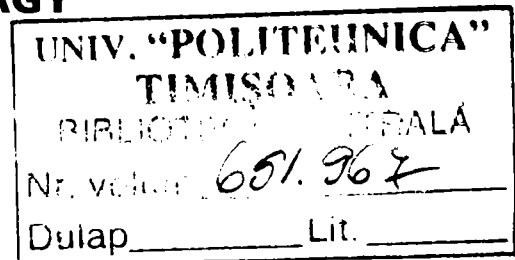


STUDIUL SOLUȚIILOR CONSTRUCTIVE ȘI PERFORMANȚELOR STRUCTURALE ALE HALELOR UȘOARE CU STRUCTURA REALIZATĂ DIN PROFILE DE OȚEL FORMATE LA RECE

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. Zsolt NAGY



Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.dr.ing. Dan Dubină
prof.dr.ing. Raffaele Landolfo
prof.dr.ing. Șerban Dima
prof.dr.ing. Victor Gioncu

Data susținerii tezei: 09.12.2006

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|------------------------|---|
| 1. Automatică | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie | 8. Inginerie Industrială |
| 3. Energetică | 9. Inginerie Mecanică |
| 4. Ingineria Chimică | 10. Știința Calculatoarelor |
| 5. Inginerie Civilă | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | |

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

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2006

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

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221
e-mail: editura@edipol.upt.ro

Prefață

Această lucrare a fost realizată în cadrul Centrului de Cercetare pentru Mecanica Materialelor și Siguranța Structurilor (CEMSIG) din cadrul Facultății de Construcții și Arhitectură a Universității "Politehnica" din Timișoara. Încercările experimentale și întreaga activitate de cercetare efectuată pe parcursul elaborării tezei au fost realizate într-o mare măsură din fonduri private și într-o mică măsură în cadrul unor programe de cercetare naționale și europene. Autorul mulțumește pe această cale organizației Lindab pentru finanțarea încercărilor și Comisiei Europene și Guvernului României (MEN, CNCISIS, MCT) pentru sprijinul acordat.

Mulțumesc pentru introducerea în „minunata lume a profilelor cu pereți subțiri formate la rece” și pentru sprijinul acordat de către conducătorul științific, d-lui prof. dr. ing. Dan Dubină, pe parcursul celor șapte ani de elaborare a tezei. Deschiderea internațională pe care mi-a oferit-o, prin participarea directă la proiecte de cercetare internaționale și cunoașterea unor personalități marcante din țară și străinătate, și-a lăsat cu siguranță amprenta asupra acestei lucrări.

Sunt onorat de acceptul d-lor prof. dr. ing. Raffaele Landolfo, prof. dr. ing. Victor Gioncu și prof. dr. ing. Șerban Dima de a face parte din comisia de doctorat și le mulțumesc pentru revizuirea atentă a lucrării și pentru comentariile și sugestiile utile pe care le-au adus. Mulțumesc d-lui prof.dr.ing. Radu Băncilă pentru prezidarea comisiei de doctorat.

Îi voi fi veșnic recunoscător (și dator) d-lui dr. ing. Aurel Stratan pentru suportul acordat și vorbele bune în cele mai disperate momente, pentru comentariile utile și ideile salvatoare. Deasemenea mâna de ajutor din partea dr. Viorel Ungureanu este de neprețuit.

Încercările derulate în laborator erau imposibile de realizat fără o muncă de echipă: dr. Adrian Ciutina, dr. Ludovic Fülöp, dr. Iosif Szabó, dr. Florea Dinu, dr. Raul Zaharia, Mircea Cristuțiu, Nicu Muntean și Adi Dogaru au fost cele mai valoroase resurse de care puteam dispune.

Încercările la scară reală – care s-au desfășurat în afara laboratorului sub cerul liber – mi-au oferit cele mai frumoase clipe de muncă în echipă: devotamentul unor oameni ca Laurențiu Sonia, George Ionescu, Mihaiela Niculae, Adrian Anciu, Ștefăniță Ștefănid, au fost de neprețuit, efortul și priceperea lui dr.ing. Aurel Stratan, dr. ing. Adrian Ciutina, ing. Nicu Muntean au fost de neînlocuit. Modul cum s-au derulat testele au dat dovadă de cel mai înalt profesionalism al echipei de realizatori.

Prietenia și ajutorul reciproc al colegilor prof. dr. ing. Daniel Grecea, conf. dr. ing. Mircea Georgescu, prof. dr. ing. Liviu Gâdeanu, prof. dr. ing. Reidar Bjorhovde și prof. dr. ing. Reinhold Schuster m-au stimulat continuu.

Încercările experimentale nu ar fi fost posibile fără sprijinul organizației Lindab. Mulțumesc pentru sprijinul financiar și suportul acordat.

Și nu în ultimul rând, mulțumesc soției mele Éva, care m-a îndurat, mi-a fost alături toți acești ani și care m-a încurajat și ajutat continuu.

Zsolt Nagy
Timișoara, 2006

Nagy, Zsolt

**STUDIUL SOLUȚIILOR CONSTRUCTIVE ȘI
PERFORMANȚELOR STRUCTURALE ALE HALELOR UȘOARE
CU STRUCTURA REALIZATĂ DIN PROFILE DE OȚEL
FORMATE LA RECE**

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 3, Editura Politehnica,
2006, 188 pagini, 124 figuri, 20 tabele.

ISSN:1842-581x

ISBN (10): 973-625-389-9; ISBN (13) 978-973-625-389-8

Cuvinte cheie:

Cadre portal, profile cu pereți subțiri formate la rece, noduri
semi-rigide, rigiditate nod, teste monotone, ciclice

Rezumat:

Lucrarea analizează influența semi-rigidității nodurilor asupra
răspunsului mecanic al structurilor realizate din profile cu pereți
subțiri formate la rece, alcătuite din secțiuni C spate-n spate.
Analiza pleacă de la încercări experimentale pe noduri și continuă
cu încercările experimentale pe cadre la scară reală.

Importanța configurării nodurilor asupra comportării structurilor
realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece a impus o
analiză a caracteristicilor mecanice în termeni de rezistență,
rigiditate și ductilitate. S-a evidențiat importanța considerării
semi-rigidității nodurilor în analiza structurilor și rezistențele
post-elastice scăzute ale acestor tipuri de structuri. S-a arătat că
modelul clasic de calculul îmbinărilor care acceptă ipoteza
centrului de rotire în centrul de greutate al grupului de șuruburi și
distribuția liniară a solicitării pe șuruburi în raport cu distanța de
la centrul de greutate al fiecărui șurub – nu este întotdeauna
adevărată. În lucrare sînt propuse metode analitice pentru
determinarea caracteristicilor mecanice și proceduri de proiectare
ale acestor tipuri de structuri.

În lucrare este propusă o metodologie de calcul al cadrelor
metalice realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.

Cuprins

Rezumat	xv
Prefață	xvii
1 Introducere	1
1.1 Obiectivele tezei de doctorat	1
1.2 Planul tezei de doctorat	2
2 Cercetări similare în domeniu: sinteza rezultatelor și evaluare	4
2.1 Introducere	4
2.2 Aspecte caracteristice ale comportării, calculului și proiectării structurilor din profile de oțel cu pereți subțiri formate la rece	5
2.2.1 Materialul de bază	6
2.2.2 Efectul tehnologiei de fabricare asupra caracteristicilor mecanice	6
2.2.3 Probleme specifice de rezistență și stabilitate	9
2.2.4 Influența zvelteții pereților: conceptul de lățime eficace	13
2.2.5 Rigiditatea la torsiune	15
2.2.6 Strivirea locală a inimii (fenomenul „web crippling”)	17
2.2.7 Fenomenul „shear lag”	17
2.2.8 Ductilitatea și comportarea în domeniul plastic	18
2.2.9 Influența imperfecțiunilor asupra comportării la stabilitate	18
2.2.10 Tehnologia de îmbinare ale profilelor formate la rece	19
2.3 Aspecte caracteristice ale comportării structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece acoperite de normele de proiectare	20
2.3.1 Cold-formed steel structures – Revision of AS/NZS 4600:1996 (Australia, Noua Zeelandă – 2003)	22
2.3.1.1 Flambajul global: încovoiere, torsiune, încovoiere-torsiune N_{ne}	26
2.3.1.2 Flambajul local (voalare), N_{nl}	26
2.3.1.3 Flambajul prin distorsiune, N_{nd}	26
2.3.1.4 Flambajul global prin încovoiere laterală cu răsucire, M_{ne}	26
2.3.1.5 Flambajul local (voalare), M_{nl}	26
2.3.1.6 Flambajul prin distorsiune, M_{nd}	27
2.3.2 North American specification for the design of cold-formed steel structural members (2001)	27
2.3.2.1 Formula de interacțiune dintre flambajul local și cel global conform normei americane AISI-2001	27
2.3.2.2 Flambajul interactiv dintre flambajul local și flambajul prin încovoiere laterală cu răsucire în cazul grinzilor încovoiate conform normei AISI-2001	28

2.3.3 Eurocode 3, partea 1.3 (2004)	28
2.4 Soluții constructive și probleme specifice ale structurilor realizate din cadre din profile cu pereți subțiri formate la rece	31
2.4.1 Avantajele utilizării profilelor formate la rece în construcții	31
2.4.2 Cadre pentru structura de rezistență	32
2.5 Studii și cercetări actuale din domeniu	38
2.5.1 Baigent and Hancock (1982)	38
2.5.2 Chung (1998, 1999)	40
2.5.3 Kirk (Swagebeam)	41
2.5.4 Lim and Nethercot	41
2.5.5 J.B.P Lim – Joint Effects in cold-formed steel portal frames (phd. Thesis)	43
2.5.6 H.C. Ho, K.F. Chung – Analytical prediction on deformation characteristics of lapped connections between cold formed steel Z sections	43
2.5.7 W.K. Yu, K.F. Chung, M. F. Wong – Analysis of bolted moment connections in cold formed steel beam – column sub-frames	44
2.5.8 M. Dundu, A. R. Kemp – Strength requirements of single cold-formed channels connected back-to-back	45
2.5.9 R. Zaharia, D. Dubină – Comportarea fermelor cu îmbinări semi-rigide	46
2.5.10 J. Carr, A. Mansour, J. Mills – Self drilling screwed knee-joints for cold formed steel portal frames in cyclonic region	47
2.6 Concluziile deprinse din cercetările similare din domeniu	47
3 Program experimental pentru studiul comportării nodurilor de cadre	49
3.1 Introducere	49
3.2 Programul experimental	52
3.2.1 Scopul programului și aranjamentul standului de încercare	52
3.2.2 Proiectarea speci­menelor încercate	52
3.2.3 Calculul îmbinărilor	54
3.2.3.1 Îmbinare de coamă: 8 șuruburi M20 gr. 6.6	55
3.2.3.2 Îmbinare streășină: 8 șuruburi M20 gr. 6.6	55
3.2.4 Diagrame de eforturi pe speci­me­ne	56
3.2.5 Caracteristicile profilelor cu pereți subțiri	59
3.2.6 Pregătirea și derularea încercărilor	59
3.2.6.1 Procedura de încărcare în regim ciclic	59
3.2.7 Rezultatele încercărilor experimentale	62
3.2.7.1 Testele monotone	62
3.2.7.2 Testele ciclice	66
3.3 Concluziile încercărilor experimentale pe noduri	68
4 Metoda componentelor	69
4.1 Introducere	69
4.2 Aplicarea metodei componentelor	69
4.3 Concluziile analizei prin metoda componentelor	75
5 Program experimental pentru studiul comportării cadrelor	76
5.1 Introducere	76
5.2 Pregătirea testului pe cadre la scară reală	76
5.3 Instrumentarea	77
5.4 Sumarul încercărilor experimentale pe cadre	79
5.4.1 Test 1 – încărcare doar cu forță laterală	79

5.4.2 Test 2 – încărcare gravitațională și cu forță laterală	79
5.5 Evaluarea rezultatelor și comparații cu modele numerice	80
5.6 Concluziile încercărilor pe cadre	85
6 Metodologie de calcul și proiectare a cadrelor realizate din profile cu pereți subțiri	86
6.1 Introducere	86
6.2 Abordarea proiectării pe cale tradițională	86
6.3 Abordarea proiectării pe cale inovativă	89
6.4 Comentariile rezultatelor obținute în urma proceselor de proiectare pe cale tradițională vs cale inovativă	89
6.5 Concluzii privind analiza metodelor de proiectare pe cale tradițională vs cale inovativă	90
7 Contribuții originale aduse în teză	91
7.1 Rezumat	91
7.2 Contribuții personale	92
7.3 Valorificarea rezultatelor	93
7.4 Analiza realizării obiectivelor propuse	93
Anexe	95
A Clasificarea nodurilor conform EN 1993-1-8 (2003)	97
A.1 Clasificarea nodurilor după rigiditate	97
A.2 Clasificarea nodurilor după rezistență	99
A.3 Clasificarea nodurilor după ductilitate	100
B Calculul caracteristicilor mecanice prin metoda componentelor	102
B.1 Calculul caracteristicilor mecanice ale îmbinării de coame de tip RIS-FB	102
B.2 Secțiunea profilelor C	103
B.3 Tălpi ale elementelor în compresiune / întindere	104
B.3.1 Tălpile profilului cu pereți subțiri C solicitat la compresiune / întindere	104
B.3.2 Tălpile piesei de îmbinare solicitat la compresiune / întindere	104
B.4 Rîndul 1 și 4 de șuruburi (șuruburi pe tălpi)	105
B.4.1 Șuruburi solicitate la forfecare	105
B.4.2 Peretele găurii din profilul C supusă la compresiune	105
B.4.3 Peretele găurii din profilul de îmbinare supusă la compresiune	106
B.5 Rîndul 2 și 3 de șuruburi (șuruburi pe inimă)	106
B.5.1 Șuruburi solicitate la forfecare	106
B.5.2 Peretele găurii din profilul C supusă la compresiune	107
B.5.3 Peretele găurii din profilul de îmbinare supusă la compresiune	107
B.6 Momentul capabil – specimen RIS FB	108
B.6.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)	109
B.6.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)	109
B.6.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)	109
B.6.4 Momentul capabil al îmbinării specimen RIS-FB	109
B.7 Rigiditate – specimen RIS-FB	110
B.7.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)	110
B.7.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)	110
B.7.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)	110

