 12.12 include, de asemenea, valorile suprarezistenței MSSH  $\Omega$  utilizate pentru a verifica comportarea disipativă globală a sistemului, care este asigurată atunci când valorile  $\Omega$  ale tuturor MSSH de la toate nivelurile nu diferă cu mai mult de 25% din valoarea sa minimă.

414 | Dispozitive si sisteme inovative antiseismice

\_\_\_\_\_

DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

Tabelul 12.10: Verificarea zvelteții contravantuirilor.									
	A	fy	EI	lo	N <sub>cr</sub>	λ			
	[cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kNcm <sup>2</sup> ]	[cm]	[kN]	[adm]			
2UPN 300	117.6	30,87	56700000	565.7	1887	2			
			0						

# Tabalul 12 10: Varificaraa zvaltatii contravântuiril

Tabelul 12.11. Verificatea subtatezistetitet contravatituttiot tata ue uispozitivete wisor
--------------------------------------------------------------------------------------------

	A	fy	N <sub>Rd,B</sub>	N <sub>Rd,MSSH,max</sub>	N <sub>Rd,MSSH,max</sub> /N <sub>Rd,B</sub>
	[cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[adm]
2UPN 300	117.6	30,87	3630.3	1509	0.42

#### Tabelul 12.12: Verificarea forțelor axiale și a factorului de suprarezistență al MSSH.

Nivelul	$ N_{Ed,C}  =  N_{Ed,T} $	$N_{Rd,C} = N_{Rd,T}$ [kN]	N <sub>Ed</sub> / N <sub>Rd</sub>	Ω [adm]
1	371	829	0.48	2.2
2	326	622	0.52	1.9
3	258	415	0.62	1.6
4	160	207	0.77	1.3

#### 12.6.3.3 Elementele nedisipative: Stâlpii

Stâlpii se verifică pentru a rezista efectelor acțiunii de proiectare batază pe capacitate, după cum urmează:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Ec. (12.25)

În model, există două tipuri de secțiune transversală, cele mai solicitate au fost verificate:

Primul și al doilea nivel: SHS 200x200x16:

$$N_{Ed,G} = 688 [kN]$$

$$N_{Ed,E} = 507 [kN]$$

$$N_{Ed} = 688 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 507 = 1594 [kN]$$

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3550 [kN]$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{1594}{3550} = 0.45$$

Al treilea și al patrulea nivel: SHS 180x180x16:

$$\begin{split} N_{Ed,G} &= 307 \ [kN] \\ N_{Ed,E} &= 113 \ [kN] \\ N_{Ed} &= 307 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 113 = 509 \ [kN] \\ N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) &= 3149 \ [kN] \\ \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} &= \frac{509}{3149} = 0.16 \end{split}$$

12.6.3.4 Elementele nedisipative: Grinzile Încărcări verticale:

Grinzile au fost considerate compuse oțel-beton, considerând conlucrarea cu planșeul, rezistența la încărcări verticale a fost verificată pentru cea mai solicitată grindă după cum urmează:

Grinda principală (IPE400):

 $b_{eff} = \min(L_e/8; b_i) = \min(1000; 2000) = 1000 \text{ [mm]}$ axa neutră (taie profilul din oțel) (y): Abeton · fcd + twIPE400 · fyd · y = (400-y) · twIPE400 · fyd y= 0 [mm] MpI,Rd = Nc · b = NpI,a · b = 949,2 [kNm] MEd,max = 621 [kNm]  $\frac{M_{Ed,max}}{M_{pI,Rd}} = 0,65$ 

<u>Acțiunea seismică:</u>

Efectul vertical neechilibrat al acțiunii seismice este aplicat grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Acest efect al acțiunii se calculează folosind  $N_{pl,Rd,MSSH}$  pentru contravântuirea întinsă și  $\gamma_{pb}$ · $N_{pl,Rd,MSSH}$  pentru contravântuirea comprimată.

Factorul  $\gamma_{pb}$  este utilizat pentru estimarea rezistenței post-flambaj a diagonalelor comprimate. Valoarea recomandată este 0,3.

Număr MSSH	N <sub>pl,Rd</sub> [kN]	$V_{Ed} = N_{pl,Rd} \cdot \frac{0,7}{\sin(\alpha)}$ [kN]	Secțiune transversală	V <sub>Rd</sub> [kN]	$V_{Ed}/V_{Rd}$
4	1509	746	IPE400	761	0.98

Tabelul 12.13: Verificarea forței tăietoare maxime din grinzi.

12.6.4 Analize statice neliniare (Pushover)

416   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

# 12.6.4.1 Evaluarea comportării neliniare a cadrelor

Analiza statică Pushover (SPO) se efectuează pe structură utilizând două modele de încărcare laterală monotonă. Încărcările laterale sunt aplicate monoton, pas cu pas, într-o analiză statică neliniară.

În ceea ce privește distribuțiile de forțe laterale, EN1998-1-1 sugerează considerarea atât a distribuției uniforme, cât și a celei modale, după cum se poate vedea în Fig. 12.20. Evident, deoarece rezultanta forțelor este diferită, curbele prezintă forme diferite; ambele pot reprezenta răspunsul structural real.