B.7.4 Rigiditatea echivalentă a rîndurilor de șuruburi 1-3	110
B.7.5 Rigiditatea flexurală a nodului	111
B.7.6 Diagrama M- Φ – RIS FB	111
B.8 Calculul caracteristicilor mecanice ale îmbinării de streășină de tip KIP-FB	112
B.8.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)	113
B.8.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)	113
B.8.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)	113
B.8.4 Momentul capabil al îmbinării specimen KIP-FB	113
B.9 Rigiditate – specimen KIP FB	114
B.9.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)	114
B.9.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)	114
B.9.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)	114
B.9.4 Rigiditatea echivalentă a rîndurilor de șuruburi 1-3	114
B.9.5 Rigiditatea flexurală a nodului	115
B.9.6 M- Φ diagram – KIP FB	115
C Proiectarea cadrului din profile formate la rece	116
C.1 Proiectarea pe cale tradițională	116
C.2 Proiectarea pe cale inovativă	120
D Verificarea elementelor cadrului din profile formate la rece	124
D.1 Calculul de verificare a riglei, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări continue	125
D.2 Calculul de verificare a stâlpului, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări continue	128
D.3 Calculul de verificare a riglei, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări semirigide	131
D.4 Calculul de verificare a stâlpului, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări semirigide	134
E Ovalizarea găurilor măsurat în urma testelor pe noduri de coamă	137
F Mecanismul de cedare al cadrului sub efectul încărcărilor orizontale	141
G Mecanismul de cedare al cadrului sub efectul încărcărilor verticale și orizontale	144
H Imperfecțiunile geometrice măsurate ale cadrului (test nr. 2)	147
I Modelarea rigidităților experimentale ale nodurilor de coamă și streășină pentru calculul numeric	149
Bibliografie	151
Summary	160
Contributions of the Author	161
Contents	165
List of Figures	168
List of Tables	170

Listă de figuri

2.1	Curbe pentru oțeluri cu palier de curgere și cu curgere graduală	6
2.2	Influența procesului de formare la rece asupra caracteristicilor mecanice ale oțelului	7
2.3	Evidențierea tensiunilor reziduale de tip flexional	8
2.4	Moduri de flambaj pentru un profil C format la rece comprimat	10
2.5	Rezistența funcție de lungimea de semiundă pentru un profil C comprimat (Hancock 1998)	11
2.6	Comportarea unui profil comprimat cu secțiune obișnuită și secțiune cu perete subțire	11
2.7	Cedarea unui profil C	12
2.8	Efectul voalării asupra capacității de rezistență	12
2.9	Voalarea pereților comprimați	14
2.10	Starea de tensiune într-un perete plan care voalează	14
2.11	Secțiunea eficientă a unui perete voalat	15
2.12	Deformații de răsucire	16
2.13	Distribuția tensiunilor normale pe tălpile grinzilor încovoiate	17
2.14	Cele patru moduri de cedare de bază	20
2.15	Moduri de cedare suplimentare caracteristice pentru elemente subțiri	20
2.16	Structura principalelor norme analizate	21
2.17	Considerarea lățimii după EC3 și AS-NZ / AISI	22
2.18	Moduri critice de flambaj și lungimile de semiundă corespunzătoare pentru un profil cu secțiune C solicitat la compresiune (Schafer, 2001)	23
2.19	Modelul Lau și Hancock pentru flambajul prin distorsiune	24
2.20	Vedere 3D a structurii realizate din profile Lindab	33
2.21	Detalii ale cadrului realizat din profile Lindab	34
2.22	Modelarea cadrului pentru calculul structurii	34
2.23	Structura termocentralei Arbema – Arad	35
2.24	Piese nod tip Kontirom	35
2.25	Structura tip Kontirom în execuție	36
2.26	Structura tip Frisomat și Galcorom	36
2.27	Nod tipic în cazul structurilor tip Galcorom	36
2.28	Structuri cu grinzi cu zăbrele	37
2.29	Sistem structural – Construcții Ușoare Lindab și detalii caracteristice	37
2.30	Structuri tip „Astra” Frisomat	38
2.31	Detalii cadru studiat de Baigent și Hancock	39
2.32	Poziția încărcărilor și împiedicarea pierderii stabilității laterale	39
2.33	Tipuri de noduri încercate de Chung	40
2.34	Cadru cu noduri amprentate (Swagebeam)	41
2.35	Nodul de coamă încercat de Lim și Nethercot	42

2.36	Detalii ale guseelor îmbinării de coamă	42
2.37	Îmbinarea testată de Ho	43
2.38	Îmbinarea testată de Dundu și Kemp: montaj test și puncte de fixare laterale	45
2.39	Îmbinarea testată de Dundu și Kemp: îmbinare riglă stîlp	46
2.40	Tipul de îmbinare cu două șuruburi studiată de Zaharia și Dubină	47
3.1	Clasificări ale nodurilor în funcție de rigiditate	50
3.2	Modelarea nodurilor pentru analiză structurală	50
3.3	Stand de încercare noduri de coamă și noduri de streășină	51
3.4	Cadrul portal de referință	52
3.5	Predimensionare cadru cu 10 kN/ml încărcare	53
3.6	Diagramele M, T, N rezultate	53
3.7	Secțiunea elementelor rezultate	54
3.8	Secțiunea caracteristică a speciimenelor	54
3.9	Diagrame M, N, T specimene de coamă	56
3.10	Diagrame M, N, T specimene de colț	57
3.11	Specimene de coamă	57
3.12	Specimene de streășină	58
3.13	Fișii pentru încercarea de tensometrie	59
3.14	Instrumentare stand de încercare nod coame și streășină	60
3.15	Procedura de aplicare a încărcării ciclice în conformitate cu prevederile ECCS	61
3.16	Determinarea limitei de curgere în conformitate cu prevederile ECCS	61
3.17	Modul de cedare a speciimenelor RIP-M și RIS-FB-M	63
3.18	Modul de cedare a speciimenelor KIS-M și KIS-FB-M	63
3.19	Rezultate comparative pentru nod de coamă și nod de streășină	64
3.20	Rezultate comparative pentru nod de coamă și nod de streășină	66
3.21	Inițierea fisurilor în tălpi datorate voalărilor succesive	67
3.22	Rezultate comparative din încercări ciclice pe nod a) coamă b) streășină	67
4.1	Specimene studiate în metoda componentelor	69
4.2	Concentrări de tensiuni în cazul speciimenelor cu șuruburi	70
4.3	Grupurile de șuruburi considerate în analiză	70
4.4	Centrul de rotire din analiza MEF	71
4.5	Evidențierea rolului peretelui găurii în flexibilitatea totală	71
4.6	Etapele principale la asamblarea componentelor	73
4.7	Curbe moment – rotire analitice și experimentale	75
5.1	Schema testului la scară reală	76
5.2	Pregătirea testului la scară reală	77
5.3	Instrumentare cadru în cazul testului	78
5.4	Nod de cadru și presa	79
5.5	Diagrama forță – deplasare în cadrul celor două teste	80
5.6	Modele structurale analizate	80
5.7	Curbe moment – rotire experimental și din modelul M3	81
5.8	Cadru C1 după test și modul de cedare în zona îmbinării din stînga	82
5.9	Cadru C1 rezultate experimentale vs numerice	82
5.10	Cadru C2 după test și prima voalare în zona îmbinării din dreapta	84
5.11	Cadru C2 rezultate experimentale vs numerice	84

6.1	Abordarea proiectării pe cale tradițională	87
6.2	Abordarea proiectării pe cale inovativă	88
7.1	Diagrama cauză-efect privind comportarea particulară a barelor cu pereți subțiri	91
A.1	Exemple de nod și îmbinare	97
A.2	Clasificări ale nodurilor după rigiditate	98
A.3	Clasificare noduri analizate după rigiditate	99
A.4	Clasificări ale nodurilor după rezistență	99
A.5	Clasificare noduri analizate după rezistență	100
A.6	Ductilitatea sau capacitatea de rotire ale nodurilor	101
B.1	Specimenul de coamă RIS-FB și cel de streășină KIP-FB studiat	102
B.2	Grupul exterior de șuruburi considerat în analiză	103
B.3	Secțiunea transversală a profilului C	103
B.4	Ansamblul de componente nod coamă	109
B.5	Diagrame moment rotire analitic vs experimental – RIS-FB	111
B.6	Ansamblul de componente nod streășină	113
B.7	Diagrame de moment rotire analitic vs experimental – KIP-FB	115
C.1	Forma cadrului și modelarea structurii pentru analiză	117
C.2	Diagrama de momente încovoietoare	118
C.3	Diagrama de forțe tăietoare	118
C.4	Diagrama de forțe axiale	119
C.5	Modelarea structurii pentru analiză cu noduri semi-rigide	120
C.6	Diagrama de momente încovoietoare	121
C.7	Diagrama de forțe tăietoare	122
C.8	Diagrama de forțe axiale	122
E.1	Specimen RIP-M	138
E.2	Specimen RIS-M	138
E.3	Specimen RSG-M	138
E.4	Specimen RIS-FB-M	139
E.5	Specimen RIS-FB-C1	139
E.6	Specimen RIS-FB-C2	139
E.7	Specimen RIP-C1	140
E.8	Specimen RSG-C1	140
F.1	Cadrul în testul nr. 1 – pregătirea testului	142
F.2	Cadrul în testul nr. 1 – după încercare	142
F.3	Mecanism de cedare – test 1	143
F.4	Fenomenul de pierdere a stabilității locale	143
G.1	Cadrul în testul nr. 2	145
G.2	Mecanism de cedare – test 2	145
G.3	Fenomenul de pierderea stabilității locale	146
H.1	Erori inițiale determinate prin măsurători topo	147
H.2	Localizare puncte măsurate	148

I.1	Modelare nod de streășină	149
I.2	Modelare nod de coamă	150
M.1	Diagram: the specific behavior of cold formed steel members	161

Listă de tabele

2.1 Creșterea limitei de curgere și a limitei de rupere funcție de procedeul de fabricație a profilelor	7
2.2 Tipul și intensitatea tensiunilor reziduale în profilele din oțel	9
2.3 Rezultatele încercărilor	42
3.1 Lista specimenelor – Teste pe noduri	58
3.2 Rezultatele încercărilor la tracțiune pe materialele folosite la încercări	59
3.3 Rezultate obținute în regim de încărcare monoton	64
3.4 Caracteristici mecanice obținute în regim de încărcare monotonă	65
3.5 Date înregistrate în regim de încărcare ciclic	67
3.6 Caracteristici mecanice obținute în regim de încărcare ciclic	68
4.1 Rezistențe ale componentelor nodului	74
4.2 Rigiditățile componentelor nodului	74
4.3 Caracteristici mecanice experimentale și analitice	74
6.1 Tabel comparativ la nivelul momentelor încovoietoare urmînd cele două metode	90
A.1 Rigiditate noduri determinate analitic și experimental	98
B.1 Geometria secțiunii C	104
B.2 Matricea de rezistență a nodului de coamă	108
B.3 Matricea de rigiditate a nodului de coamă	108
B.4 Matricea de rezistență a nodului de streășină	112
B.5 Matricea de rigiditate a nodului de streășină	112
H.1 Rezultate măsurători topo	148

Rezumat

Lucrarea analizează influența semi-rigidității nodurilor asupra răspunsului mecanic al structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece, alcătuite din secțiuni C spate-n spate. Analiza pleacă de la încercări experimentale pe noduri și continuă cu încercările experimentale pe cadre la scară reală – cadre din care s-au extras și nodurile de coamă și streășină încercate.

Importanța configurării nodurilor asupra comportării structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece a impus o analiză a caracteristicilor mecanice în termeni de rezistență, rigiditate și ductilitate. S-a evidențiat importanța considerării semi-rigidității nodurilor în analiza structurilor. S-a arătat că modelul clasic de calculul îmbinărilor care acceptă ipoteza centrului de rotire în centrul de greutate al grupului de șuruburi și distribuția liniară a solicitării pe șuruburi în raport cu distanța de la centrul de greutate al fiecărui șurub – nu este întotdeauna adevărată.

În lucrare au fost analizate prevederile a trei norme de proiectare din Europa, America de Nord și Noua Zeelandă / Australia în legătură cu criteriile de proiectare pentru structurile metalice realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece. Au fost sintetizate tendințele actuale din domeniul cercetării structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece și în particular al îmbinărilor acestora.

Răspunsul mecanic al cadrelor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece cu noduri semi-rigide a fost evaluat prin prisma încercărilor experimentale efectuate la nivel de subansamblu (încercări pe noduri) și la nivel global (încercări pe cadre la scară reală). Analiza a scos la iveală importanța configurării îmbinărilor și rezistențele post-elastice scăzute ale acestor tipuri de structuri. În lucrare sînt propuse metode analitice pentru determinarea caracteristicilor mecanice și proceduri de proiectare ale acestor tipuri de structuri.

Studiul structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece a avut ca scop evidențierea influenței semi-rigidității nodurilor asupra comportării globale ale structurilor. Au fost analizate diferite configurații de îmbinări (cu șuruburi doar pe inimă, cu șuruburi și pe inimă și pe tălpi) din care doar unele s-au dovedit a fi eficiente. Performanța superioară a configurațiilor de noduri cu șuruburi și pe tălpi și pe inimă este dată de faptul că acest tip de nod s-a dovedit a fi total rezistent. Performanța și eficiența structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece de tip C s-a dovedit a fi satisfăcătoare în domeniul elastic. Optimizarea structurilor din acest punct de vedere poate fi realizată prin evitarea producerilor de voalări premature în structură, aspect evidențiat în lucrare. Practic, acest obiectiv poate fi atins prin realizarea unor îmbinări total rezistente în întreaga structură, cedările producîndu-se la solicitări apropiate cu capacitatea portantă a elementului format la rece.

În lucrare este propusă o metodologie de calcul al cadrelor metalice realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece de tip C realizate prin îmbinări cu dispunerea șuruburilor atît pe inimă cît și pe talpa profilelor C. Această soluție facilitează obținerea unor îmbinări total rezistente, fapt ce permite o exploatare mai judicioasă a secțiunilor de profile utilizate. Încercările experimentale efectuate au confirmat fezabilitatea tehnologică a soluției și au confirmat modul de comportare estimat.

Capitolul 1

Introducere

Profilele metalice formate la rece se întâlnesc în mai toate aspectele vieții moderne. Utilizările acestora sunt multe și variate, existând în zilele noastre o gamă largă de produse, cu o mare diversitate de forme și mărimi.

Apariția în construcții a profilelor formate la rece datează de pe la mijlocul secolului XX în SUA și Marea Britanie. Până nu demult, profilele formate la rece au fost folosite preponderent ca elementele secundare ale structurilor de rezistență ale clădirilor, în alcătuirea învelitorilor, ca pane pentru acoperiș sau rigle pentru pereți. Tot mai mult, în ultimii ani, aceste profile sunt utilizate și pentru alcătuirea structurii de rezistență propriu-zise a clădirilor.

Utilizarea pe scară largă a acestor profile a început însă doar din a doua jumătate a secolului trecut, de aceea „știința” ce se ocupă cu studiul comportării profilelor formate la rece se poate considera una foarte tânără, domeniul foarte vast oferind cercetătorilor și proiectanților foarte multe provocări în munca de zi cu zi.

Lucrarea de față își aduce contribuția la cercetările continue care încearcă să îmbunătățească performanța structurilor metalice realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece, aliniindu-se la tendințele mondiale în domeniu. Cercetările întreprinse în cadrul tezei de doctorat au fost integrate într-o serie de programe naționale, printre care proiectul MEC-CNCSIS, Grant 3853 A11/164 „Studiul experimental al cadrelor pentru construcții civile și industriale în zone seismice”. Lucrarea este foarte de actualitate și pe plan internațional, în contextul creșterii interesului pentru structurile metalice realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.

Capacitatea portantă și mecanismul de cedare a unei structuri realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece depinde într-o mare măsură de modul de realizare a îmbinărilor în structură. Cu toate că există metode avansate de calcul ale structurilor, modelarea îmbinărilor pentru analiză se face foarte simplist – considerând nodurile simple sau continue, fapt ce nu totdeauna concordă cu comportarea reală ale structurilor analizate. Evaluarea răspunsului structurii se efectuează prin analize în domeniul elastic. Datorită acestor simplificări făcute în modelare – alura momentelor încovoietoare rezultate va fi diferit de situația reală, la fel și deformațiile în structură – fapt pentru care în majoritatea situațiilor inginerii riscă să obțină rezultate descoperitoare.

1.1 Obiectivele tezei de doctorat

În vederea creșterii nivelului de siguranță ale structurilor proiectate – devine necesar precizarea caracteristicilor mecanice ale îmbinărilor și înțelegerea modului în care acestea afectează răspunsul elastic și inelastic ale acestora.

În calitate de proiectanți de structuri, putem controla și îmbunătăți performanța construcțiilor prin modul în care concepem, conformăm și realizăm îmbinările în structuri.

În acest context prin elaborarea prezentei lucrări autorul își propune următoarele obiective:

- Obiectivul principal al cercetării îl constituie studiul îmbinărilor structurilor realizate din profile din oțel cu pereți subțiri formate la rece. Lucrarea urmărește și la nivel de subsamblă (noduri) și la nivel global (scară reală) răspunsul mecanic al structurii ce se va verifica prin încercări de laborator.
- Realizarea unui program experimental propriu pe noduri și pe un cadru la scară reală pentru obținerea în laborator a mecanismelor de cedare și confirmarea mecanismelor de cedare obținute pe cale analitică.
- Înțelegerea modului în care aceste mecanisme de cedare se formează și identificarea parametrilor care le influențează.
- Determinarea pe cale analitică a caracteristicilor mecanice ale nodurilor și compararea cu rezultatele experimentale proprii și din literatura de specialitate.
- Propunerea unei proceduri de proiectare ale tipologiilor de noduri și de structuri analizate.

1.2 Planul tezei de doctorat

Lucrarea este structurată pe șapte capitole, după cum urmează:

Capitolul 2 investighează comportamentul particular al profilelor cu pereți subțiri formate la rece. Sînt analizate două categorii de efecte (Rondal & Dubină, 1993) care evidențiază comportamentul particular al profilelor cu pereți subțiri formate la rece în comparație cu profilele laminate la cald.

Prima categorie de efecte apare datorită existenței imperfecțiunilor geometrice și mecanice (efectul ecruisajului și prezența tensiunilor reziduale). A doua categorie de efecte apare datorită interacțiunii dintre instabilitatea locală a pereților secțiunii transversale și instabilitatea generală a barei. Capitolul 2 detaliază aceste aspecte și analizează modul cum prevederile unor norme de proiectare ale structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece acoperă cu prescripții aceste aspecte precum și cercetările și rezultatele similare obținute – cu trecerea în revistă a tendințelor actuale din domeniu. Sînt prezentate deasemenea și unele soluții întîlnite în practica inginerească precum și problemele pe care le pun acestea în proiectare și execuție.

Capitolul 3 prezintă rezultatele experimentale obținute în urma studiului comportării nodurilor de coamă – îmbinare grindă / grindă – și nodurilor de streășină – îmbinare grindă / stîlp – utilizate în general la configurarea cadrelor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece. Sunt descrise încercările experimentale pe noduri, care au avut ca și principali parametri studiul tipului de îmbinare (cu piesă I simplu, cu guseu – șuruburi dispuse numai pe inimă sau inimă și tălpi) și modul de aplicare al încărcării (monoton și ciclic).

Capitolul 4 prezintă aplicarea metodei componentelor pe baza concluziilor rezultatului experimental descris în cap.3. În urma studiului se prezintă metodologia de determinare ale principalelor caracteristici mecanice ale unei structuri realizate din profile cu pereți subțiri (rigiditate, rezistență și ductilitate).

Capitolul 5 prezintă validarea rezultatelor analitice obținute pe baza metodei componentelor din cap.4. Din studiile întreprinse a rezultat că nodurile sînt semi-rigide, fapt ce impune ca în procesul de proiectare să fie considerate caracteristicile mecanice reale ale nodurilor. Sunt descrise încercările experimentale efectuate pe două cadre încercate la scară reală, care au avut ca scop validarea aplicabilității metodei propuse de autor.

Capitolul 6 prezintă procesul de proiectare cu și fără considerarea caracteristicilor mecanice reale ale nodurilor. Sunt descrise diferențele esențiale obținute prin aplicarea celor două proceduri la proiectarea cadrului de referință testat în cadrul cap.5.

Capitolul 7 recapitulează rezultatele cercetărilor întreprinse în cadrul tezei și evidențiază principalele contribuții ale autorului la cunoașterea în domeniu.

În anexe sunt grupate rezultatele detaliate ale analizelor efectuate și ale încercărilor experimentale efectuate în cadrul tezei.

Capitolul 2

Cercetări similare în domeniu: sinteza rezultatelor și evaluare

2.1 Introducere

Utilizarea profilelor cu pereți subțiri formate la rece și dezvoltarea continuă a oțelurilor cu rezistențe ridicate implică rezolvarea unor probleme de proiectare deosebite, care nu sunt întâlnite în proiectarea structurilor realizate din profile de oțel obișnuite, obținute prin laminare la cald sau prin sudarea tablelor.

Formarea la rece, prin efectul de ecruisare, afectează proprietățile fizico-mecanice ale materialului de bază (tabla de oțel din care se obțin profilele), prin creșterea valorilor limitei de curgere și, în oarecare măsură, a rezistenței ultime la colțurile profilelor; ca efect simultan are loc o reducere a ductilității materialului. Totodată, formarea la rece, prin laminare, îndoire sau presare, induce tensiuni reziduale de încovoiere, care sunt mai mari la colțuri, dar de semn contrar cu variația limitei de curgere.

Formele secțiunilor transversale în cazul profilelor formate la rece sunt de o mare varietate și, de obicei, mai complexe decât ale celor laminate la cald sau sudate. Secțiunile formate la rece au de regulă forme monosimetrice, chiar nesimetrice, având în mod normal rigidizări suplimentare de capăt pe tălpi și chiar rigidizări intermediare pe inimi sau pe tălpile cu lățime mare. Secțiunile profilelor, datorită zvelteții pereților componenți, sunt de clasă 4 sau, cel mult, de clasă 3. Prin urmare, calculul structurilor realizate din aceste profile se va face întotdeauna în domeniul elastic; atunci când în componența secțiunilor intră pereți de clasă 4, trebuie să se ia în considerare fenomenul de voalare și să se opereze cu caracteristici geometrice eficace ale secțiunii transversale. Formele de instabilitate locale, voalarea, sau cele secționale, distorsiunea, se pot cupla cu instabilitățile globale, de bară, prin încovoiere sau încovoiere-răsucire, dând naștere la flambajul interactiv caracterizat printr-o sensibilitate ridicată la imperfecțiuni și, în consecință, prin reducerea – uneori drastică – a capacității portante a elementelor structurale solicitate la compresiune și/sau încovoiere.

Ca urmare, dimensionarea structurilor realizate din profile cu pereți subțiri este dominată de criteriile de verificare a stabilității pereților secțiunilor și barelor realizate din asemenea profile.

Pentru realizarea structurilor din profile din oțel cu pereți subțiri se folosesc, în general, tehnologii de îmbinare specifice, calculul și verificarea acestora fiind în bună măsură diferit de cel al îmbinărilor utilizate la construcțiile metalice clasice. De altfel, alegerea tehnologiei de îmbinare adecvate, calculul și proiectarea îmbinărilor sunt operațiuni esențiale pentru obținerea unei structuri sigure și eficiente din punct de vedere tehnic și economic.

Concepția de ansamblu a structurilor din profile de oțel cu pereți subțiri formate la rece, alcătuirea elementelor structurale, cu secțiuni simple sau compuse, metodologia și detaliile de îmbinare, proiectarea acestora, sunt diferite față de structurile metalice clasice. În consecință, pentru aceste structuri s-au elaborat norme

calcul și proiectare specifice. În România este în vigoare STAS 10108/2-1983 – construcții civile, industriale și agricole. Calculul elementelor din profile cu pereți subțiri formate la rece”, completat cu NP012/1997 – „Normativ pentru calculul elementelor din profile de oțel formate la rece”, publicat în Buletinul Construcțiilor nr. 4/1998. NP012/1997 constituie, în esență, adaptarea în sistemul de norme tehnice românești pentru construcții metalice, a normei europene EUROCODE 3 – Partea 1.3 (VV 1993-1.3/2003).

Capitolul de față analizează aspectele caracteristice ale comportării structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece, prezintă domeniile de utilizare și aplicabilitatea actuală în contextul tendințelor din domeniul construcțiilor și în particular al construcțiilor metalice și investighează cercetările similare din domeniu. În acest context se face o analiză critică a normativelor existente în momentul de față în raport cu acoperirea problemelor specifice de proiectare ale structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.

2 Aspecte caracteristice ale comportării, calculului și proiectării structurilor din profile de oțel cu pereți subțiri formate la rece

În general, profilele formate la rece se bucură de următoarele avantaje în industria construcțiilor (Yu, 2000):

- Prin formare la rece, pot fi realizate în mod economic secțiuni mai puțin uzuale, pentru aplicații specifice;
- Folosirea profilelor formate la rece este mai economică pentru încărcări și deschideri relativ reduse;
- Secțiunile formate la rece pot fi realizate astfel încât să poată fi transportate în mod compact și economic (cazul profilelor Z, cu tălpi inegale, care pot fi suprapuse pentru transport și ambalare);
- Din punct de vedere structural, panourile din tablă cutată realizate pentru învelitoare sau pentru planșeele ușoare au evident rolul de a susține sarcinile verticale, dar pot acționa și ca diafragme care pot prelua forțele orizontale.

Comparativ cu alte materiale de construcție cum ar fi lemnul sau betonul, pentru elementele din oțel formate la rece pot fi evidențiate următoarele avantaje:

- Greutate redusă;
- Rezistență și rigiditate ridicate;
- Fabricație ușoară;
- Montaj rapid și ușor;
- Eliminări substanțiale ale întârzierilor la execuție datorită vremii nefavorabile;
- Acuratețe sporită a detaliilor;
- Calitate uniformă;
- Economie din punct de vedere al transportului și manipulării;
- Incombustibile;
- Nu putrezesc și sunt insensibile la acțiunea insectelor;
- Sunt complet reciclabile.

În continuare se vor prezenta și se vor investiga principalele aspecte caracteristice ale comportării, calculului și proiectării structurilor din profile de oțel cu pereți subțiri formate la rece.

2.2.1 Materialul de bază

Materialul de bază din care aceste profile sînt fabricate pot afecta capacitatea portantă sub efectul încărcărilor. În fig. 2.1 este prezentată curba caracteristică comparativă a două tipuri diferite de oțel. Datorită modificării modului de elasticitate în cazul unor secțiuni cu zvelteți ale pereților moderate, profilele formate la rece care se execută din oțeluri cu palier de curgere, vor avea tensiunea critică de pierderea stabilității mai mare.

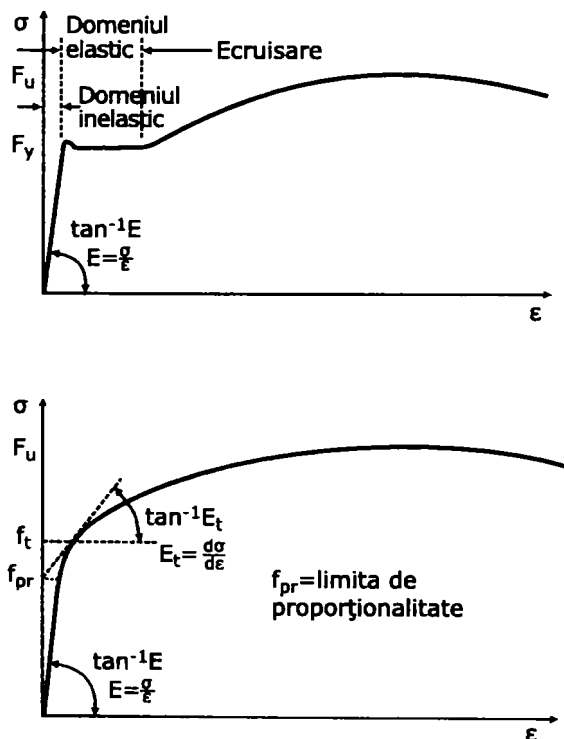


Figura 2.1: Curbe pentru oțeluri a) cu palier de curgere, b) curgere graduală

2.2.2 Efectul tehnologiei de fabricare asupra caracteristicilor mecanice

Procedeul de fabricație influențează anumite caracteristici mecanice și geometrice ale profilelor formate la rece, avînd în consecință un rol important în comportamentul acestora. În primul rînd, procedeul de fabricație conduce la modificarea curbei de comportament a oțelului. Laminarea la rece conduce la o creștere a limitei de curgere și uneori a limitei de rupere, fenomen mai accentuat în colțurile profilelor și apreciabil în inimi și tălpi. Tehnologia de presare la rece lasă aceste caracteristici aproape neschimbate în inimi și tălpi. Evident, aceste efecte nu apar în cazul secțiunilor laminate la cald, așa cum se arată în Tabelul 2.1 (Rondal, 1998).

Creșterea limitei de curgere se datorează ecrusajului și depinde de tipul de oțel utilizat. Creșterea limitei de rupere se datorează fenomenului de îmbătrînire, care aduce și o micșorare suplimentară a ductilității și depinde de caracteristicile metalurgice ale oțelului. Figura 2.2 prezintă curba de comportament a oțelului considerînd aceste fenomene.