Starea limită ultimă a fost aleasă în conformitate cu FEMA, care pentru structurile cu contravântuiri recomandă o deplasare relativă de nivel de 2% din înălțimea de nivel, în acest caz d<sub>max</sub>=0,02·4000=80[mm]. Pentru a evalua această limită, curba de capacitate a fiecărui nivel, atât pentru distribuția uniformă și cât și pentru cea modală, a fost reprezentată grafic și sunt prezentate în Fig. 12.22 și 12.23



Fig. 12.22: Curba de Capacitate a deplasării relative de nivel a fiecărui nivel cu Distribuția Modală.



Fig. 12.23: Curba de Capacitate a deplasării relative de nivel a fiecărui nivel cu Distribuția Uniformă.

Fotța tăietoare de bază corespunzătoare deplasării maxime a fost reprezentată pe Diagrama Curbei Pushover pentru a găsi limita stării ultime, vezi Fig. 12.24.



Fig. 12.24: Rezultatele Analizei Pushover cu limita stării ultime.

#### 12.6.4.2 Evaluarea factorului de comportare q

Pentru a evalua ductilitatea structurală, se calculează factorul de comportare q, așa cum sugerează FEMA 695, [23]. Conform FEMA 695, factorul de supra-rezistență este definit ca raportul dintre forța tăietoare maximă de bază  $V_{max}$  și forța tăietoare de bază de curgere V. Ductilitatea bazată pe perioadă este definită ca raportul dintre deplasarea ultimă a ultimului nivel d<sub>u</sub> și deplasarea efectivă de curgere a utimului nivel d<sub>y,eff</sub> (Fig.12.25).



Fig. 12.25: Metoda de calcul a factorului de comportare q sugerată de FEMA 695 Factorul q a fost calculat cu distribuția modală și uniformă. Rezultatele sunt prezentate în Tabelul 12.14.

	. I dolorar de	, comportait	y q ouloulul.
Distribuție	$q_{\mu}$	Ω	q
Modală	1.51	1.88	2.83
Uniformă	1.47	2.29	3.37

abelul 12.14: Factorul de comportare o calculat
-------------------------------------------------

În cele mai multe cazuri, factorul *q* recomandat este cel mai mic, în acest caz q=2.8, dar, de asemenea, dacă analiza dinamică neliniară nu a fost efectuată, comportarea așteptată, ținând seama de efectul histeretic, este mai apropiată de comportarea cu distribuția uniformă. Efectul de disipare este de așteptat să ridice ambele curbe pushover, astfel că valoarea aleasă q=3 poate fi considerată confirmată sigură.

# 12.7 CONCLUZII

Studiul de mai sus introduce dispozitivele MSSH ca elemente dissipative de contravântuire. Următoarele observații merită notate:

- a) Sistemul prezintă o comportare foarte bună sub efectul acțiunii seismice: capacitate puternică, rigidă, mare de absorbție a energiei. Rezistența seismică a unei clădiri poate fi obținută prin furnizarea corespunzătoare a unui număr de sisteme în direcțiile relevante.
- b) Pot fi proiectate ca fiind mai flexibile/rigide funcție de tipul de secțiune şi de distribuția lor între niveluri.
- c) Deformațiile inelastice sunt strict limitate la dispozitivele disipative care împiedică răspândirea daunelor în restul elementelor structurale. Dispozitivele MSSH sunt uşor de fabricat, instalat şi înlocuit, dacă sunt deteriorate după un cutremur puternic.
- d) S-au formulat într-un Ghid de proiectare recomandări relevante pentru proiectarea seismică a cadrelor contravântuite cu dispozitive MSSH, inclusiv recomandări practice privind selectarea siguranţelor corespunzătoare şi verificărilor elementelor.
- e) Dispozitivele oferă o soluție eficientă din punct de vedere al costurilor chiar și pentru consolidarea seismică a structurilor

# 12.8 DOMENIU DE APLICARE

Dispozitivele MSSH se pot aplica cu ușurință la clădirile din oțel multietajate și pot înlocui sistemele convenționale utilizate la nivel mondial (cum ar fi cadrele contravântuite centric și excentric, cadrele necontravântuite etc.) prin combinarea rezistenței elastice la încărcarea din vânt și disiparea distinctă a energiei plastice pentru acțiuni seismice. Dispozitivele sunt ușor de înlocuit și fabricat, oferind o soluție eficientă din punct de vedere al costurilor.

#### **12.9 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE**

1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.

420   Dispozitive si sisteme inovative antiseismice
DISPOZITIV HISTERETIC ÎN FORMĂ DE SEMI-LUNĂ DIN OȚEL (MSSH)

- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 3. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 4. DIN 50125: Testing of metallic materials Tensile test pieces; 2009.
- 5. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 6. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: General Fatigue strength. CEN. 2005
- 8. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
- 9. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- 10. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 11. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 12. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.