Tabela 2.1: Creșterea limitei de curgere și a limitei de rupere funcție de procedeul de fabricație a profilelor

Procedeul de fabricație		Laminare la cald	Formare la rece	
			Laminare	Presare
Limita de curgere	Colțuri	-	ridicată	ridicată
	Inimi	-	moderată	-
Limita de rupere	Colțuri	-	ridicată	ridicată
	Inimi	-	moderată	-

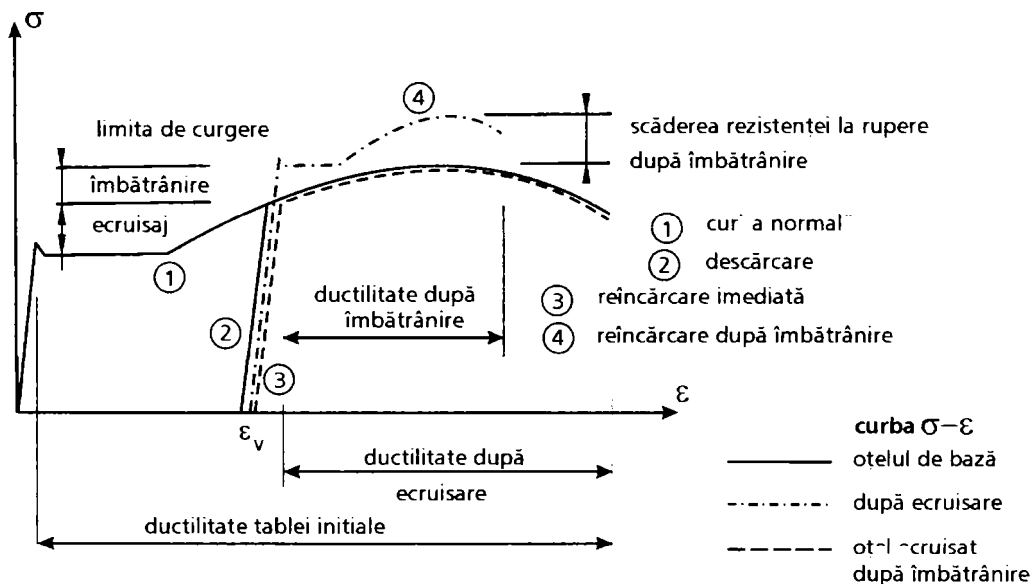


Figura 2.2: Influența procesului de formare la rece asupra caracteristicilor mecanice ale oțelului

Valoarea medie a limitei de curgere pe ansamblul profilului crește cu numărul de îndoituri. Limita de curgere medie se determină cu ajutorul relației (2.1) din normativul românesc pentru calculul elementelor din oțel formate la rece (NPO, 1997):

$$f_{ya} = f_{yb} + CNt^2(f_u - f_{yb})/A_g < 0.5(f_{yb} + f_u) \quad (2.1)$$

în care:

f_{yb}, f_u - limita elastică și de rupere a materialului de bază;

t - grosimea tablei;

A_g - aria brută a secțiunii;

C - coeficient depinzând de modul de formare la rece (7 - laminare și 5 - alte metode);

N - numărul îndoiturilor cu o rază interioară mai mică decât $5t$ și cuprinse între $0-135^\circ$

Trebuie avut în vedere însă că această creștere a limitei de curgere nu poate fi luată în considerare decât pentru elementele cu întreaga secțiune efectivă (care nu

voalează). Deasemenea, această creștere nu se calculează pentru elementele sudate în zonele formate la rece sau elementele care sunt supuse tratamentelor termice. În ceea ce privește numărul îndoiturilor luate în considerare, trebuie făcută distincție între solicitările de întindere și compresiune pe de o parte, și solicitarea de încovoiere. La întindere și compresiune toate colțurile joacă un rol, în schimb la încovoiere doar cele învecinate tălpii profilului.

Profilele laminate la cald sunt afectate de tensiuni reziduale de tip membranar, depinzând de forma secțiunii transversale și care au o influență semnificativă asupra comportamentului de stabilitate. De aceea, tensiunile reziduale au constituit factorul cel mai important pentru încadrarea profilelor laminate la cald în diferite curbe de flambaj în normele de proiectare europene (ENV 1993-1-1, 1992).

În cazul profilelor formate la rece, tensiunile reziduale sunt în principal de tip flexional, așa cum demonstrează Figura 2.3, iar influența acestora asupra comportamentului la stabilitate este mai puțin importantă decât cele de tip membranar, așa cum se arată în Tabelul 2.2 (Rondal, 1988). Pe de altă parte, procedeul de formare la rece influențează mărimea tensiunilor reziduale; laminarea la rece produce tensiuni reziduale de tip flexional mai mari decât presarea la rece.

Curbele de flambaj europene au fost calibrate utilizând rezultate experimentale pentru profile formate la cald (lamine sau sudate), obținute în urma unei largi campanii de încercări în Europa anilor 1960 (Sfiintesco, 1970). Aceste curbe se bazează pe binecunoscuta formulă Ayrton-Perry în care factorul de imperfecțiune α a fost calibrat corespunzător (Rondal și Maquoi, 1979).

Datorită faptului că proprietățile mecanice ale secțiunilor formate la rece sunt diferite de cele ale celor formate la cald, trebuie luate în considerare alte curbe de flambaj (Dubina, 1995). Dar, chiar dacă astăzi sunt la îndemână metode numerice și experimentale prin care factorul α să fie calibrat în mod corespunzător (Dubina, 2001), pentru simplitatea procesului de proiectare sunt utilizate aceleași curbe de flambaj ca și pentru profilele formate la cald (ENV, 1993; NPO, 1997).

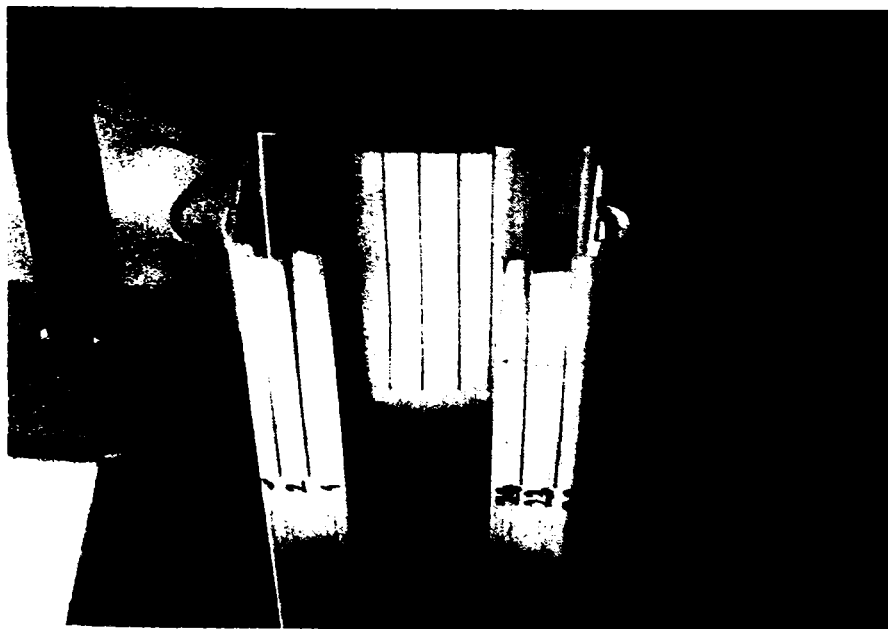


Figura 2.3: Evidențierea tensiunilor reziduale de tip flexional

Tabela 2.2: Tipul și intensitatea tensiunilor reziduale în profilele din oțel

Metoda de fabricație	Laminare la cald	Formare la rece	
		Laminare	Presare
Tensiuni reziduale membrane (σ_{rm})	Mare	Scăzută	Scăzută
Tensiuni reziduale flexionale (σ_{rf})	Scăzută	Mare	Scăzută

2.2.3 Probleme specifice de rezistență și stabilitate

Elementele metalice pot fi supuse la unul dintre modurile generice de flambaj: local, distorsional, sau global. Flambajul local sau voalarea pereților secțiunii transversale este întâlnit cu precădere la profilele din oțel formate la rece care, de regulă, au pereții subțiri.

Termenul de „flambaj global” desemnează flambajul prin încovoiere (Euler) precum și flambajul prin încovoiere-răsucire sau flambajul lateral al grinzilor.

Flambajul distorsional, așa cum sugerează și denumirea, este modul de pierdere a stabilității care apare ca o consecință a distorsiunii secțiunii transversale. În cazul profilelor formate la rece, este caracterizat prin deplasarea relativă a pereților profilului. Mărima lungimii de undă a flambajului distorsional este în general între cea a flambajului local și cel general. Ca o consecință a creșterii complexității formelor secțiunilor transversale ale profilelor formate la rece, calculul caracteristicilor eficace ale secțiunii transversale în urma flambajului local devine tot mai complicat, iar flambajul distorsional crește în importanță.

Flambajul local și cel distorsional pot fi considerate ca fiind moduri de flambaj „secționale” și pot interacționa atât între ele cât și cu celelalte moduri globale. (Dubină, 1996).

Figura 2.4 arată câteva moduri de flambaj simple și în interacțiune (cuplate) pentru o secțiune C comprimată. Rezultatele au fost obținute utilizând o analiză de stabilitate cu element finit. Pentru o secțiune dată, diferitele moduri de pierdere a stabilității depind de lungimea de flambaj, așa cum se arată în Figura 2.5 (Hancock, 1998).

Graficul arătat în Figura 2.5 a fost obținut în urma unei analize utilizând metoda fișilor finite și descrie modificarea forței critice de flambaj funcție de lungimea de semiundă. Primul minim (Punctul A) apare pe curbă la o lungime de semiundă de 65mm și reprezintă voalarea locală. Voalarea locală constă în deformarea inimii elementului, fără deplasarea liniei de joncțiune între talpa și rigidizarea de capăt. Un al doilea minim apare în punctul B la o lungime de semiundă de 280mm. Acesta este un mod de flambaj distorsional, cu deplasarea liniei de joncțiune între talpa și rigidizarea de capăt, dar fără o deplasare de ansamblu a secțiunii transversale.

În anumite articole de specialitate, acest tip de flambaj mai este numit și mod „local-distorsional”. Tensiunea corespunzătoare flambajului distorsional este ușor mai mare decât tensiunea corespunzătoare flambajului local în punctul A, deci atunci când un profil cu lungime mare stabilizat pentru flambajul general este supus la compresiune, este de așteptat să-și piardă stabilitatea printr-un flambaj local, mai repede decât printr-un flambaj distorsional.

Elementul își pierde stabilitatea generală prin încovoiere sau încovoiere-răsucire la lungimi de undă mari (punctele C, D și E). În particular, pentru secțiunea considerată în Figura 2.5, pierderea stabilității prin încovoiere-răsucire apare pînă la

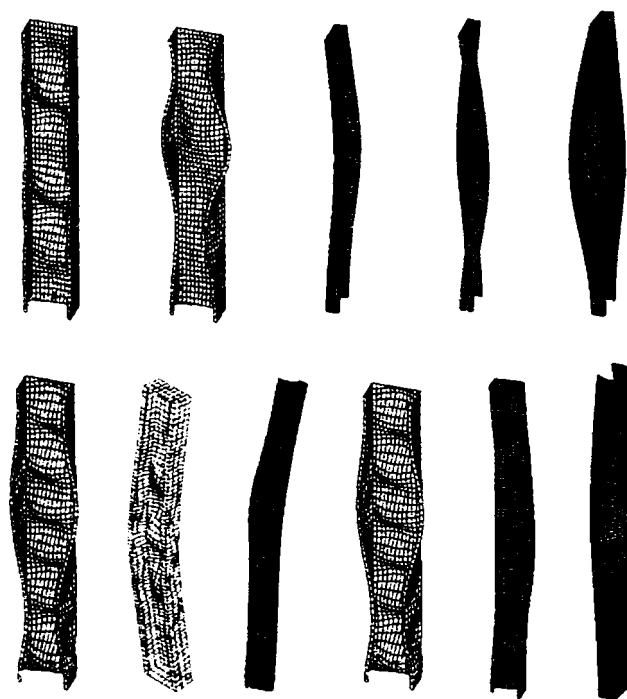


Figura 2.4: Moduri de flambaj pentru un profil C format la rece comprimat. Moduri simple: (a) local (L); (b) distorsional (D); (c) încovoiere (F); (d) torsional (T); (e) încovoiere-răsucire (FT). Moduri cuplate (în interacțiune): (f) L + D; (g) F + L; (h) F + D; (i) FT + L; (j) FT + D; (k) F + FT.

lungimi de semiundă de aproximativ 1800mm. La lungimi de semiundă mai mari, apare flambajul prin încovoiere. Linia punctată din Figura 13, adăugată figurii originale a lui Hancock (1998), arată în mod calitativ zona în care apare cuplarea modurilor.

Efectul interacțiunii între modurile de flambaj secțional și global consistă în creșterea sensibilității elementului la imperfecțiuni, conducând la eroziunea tensiunilor teoretice de flambaj (zonele hașurate în Figura 2.5). De fapt, datorită prezenței inerente a imperfecțiunilor, interacțiunea modurilor de pierdere a stabilității apare întotdeauna în cazul profilelor formate la rece cu pereți subțiri.

Figura 2.6 arată diferența de comportament între un element din oțel cu secțiune obișnuită și un element de aceeași lungime cu pereți subțiri. Atât cazul barei ideale cât și cazul barei cu imperfecțiuni sunt prezentate.

Pentru primul element se poate observa că ruina începe cu îndepărtarea de la curba elastică în punctul B, când prima fibră atinge limita de curgere și atinge capacitatea portantă ultimă, N_u , în punctul C, după care tinde asimptotic spre curba teoretică de comportament rigid-plastic. Teoria elastică este capabilă să determine deplasările și tensiunile pînă în punctul în care se atinge limita de curgere. Poziția curbei rigid-plastice determină limita absolută a capacității portante.

În cazul în care elementul este constituit dintr-un profil metalic cu pereți subțiri, modurile de flambaj secționale apar înaintea inițierii plastificării. Flambajul

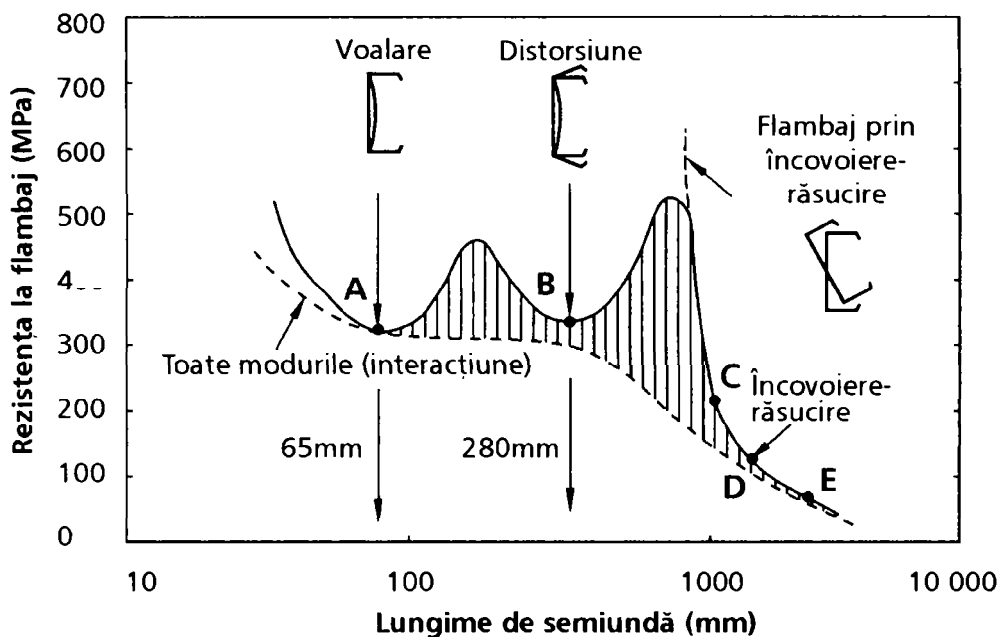


Figura 2.5: Rezistența funcție de lungimea de semiundă pentru un profil C comprimat (Hancock 1998)

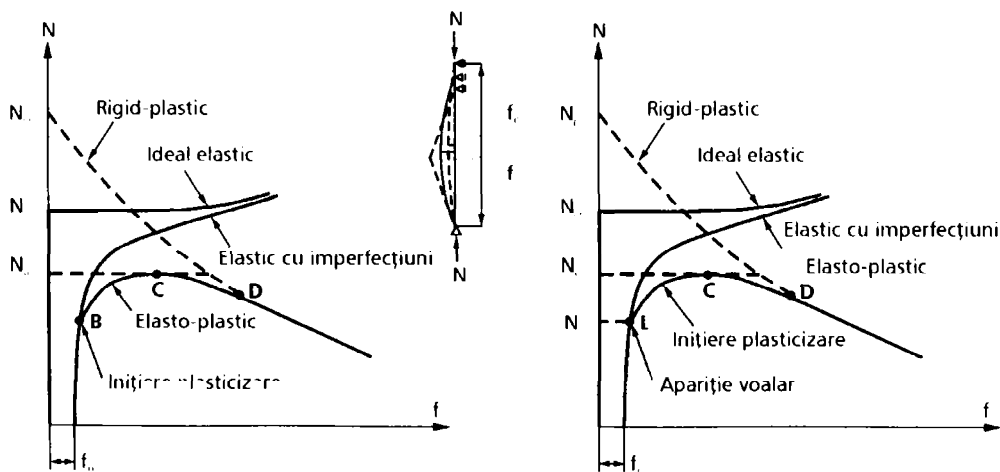


Figura 2.6: Comportarea unui profil comprimat cu secțiune obișnuită (a) și secțiune cu perete subțire (b)

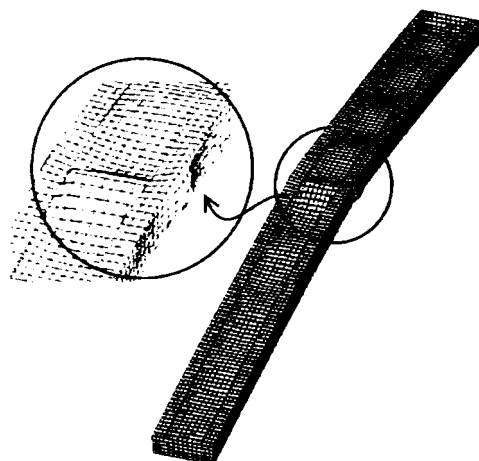


Figura 2.7: Cedarea unui profil C

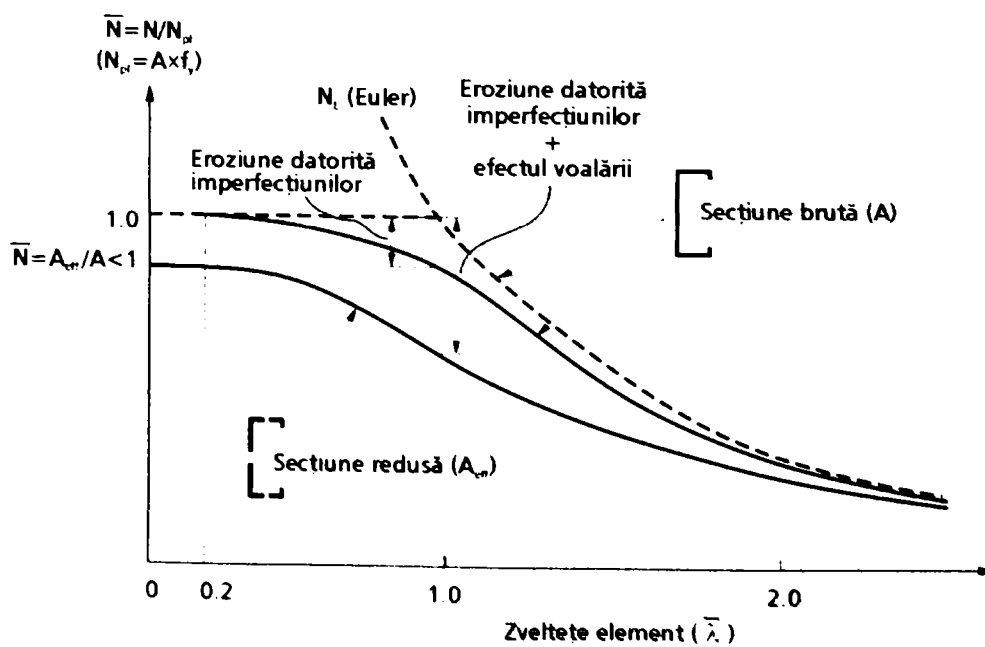


Figura 2.8: Efectul voalării asupra capacității de rezistență

secțional este caracterizat de o comportare post-critică stabilă și nu se produce cedarea elementului, însă acesta își pierde în mod semnificativ rigiditatea. Plastificarea începe la colțurile secțiunii transversale, cu puțin înainte de cedarea elementului, când flambajul secțional se transformă într-un mecanism plastic local cvasi-simultan cu apariția flambajului general (Dubină, 2000). Figura 2.7, obținută cu ajutorul unei analize avansate cu element finit, arată clar mecanismul de cedare al unui element comprimat (Dubină și Ungureanu, 2000).

De fapt, atunci când flambajul secțional apare înaintea flambajului general, în practica proiectării se operează cu caracteristici geometrice reduse ale secțiunii transversale.

În Figura 2.8 se arată comparația între curbele de flambaj pentru un profil C în compresiune, calculate în conformitate cu norma europeană (ENV,1993), considerând caracteristicile brute ale secțiunii transversale (fără considerarea flambajului local) și caracteristicile reduse ale secțiunii (caz în care se produce interacțiunea între modul secțional și cel global).

2.2.4 Influența zvelteții pereților: conceptul de lățime eficace

Secțiunile formate la rece prezintă probleme locale de stabilitate datorită zvelteții mari ale pereților secțiunii. Fenomenul de instabilitate locală a pereților apare în general înaintea atingerii limitei de curgere al materialului. În momentul plastificării prin compresiune a unui perete bara este într-un proces accentuat de pierdere a rigidității.

Scăderea rigidității poate fi modelată prin considerarea secțiunii reduse a profilului în locul secțiunii pline. Această secțiune redusă se numește „secțiune eficace” și se obține prin considerarea „lățimilor eficace” ale pereților componenți.

Pentru definirea lățimii eficace de perete, se poate utiliza exemplul unui element comprimat. De exemplu, inima profilului se comportă ca o placă rectangulară lungă, perfect plană inițial, articulată după cele două laturi longitudinale și supusă în sens longitudinal unei solicitări de compresiune uniformă (Fig. 2.9)

Când această compresiune uniformă depășește efortul unitar critic de voalare σ_{cr} al plăcii, apar unde de voalare care se amplifică pe măsură ce crește tensiunea. Fibrele longitudinale situate în zona undelor, datorită curburii lor, prezintă o rezistență mai mică la compresiune, care se va descărca asupra zonelor mai rigide, către reazeme. Rezultă o diagramă de efort unitar care prezintă o adâncitură la mijlocul lungimii ei, respectiv valori majorate către reazeme. În final, aceste valori majorate pot atinge limita elastică a materialului f_y .

Pornind de la aspectul diagramelor din fig. 2.10, a apărut ideea înlocuirii plăcii în stare voalată prin două fâșii longitudinale, având fiecare lățimea $b_{ef}/2$ și reprezentând zona eficace (activă) a secțiunii. Astfel, rezultă efortul unitar majorat σ_{max} considerat uniform pe întreaga lățime eficace, așa cum se vede din fig. 2.11.

Se admite că rezistența ultimă a plăcii se atinge atunci când σ_{max} devine egal cu f_y . Pentru a determina lățimea eficace b_{ef} a plăcii în stare limită ultimă, se utilizează ipoteza lui Von Karman (autorul conceptului de lățime eficace) conform căreia tensiunea σ_{max} corespunzând domeniului post – critic, este egală cu tensiunea critică elastică corespunzând lățimii eficace, deci $\sigma_{max} = (\sigma_{cr})_{ef}$.

Știind că în general tensiunea critică de voalare a plăcii se scrie:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b_p} \right)^2 \quad (2.2)$$

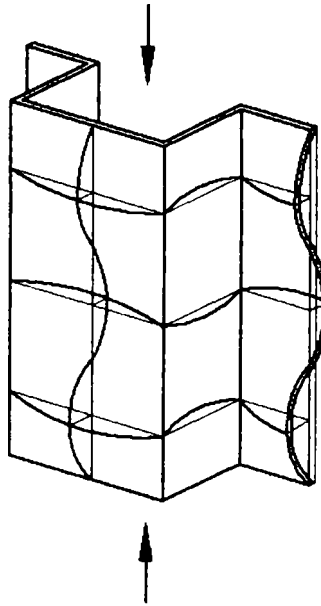


Figura 2.9: Voalarea pereților comprimați

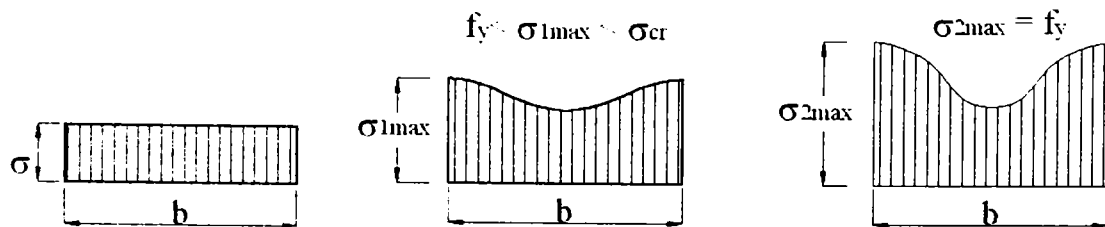


Figura 2.10: Starea de tensiune într-un perete plan care voalează

rezultă:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_{cr})_{ef} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_{ef}} \right)^2 = \sigma_{cr} \left(\frac{b_p}{b_{ef}} \right)^2 \quad (2.3)$$

unde:

- k_{σ} - coeficient de voalare;
- E - modul de elasticitate;
- ν - coeficientul lui Poisson.

La starea limită ultimă avem:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_{cr})_{ef} \cdot \left(\frac{b_p}{b_{ef}} \right)^2 = f_y \quad (2.4)$$

sau:

$$\frac{b_{ef}}{b_p} = \rho = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (2.5)$$

Deci, conform ultimei relații, lățimea eficace (b_{ef}) se obține înmulțind lățimea plană totală a plăcii (b_p) cu un coeficient de reducere $\rho \leq 1$ (deci $b_{ef} = \rho \cdot b_p$)

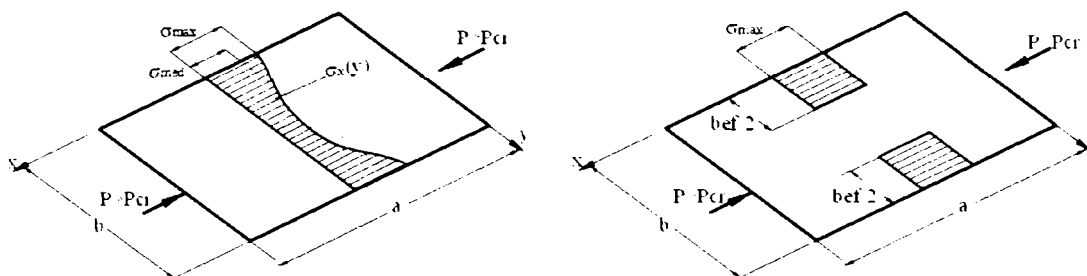


Figura 2.11: Secțiunea eficace a unui perete voalat

unde:

$$\rho = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \quad (2.6)$$

iar $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$ este zveltețea redusă de placă.

Așa cum se știe, coeficientul de voalare k_σ ia valori diferite funcție de modul cum este rezemată placa și de tipul solicitării în planul plăcii (compresiune, încovoiere, forfecare). Astfel, putem deosebi pereți *rigidizați* (plăci rezemate pe cele două laturi longitudinale) și pereți *nerigidizați* (plăci rezemate pe o singură latură longitudinală). Pe baza lățimilor eficace determinate, se pot obține caracteristicile eficace ale secțiunii.

2.2.5 Rigiditatea la torsiune

Secțiunile formate la rece sînt de regulă cu pereți subțiri și în consecință au o rigiditate torsională redusă. Multe secțiuni produse la rece sunt monosimetrice, avînd centrul de tăiere excentric față de centrul de greutate, așa cum se arată în Figura 2.12.a. Pentru a produce încovoiere fără răsucire încărcarea trebuie aplicată în axa centrului de tăiere a secțiunii. Orice excentricitate a încărcării față de această axă va produce în general deformații de răsucire considerabile într-o grindă cu pereți subțiri, așa cum se arată în Figura 2.12.a. În consecință, grinzile încovoiate necesită legături suplimentare amplasate la diferite intervale, sau în mod continuu, pentru împiedicarea deformațiilor de răsucire. De cele mai multe ori, aceste legături se impun în cazul grinzilor de tip C sau Z care își pot pierde stabilitatea laterală datorită legăturilor insuficiente.

Pentru elemente solicate la compresiune, excentricitatea încărcării față de centrul de tăiere poate provoca flambajul prin încovoiere – răsucire, la o forță inferioară celei corespunzătoare pierderii stabilității prin încovoiere, așa cum se arată în Figura 2.12.b.

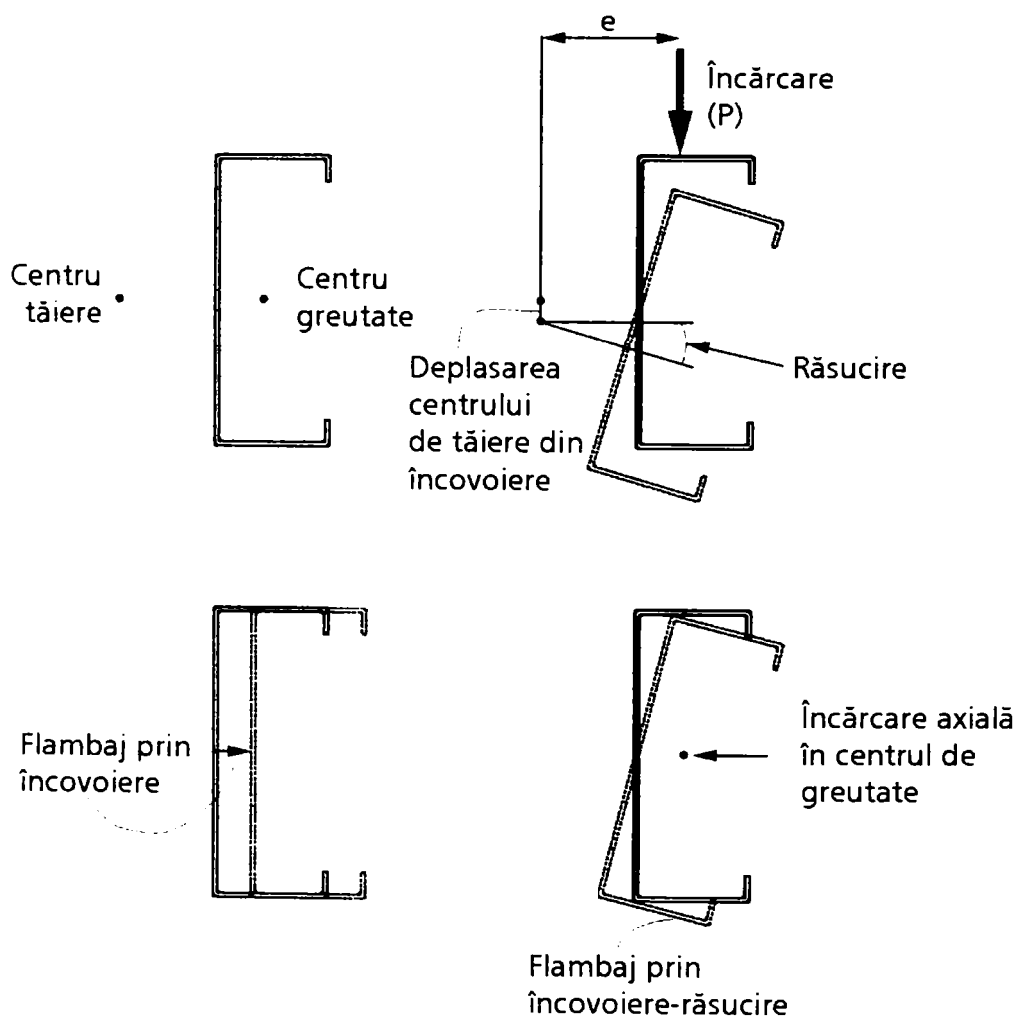


Figura 2.12: Deformații de răsucire

2.2.6 Strivirea locală a inimii (fenomenul „web crippling”)

Fenomenul de strivire a inimii profilelor se produce în dreptul încărcărilor concentrate sau al reazemelor și poate fi o problemă importantă pentru profilele și tablele formate la rece, avînd în vedere următoarele:

- În proiectarea elementelor formate la rece nu se prevăd în mod uzual rigidizări suplimentare pe elemente în dreptul concentrărilor de forțe. Un exemplu în acest sens sunt tablele cutate pentru acoperiș sau pentru planșee, care se realizează continue peste reazeme.
- Zveltețea pereților secțiunilor transversale și implicit a inimilor acestora este în mod obișnuit mult mai mare decât în cazul profilelor formate la cald;
- În multe cazuri inimile se realizează înclinate;
- Pe secțiunea transversală, elementul intermediar între talpa, în care se aplică încărcarea și inima profilului format la rece este o îndoitură cu o anumită rază. Astfel, încărcarea este aplicată excentric față de inimă.

Strivirea inimii este cu adevărat o problemă dificil de stăpînit în comportarea profilelor formate la rece și de aceea, normele de calcul conțin prevederi speciale pentru proiectare, în scopul controlării acestui fenomen.

2.2.7 Fenomenul „shear lag”

În cazul grinzilor încovoiate cu tălpi late, deformațiile și eforturile unitare normale în tălpi nu sunt distribuite uniform, așa cum prevede teoria lui Navier. Distribuția eforturilor unitare normale pe talpă prezintă un maxim în dreptul inimii, iar extremitățile tălpii sunt mai puțin solicitate. Rezultă aluri ale diagramelor pe tălpi de tipul celor prezentate în fig. 2.13 ca urmare a nerespectării ipotezei secțiunilor plane.

Datorită lățimii tălpilor și a acțiunii eforturilor unitare de tăiere, fibrele longitudinale alăturate ale aceleiași tălpi nu se deformează la fel. Deformația fibrelor este cu atât mai mică („întârzie”) cu cît fibrele sunt mai depărtate de îmbinarea inimă-talpă. Fenomenul se numește „întârziere datorită forfecării” („shear lag” în limba engleză). Ca o consecință a acestui fenomen, eforturile unitare normale σ care apar în fibrele longitudinale ale secțiunii situate la aceeași distanță de axa neutră, nu sunt egale.

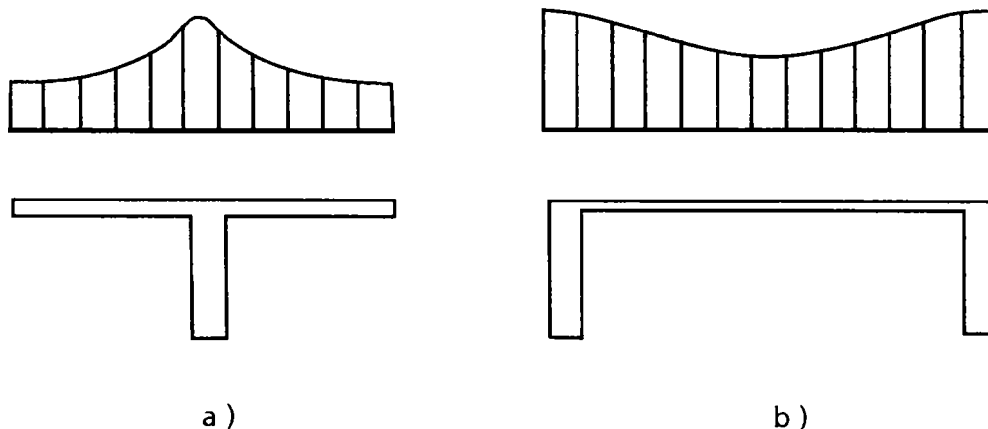
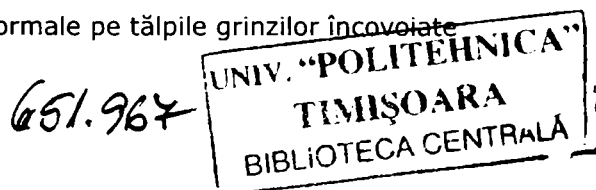


Figura 2.13: Distribuția tensiunilor normale pe tălpile grinzilor încovoiate



Pentru necesitățile calculului, se definește o „lățime eficace a tălpii pentru efort unitar”, mai mică decât lățimea geometrică a acesteia și pe care efortul unitar maxim σ_{max} se consideră uniform distribuit.

Deformațiile neuniforme produse de eforturile unitare de tăiere în tălpi au ca efect și mărirea deplasărilor grinzii (a săgeților), față de valorile determinate conform teoriei elementare a încovoierii drepte. Utilizând un raționament similar cazului eforturilor unitare, se poate defini o „lățime eficace de talpă pentru deformații”, diferită în principiu de „lățimea eficace a tălpii pentru efort unitar”. În practică însă, ea se ia egală cu aceasta.

Noțiunea de „lățime eficace” asociată fenomenului de „întârziere datorită forfecării”, fiind definită pe baza unei teorii de ordinul I, nu este legată de un semn anume al eforturilor unitare normale. Fenomenul se produce la fel atât în tălpile întinse, cât și în cele comprimate.

Se va evita confundarea „lățimii eficace” asociată fenomenului de „întârziere datorită forfecării”, cu „lățimea eficace” asociată fenomenului de voalare a pereților subțiri și care este utilizată numai în cazul pereților parțial sau integral comprimați.

Se va ține cont de interacțiunea dintre întârzierea datorită forfecării și voalare în cazul tălpilor comprimate.

Fenomenul de întârziere datorită forfecării, definit aici în cazul particular al unei grinzi încovoiate, se manifestă în general la panourile plane rigidizate supuse la compresiune sau la întindere.

2.2.8 Ductilitatea și comportarea în domeniul plastic

Datorită flambajului secțional, dar și datorită ecrusării în urma procesului de fabricație, profilele formate la rece posedă o ductilitate redusă. În general, nu este acceptat un calcul plastic pentru acest tip de elemente. Așa cum se va arăta în capitolele următoare, după inițierea plastificării, acest tip de profile prezintă o rezervă de capacitate portantă foarte scăzută. Cu toate acestea, pentru elementele încovoiate, normele de proiectare sunt de acord cu utilizarea rezervelor de capacitate portantă în domeniul plastic, pentru porțiunile întinse din secțiunile transversale.

Profilele formate la rece pot fi utilizate în structurile supuse la acțiuni seismice importante, deoarece există beneficii structurale importante datorate greutateților reduse, dar un calcul în domeniul plastic nu este permis în această situație. În proiectarea antiseismică, dacă sunt utilizate elemente formate la rece, se utilizează un factor de reducere $\psi = 1$, așa cum se prevede în normativul de proiectare antiseismică P 100-92 (P100, 1992). În noua versiune a normei europene, EUROCODE 8 (EN, 1998) se prevede pentru structurile metalice cu capacitate de disipare redusă un factor de comportare $q = 1.5$ ($q = 1/\psi$, $\psi = 0.667$).

2.2.9 Influența imperfecțiunilor asupra comportării la stabilitate

În cazul profilelor cu pereți subțiri formate la rece există două tipuri de imperfecțiuni care au o influență decisivă asupra stabilității:

- imperfecțiuni geometrice
- tensiuni reziduale suprapuse pe tensiunile de serviciu

Creșterea limitei de elasticitate în regiunile afectate de tensiunile reziduale (vezi cap. 2.2.2) în general permite neglijarea imperfecțiunilor datorate tensiunilor reziduale. Cele cu impact semnificativ în comportamentul profilelor formate la rece sînt imperfecțiunile geometrice.

Norma europeană clasifică secțiunile în funcție de un coeficient care încorporează efectul tuturor imperfecțiunilor și care intervine în expresia coeficientului de flambaj. Astfel pentru fiecare curbă de flambaj corespunde o imperfecțiune geometrică globală echivalentă f_0/l . Deoarece se utilizează aceleași curbe de flambaj atât în cazul profilelor laminate la cald cât și în cazul profilelor formate la rece, imperfecțiunile geometrice în cazul profilelor formate la rece fiind mai reduse – clasificarea secțiunilor formate la rece conduce la rezultate conservative, fapt confirmat și de experimente.

2.2.10 Tehnologia de îmbinare ale profilelor formate la rece

Datorită grosimilor reduse ale pereților profilelor formate la rece, metodele convenționale de îmbinare ca sudarea sau îmbinarea cu șuruburi sunt desigur posibile, dar acestea sunt în general mai puțin utilizate, accentul punându-se pe tehnici speciale, mai potrivite materialelor cu grosime redusă. Printre îmbinările clasice, specifice profilelor cu pereți subțiri formate la rece se pot evidenția îmbinările cu nituri oarbe sau cele cu șuruburi autoforante și/sau autofiletante. Bolțurile aplicate prin împușcare sunt deasemenea utilizate în mod curent pentru prinderea unei table subțiri de un suport.

Mai recent, există o serie de mijloace de îmbinare specifice profilelor cu pereți subțiri, cum ar fi îmbinările cu adezivi sau prin presare și/sau ștanțare.

Îmbinările cu adezivi folosesc rășini epoxidice sau adezivi acrilici. Avantajul îmbinărilor cu adezivi este o bună repartizare a eforturilor în zona îmbinării, însă necesită o tratare prealabilă a suprafețelor îmbinate și timp de întărire a adezivului. Prezintă o rezistență bună la solicitări de forfecare însă sunt slabe pentru solicitări de întindere.

Îmbinările prin presare (press-joining) sau ștanțare, de tip „Rosette” (Makelainen și Kesti, 1999), reprezintă o metodă nouă de îmbinare a profilelor cu pereți subțiri. Pentru realizarea îmbinării, se execută pe unul dintre elemente o gaură circulară, iar pe celălalt o gaură circulară cu guler. În aceasta este introdus un dispozitiv special, după care se împinge înapoi cu forța hidraulică, realizând îndoirea gulerului.

Pot exista și îmbinări speciale, specifice anumitor tipuri de structuri, cum ar fi structurile de depozitare, la care grinzile de susținere a platformelor de depozitare au la capete dispozitive speciale de fixare. La aceste tipuri de structuri, în general, stâlpii sunt alcătuiți din profile cu găuri, pentru a permite fixarea grinzilor la diverse nivele.

La proiectarea îmbinărilor trebuie să ținem cont de modurile de cedare caracteristice ale îmbinărilor (LaBoube, 2001). Există patru tipuri de cedări caracteristice de bază. În situația unei distanțe insuficiente e_1 pe direcția aplicării forței considerat de la elementul de îmbinare la marginea pieselor îmbinate, putem avea o cedare prin forfecare longitudinală (fig. 2.14.a) În cazul în care sînt respectate condițiile distanțelor minime (se previne cedarea prin forfecare longitudinală), există posibilitatea cedării din efectul presiunii pe peretele găurii a pieselor îmbinate (fig. 2.14.b).

Chiar dacă nu este un mod de cedare frecvent, verificarea cedării secțiunii nete trebuie verificată (fig. 2.14.c).

O altă modalitate de cedare uzual evitată este cedarea prin forfecarea elementelor de îmbinare (fig. 2.14.d).

Suplimentare acestor moduri de cedare, în cazul îmbinărilor profilelor cu pereți subțiri poate apare cedarea prin „clătinarea” șuruburilor (bolt tilting – fig. 2.15.a) combinat cu fenomene de voalări și distorsiuni locale (Dubină, 2004).

În cazul îmbinărilor supuse la întindere trebuie avut în vedere și modurile de cedare prin smulgere (fig. 2.15.b), prin stăpungere (fig. 2.15.c) și prin distorsiunea profilului (fig. 2.15.d). Capacitatea îmbinărilor este definit prin formule caracteristice.

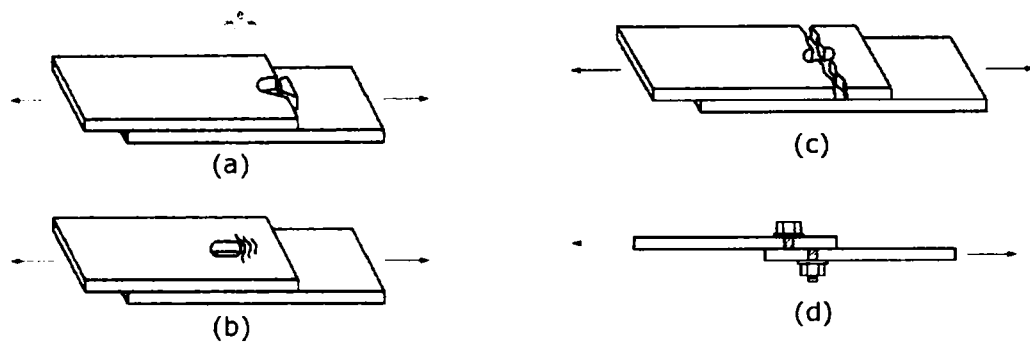


Figura 2.14: Cele patru moduri de cedare de bază

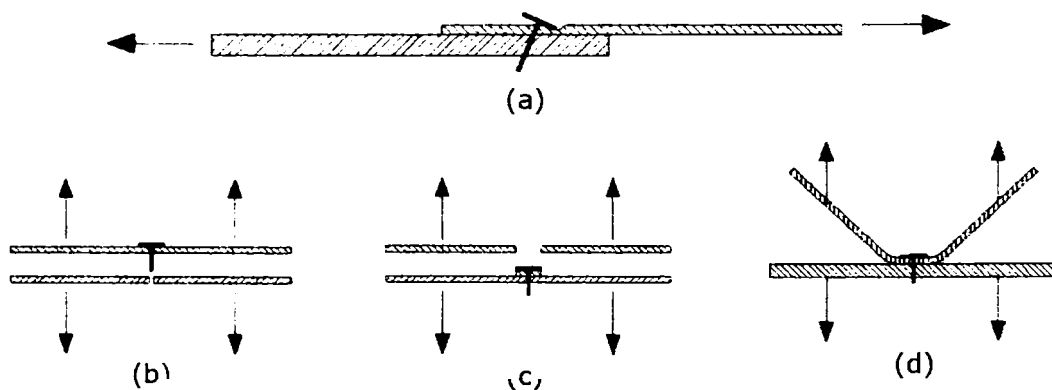


Figura 2.15: Moduri de cedare suplimentare caracteristice pentru elemente subțiri

2.3 Aspecte caracteristice ale comportării structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece acoperite de normele de proiectare

În domeniul normelor de proiectare privind profilele cu pereți subțiri formate la rece SUA are un rol de pionier în domeniu, prima ediție cu titlul „Specification for the Design of Light Gauge Steel Structural Members” elaborat de American Iron and Steel Institute (AISI) a fost publicat în 1946. Acesta a fost revizuit în anii următori pe măsură ce cercetările din domeniu avansau. O serie de modificări și adăugiri au fost operate și după anul 2000. Versiunea cea mai recentă este ediția din 2003.

În celelalte țări cercetările s-au intensificat în anii 80. O serie de țări dispun de norme proprii de proiectare ca Australia, Austria, Canada, fosta Cehoslovacia, Finlanda, Franța, India, Japonia, Olanda, China, Africa de Sud, Suedia, Marea Britanie, fosta Germania de vest, fosta URSS.

În Europa încă de la începutul anilor 90 s-a început un proces de unificare a normelor, rezultatul acestui proces fiind normele de proiectare Eurocode. Trebuie menționată și activitatea Convenției Europene de Construcții Metalice (ECCS), care prin activitatea comisiilor tehnice (TC) a publicat o serie de documente.

În România prima normă a fost publicată în 1983 (STAS 10108/2-83).

Principalele norme la ora actuală în lume sunt: în Europa Eurocode 3 – Partea 1.3: Supplementary Rules for Cold-Formed Thin-Gauge Members and Sheeting (versiunea 2004), în SUA normele AISI-1996: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary și AISI-2001: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary (versiunea 2001), iar în Australia și Noua Zeelandă a fost publicată AS/NZS-2003: Cold-formed Steel Structures (versiunea 2003). În continuare se prezintă o scurtă trecere în revistă ale acestor norme, analiza focalizându-se pe modul cum aspectele particulare de comportament ale profilelor cu pereți subțiri formate la rece menționate anterior sînt acoperite de proceduri de proiectare și evidențiind principalele diferențe dintre ele (Fig. 2.16).

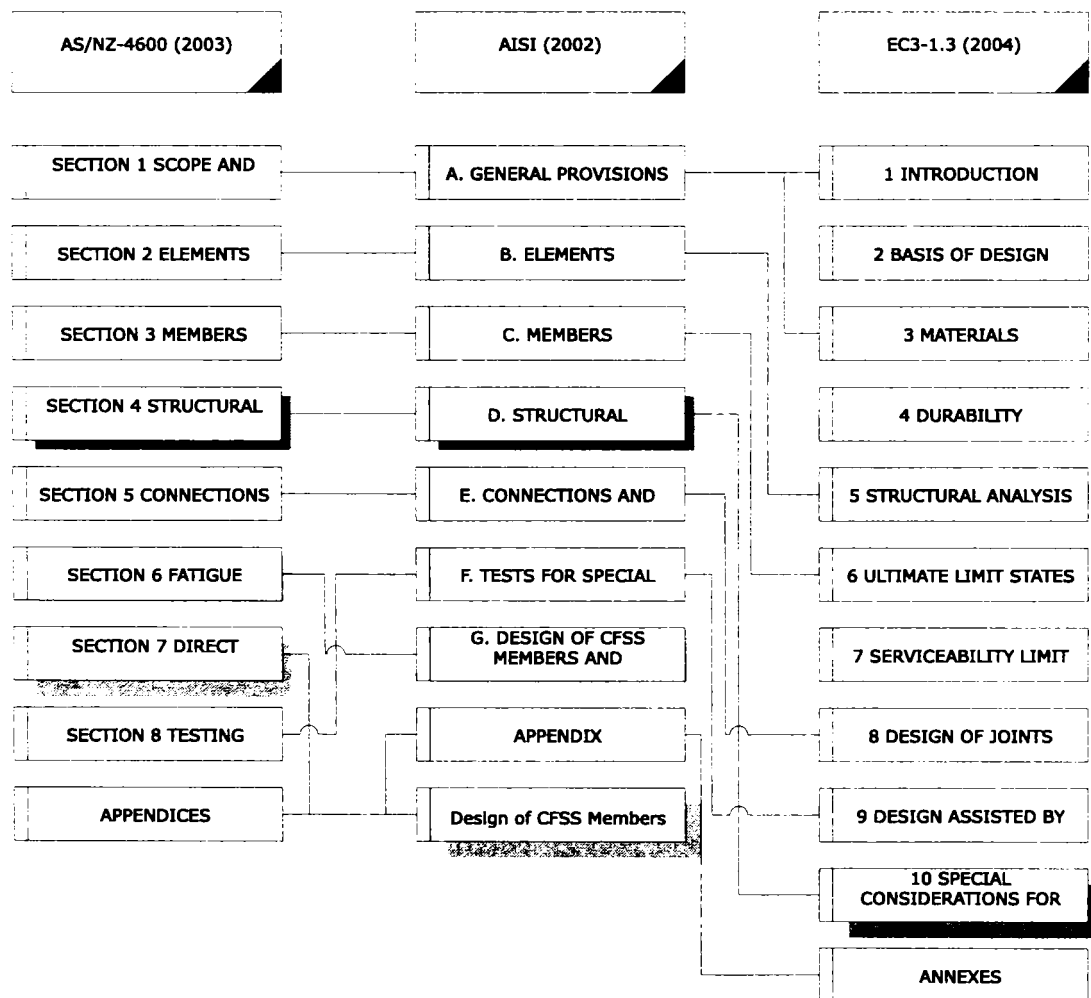


Figura 2.16: Structura principalelor norme analizate

2.3.1 Cold-formed steel structures – Revision of AS/NZS 4600:1996 (Australia, Noua Zeelandă – 2003)

Versiunea din 2003 acoperă domeniul oțelurilor cu limita de curgere pînă la $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$, cu grosime peste 0,9 mm. Regulile formulate operează doar cu metoda stărilor limită (Limit State Design- LSD). Calculul elementelor are la bază principiul lățimii eficace, bazat pe formula lui Winter (idem și în norma Nord Americană).

Există o deosebire între norma Australiană / Nord-Americană și Eurocode în ceea ce privește calculul la flambajul local: definirea lățimii pereților plani, b_p , ai secțiunii transversale se face după cum se prezintă în Figura 2.17.

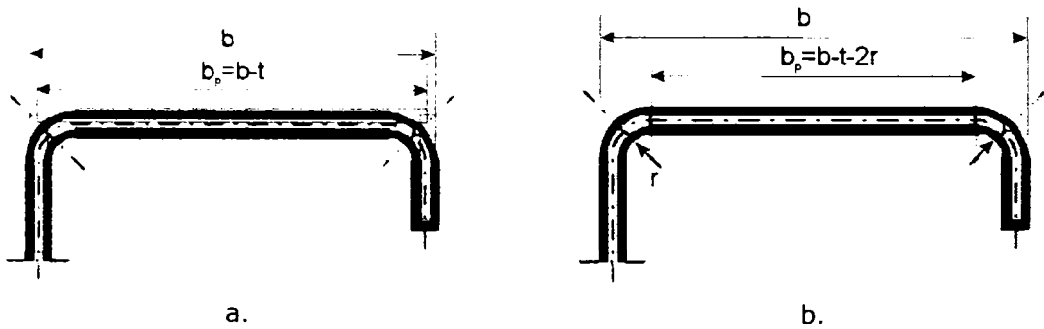


Figura 2.17: Considerarea lățimii după a.) după EC3 b.) AS-NZ / AISI

Pentru norma europeană colțul este asimilat și întreaga secțiune transversală este compusă din elemente plane. Pentru normele AISI-1996 și AS/NZ4600 întotdeauna secțiunea este compusă din porțiuni plane și colțuri. Suplimentar, în norma americană eforturile sub acțiunea cărora se calculează lățimea eficace se determină funcție de zveltețea relativă a elementului (dacă este dominant flambajul local sau flambajul global).

Lățimea eficace, b_{ef} , se obține astfel:

$$b_{ef} = \rho \cdot b, \text{ unde } \rho = \begin{cases} 1 & \text{dacă } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ \frac{1-0.22/\bar{\lambda}_p}{\bar{\lambda}_p} & \text{dacă } \bar{\lambda}_p > 0.673 \end{cases} \quad (2.7)$$

$$\text{și } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1.052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot k_\sigma}}, \text{ iar } \sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_p} \right)^2 \quad (2.8)$$

Norma germană DIN 18800, prevede pentru plăci rezemate pe 3 laturi formule de calcul a lățimii eficace în domeniul plastic. Aceste formule depind de distribuția eforturilor și sunt prezentate în tabele de calcul similare cu cele de la lățimea eficace în domeniul elastic.

Principala critică adusă acestei metode este că folosește distribuția eforturilor din domeniul elastic. Astfel, Brune (1998, 1999), a sugerat o metodă alternativă pentru calculul lățimii eficace în domeniul plastic. Această metodă adaptează formula lui Winter pentru domeniul plastic.

O altă diferență de menționat este modul cum se acoperă prin calcul fenomenul flambajului prin distorsiune.

Fenomenul în sine este relativ simplu: pe măsură ce zveltețea de perete b/t crește, efortul critic de voalare scade. Flambajul prin distorsiune al unui element comprimat cu secțiune C este influențat de rigiditatea la rotire a legăturii inimă/țalpă.

Astfel, inimile foarte înalte sunt foarte flexibile și conferă o rigiditate scăzută legăturii inimă/talpă. Aceasta conduce la o distorsiune timpurie pentru inimile foarte zvelte. Dacă talpa este îngustă, voalarea inimii se produce la lungimi de semiundă apropiate de cele ale flambajului distorsional al tălpii. Dacă talpa este excesiv de lată, atunci rebordul tălpii are o importanță deosebită. Rebordurilor puternice sunt benefice împotriva distorsiunii tălpii, dar ele însele sunt sensibile la flambajul local.

Lungimea de semiundă a flambajului prin distorsiune este intermediară între flambajul local și cel global, după cum se arată în Fig. 2.18.

În prezent există două metode analitice pentru determinarea eforturilor critice de distorsiune pentru secțiuni de tip C sau derivate din acestea, și anume: *metoda Lau & Hancock (1987)* și *metoda Schafer & Pekoz (1999)*. Metodele numerice bazate pe metoda elementului finit sau metoda fâșiilor finite sunt, de asemenea, metode eficiente pentru determinarea eforturilor critice atât de distorsiune cât și de voalare. Programele de calcul bazate pe metoda fâșiilor finite s-au dovedit a fi foarte utile din punct de vedere a timpului necesar analizei. În ultimii ani, la Universitatea John Hopkins, USA, Schafer (2001,2002) a dezvoltat programul de calcul *CUF_{SM}2.5: Elastic Buckling Analysis of Thin-Walled Members Using the Classical Finite Strip Method*, bazat pe metoda fâșiilor finite pentru identificarea modurilor de flambaj în cazul barelor cu pereți subțiri. O altă metodă numerică de analiză a modurilor individuale de flambaj și a celor cuplate este metoda bazată pe teoria grinzii generalizate (Generalized Beam Theory – GBT), descrisă de Schardt (1989), de la Universitatea din Darmstadt și continuată de Davies și colaboratorii săi (1994 a,b), de la Universitatea din Manchester.

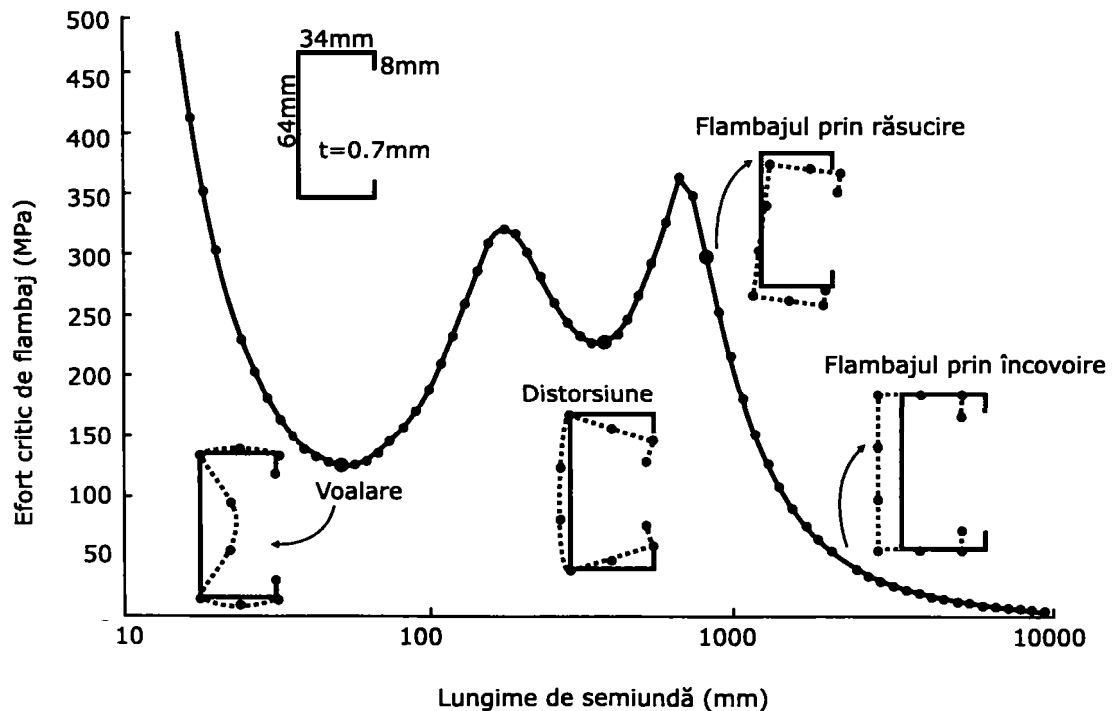


Figura 2.18: Moduri critice de flambaj și lungimile de semiundă corespunzătoare pentru un profil cu secțiune C solicitat la compresiune (Schafer, 2001)

În continuare se prezintă aceste metode analitice pentru determinarea eforturilor critice de distorsiune. O parte din aceste metode sunt deja incluse în normele de calcul.

Determinarea efortului critic de flambaj prin distorsiune se bazează pe flambajul prin încovoiere-răsucire a tălpilor, după cum se prezintă în Fig. 2.19. Metoda a fost propusă de Lau & Hancock (1986) și a fost inclusă în norma australiană AS/NZS4600. Această metodă este valabilă pentru elemente solicate la compresiune și încovoiere pură.

Rigiditatea la răsucire k_ϕ este dată de rigiditatea la încovoiere a inimii profilului, iar rigiditatea de translație k_x provine din rezistența la deplasare laterală a secțiunii. Modelul consideră că rigiditatea de translație k_x este foarte mică și aceasta se ignoră în continuare în analiză.

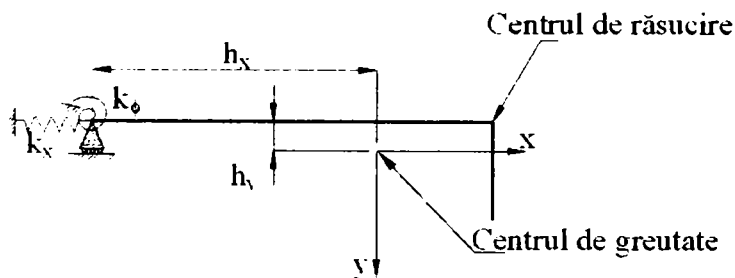


Figura 2.19: Modelul Lau și Hancock pentru flambajul prin distorsiune

Rigiditatea la răsucire poate fi exprimată astfel:

$$k_\phi = \frac{E \cdot t^3}{5.46 \cdot (b_w + 0.06\lambda)} \cdot \left[1 - \frac{1.1 \cdot f'_{od}}{E \cdot t^2} \cdot \left(\frac{b_w^2 \cdot \lambda}{b_w^2 + \lambda^2} \right)^2 \right] \quad (2.9)$$

unde f'_{od} este efortul de compresiune din inimă în cazul flambajului prin distorsiune, calculat considerând k_ϕ egal cu zero, b_w este lățimea inimii, t grosimea elementelor componente ale secțiunii, E este modulul de elasticitate, iar λ este lungimea de semiundă în cazul flambajului prin distorsiune și este exprimat pentru o secțiune de tip C astfel:

Pentru elemente solicate la compresiune

$$\lambda = 4.80 \cdot \left(\frac{I_{xf} \cdot b_f^2 \cdot b_w}{t^3} \right)^{0,25} \quad (2.10)$$

Pentru elemente solicate la încovoiere

$$\lambda = 4.80 \cdot \left(\frac{I_{xf} \cdot b_f^2 \cdot b_w}{2 \cdot t^3} \right)^{0,25} \quad (2.11)$$

unde b_f este lățimea tălpilor.

Efortul critic de distorsiune poate fi scris sub forma:

$$f_{od} = \frac{E}{2 \cdot A} \cdot \left[(\alpha_1 + \alpha_2) - \sqrt{(\alpha_1 + \alpha_2)^2 - 4\alpha_3} \right] \quad (2.12)$$

unde A este aria ansamblului talpă-rigidizare, iar coeficienții a_1 , a_2 și a_3 sunt coeficienți care depind de k_ϕ , λ și de geometria și dimensiunile tălpii și rebordului. Procesul de calcul este iterativ datorită faptului că în relația de calcul a lui k_ϕ este termenul f'_{od} , dar cu toate acestea o singură iterație este necesară. Se poate observa că, acest model este sensibil la valoarea rigidității la rotire k_ϕ .

Davies și Jiang (1996) au propus o îmbunătățire a metodei, considerând valoarea rigidității la rotire k_ϕ negativă, adică inima voalează înainte de distorsiunea tălpii. În acest caz, efortul critic se poate obține cu $k_\phi = 0$, de unde rezultă efortul critic de flambaj al inimii:

$$\sigma_w = \frac{\pi^2 \cdot D}{t \cdot b_w^4} \cdot \left(\frac{b_w^2 + \lambda^2}{\lambda} \right)^2 \quad (2.13)$$

În acest caz, efortul critic de flambaj poate fi calculat aproximativ ca valoarea medie a eforturilor critice de pe inimă și de pe talpă:

$$\sigma_{cr} = \frac{2 \cdot f_{od} \cdot A_f + \sigma_w \cdot t \cdot b_w}{A} \quad (2.14)$$

unde este A_f este aria ansamblului talpă-rigidizare, iar A este aria întregii secțiuni.

O altă diferență esențială este că norma Australiană și cea Nord-Americană are inclusă o metodă simplificată „Direct Strength Method”, care permite calculul simplificat fără considerarea caracteristicilor secțiunii eficace.

„Direct Strength Method” a fost propusă de Schafer (2001,2002) de la Universitatea John Hopkins din SUA și este o nouă metodă de proiectare a barelor cu pereți subțiri. Avantajul major al acestei metode este că metoda evită calculul lățimii eficace pentru fiecare perete component al secțiunii transversale și implicit a caracteristicilor eficace ale secțiunii, și utilizează soluțiile unui calcul de flambaj în domeniul elastic pentru orice lungime de element. Această metodă se bazează pe aceeași formulare empirică ca și în cazul metodei lățimii eficace, dar în acest caz rezistența ultimă este o funcție de efortul critic de flambaj și limita de curgere a materialului.

De exemplu, în proiectarea unui element solicitat la compresiune, valoarea nominală a rezistenței ultime este $P_n = A_{eff} \cdot f_y$, unde aria eficace este obținută prin calculul lățimii eficace a fiecărui element component al secțiunii transversale, și anume $A_{eff} = \sum (b_{eff}t)$, iar $b_{eff} = f(f_{cr}, f_y)$, unde f_{cr} este efortul critic de voalare pentru fiecare element component al secțiunii transversale. Metoda de determinare a valorii nominale a rezistenței ultime cu ajutorul metodei rezistenței efective (DSM) este similară cu cea a lățimii eficace b_{eff} , deoarece $P_n = f(P_{cr}, P_y)$, unde P_{cr} este forța critică de flambaj a elementului, și este determinată fie cu programe de calcul bazate pe metoda fâșiilor finite, fie cu alte metode simplificate. Pentru determinarea forțelor critice de flambaj, Schafer a elaborat programul de calcul *CUFSM_{2.5}*, care este un program bazat pe metoda fâșiilor finite, ușor de folosit și este disponibil gratuit la pagina de web <http://www.ce.jhu.edu/bschafer>. Utilizând acest program este simplu de determinat modurile critice de flambaj pentru un anumit element. Astfel se poate determina forța critică de voalare, distorsiune, flambaj global, după cum se prezintă și în Fig. 2.18.

În continuare se prezintă formulele de proiectare pentru elemente solicitate la compresiune cu ajutorul metodei rezistenței efective – DSM.

2.3.1.1 Flambajul global: încovoiere, torsiune, încovoiere-torsiune N_{ne}

$$N_{ne} = \begin{cases} (0.658\bar{\lambda}^2) \cdot A \cdot f_y & \text{pentru } \bar{\lambda} \leq 1.5 \\ \left[\frac{0.877}{\bar{\lambda}} \right] \cdot A \cdot f_y & \text{pentru } \bar{\lambda} > 1.5 \end{cases} \quad (2.15)$$

unde

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}}$$

N_{cr} = valoarea minimă a efortului critic dintre flambajul global prin încovoiere, torsiune sau încovoiere-torsiune.

2.3.1.2 Flambajul local (voalare), N_{nl}

$$N_{nl} = \begin{cases} N_{ne} & \text{pentru } \bar{\lambda}_l \leq 0.776 \\ \left(1 - 0.15 \left(\frac{N_{crl}}{N_{ne}} \right)^{0.4} \right) \left(\frac{N_{crl}}{N_{ne}} \right)^{0.4} N_{ne} & \text{pentru } \bar{\lambda}_l > 0.776 \end{cases} \quad (2.16)$$

unde

$$\bar{\lambda}_l = \sqrt{N_{ne} / N_{crl}}$$

N_{crl} - efortul critic de voalare.

2.3.1.3 Flambajul prin distorsiune, N_{nd}

$$N_{nd} = \begin{cases} A \cdot f_y & \text{pentru } \bar{\lambda}_d \leq 0.561 \\ \left(1 - 0.25 \left(\frac{N_{crl}}{A \cdot f_y} \right)^{0.6} \right) \left(\frac{N_{crl}}{A \cdot f_y} \right)^{0.6} A \cdot f_y & \text{pentru } \bar{\lambda}_d > 0.561 \end{cases} \quad (2.17)$$

unde

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{N_y / N_{crl}}$$

N_{crl} - efortul critic de distorsiune.

Pentru proiectare

$$N_n = \phi \cdot \min(N_{ne}, N_{nl}, N_{nd}); \quad \phi = 0.85 \cdot (LRFD) \quad (2.18)$$

Elemente solicitate la încovoiere

2.3.1.4 Flambajul global prin încovoiere laterală cu răsucire, M_{ne}

$$M_{ne} = \begin{cases} M_{ne} = M_{cre} & \text{pentru } M_{cre} < 0.56M_y \\ \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10M_y}{38M_{cre}} \right) & \text{pentru } 2.78M_y \geq M_{cre} \geq 0.56M_y \\ M_y & \text{pentru } M_{cre} > 2.78M_y \end{cases} \quad (2.19)$$

unde

$M_y = W \cdot f_y$, W este modulul de rezistență, iar f_y este limita de curgere;

M_{cre} - momentul critic pentru flambajul prin încovoiere laterală și răsucire.

2.3.1.5 Flambajul local (voalare), M_{nl}

$$M_{nl} = \begin{cases} M_{ne} & \text{pentru } \bar{\lambda}_l \leq 0.776 \\ \left(1 - 0.15 \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}} \right)^{0.4} \right) \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}} \right)^{0.4} M_{ne} & \text{pentru } \bar{\lambda}_l > 0.776 \end{cases} \quad (2.20)$$

unde

$$\bar{\lambda}_l = \sqrt{M_{ne} / M_{crl}}$$

M_{crl} - momentul critic de voalare.

2.3.1.6 Flambajul prin distorsiune, M_{nd}

$$M_{nd} = \begin{cases} M_y & \text{pentru } \bar{\lambda}_d \leq 0.673 \\ \left(1 - 0.22 \left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5}\right) \left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5} M_y & \text{pentru } \bar{\lambda}_d > 0.673 \end{cases} \quad (2.21)$$

unde

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{M_y / M_{crd}}$$

 M_{crd} – momentul critic de distorsiune.

Pentru proiectare

$$M_n = \phi \cdot \min(M_{ne}, M_{nl}, M_{nd}); \quad \phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad (2.22)$$

Se face precizarea că normele americane și cele australiene sunt cu câteva excepții aproape identice.

2.3.2 North American specification for the design of cold-formed steel structural members (2001)

Versiunea din 2001 acoperă domeniul oțelurilor cu limita de curgere pînă la $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$, cu grosime maximă de 25 mm. Regulile formulate operează atît cu metoda stărilor limită (Limit State Design- LSD) – utilizînd coeficienți de siguranță și pentru rezistențele materialelor și pentru încărcări (Canada) cît și cu metoda rezistențelor admisibile (Allowable Stress Design – ASD) respectiv a încărcărilor și a rezistențelor limită (Load and Resistance Factor Design – LRFD) – USA și Mexic. Pentru bare cu pereți subțiri se utilizează la fel conceptul de „lățime eficace” în vederea evaluării capacității postelastice a secțiunilor, cu definiția lățimii pereților plani identic cu cel din standardul Australian.

Există diferențe între normele Europene și cel American la nivelul verificării la flambaj local și global al secțiunilor.

2.3.2.1 Formula de interacțiune dintre flambajul local și cel global conform normei americane AISI-2001

Verificarea la stabilitate a barelor cu pereți subțiri comprimate. Efortul capabil de compresiune, N_n , se poate calcula cu relația:

$$N_n = A_{ef} \cdot F_n \quad (2.23)$$

$$F_n = \begin{cases} (0.658 \bar{\lambda}^2) F_y & \text{pentru } \bar{\lambda} \leq 1.5 \\ \left[\frac{0.877}{\bar{\lambda}^2}\right] F_y & \text{pentru } \bar{\lambda} > 1.5 \end{cases} \quad (2.24)$$

unde

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.25)$$

 A_{ef} – aria eficace calculată la o valoare a tensiunii unitare F_n

F_e – valoarea minimă a efortului critic dintre flambajul global prin încovoiere, răsucire sau încovoiere-răsucire. Determinarea eforturilor critice pentru încovoiere, răsucire și încovoiere-răsucire, se face similar cu cele propuse de norma EUROCODE 3 – Partea 1.3.

Pentru proiectare coeficientul de siguranță este $\phi_c = 0.85$ (LRFD).

2.3.2.2 Flambajul interactiv dintre flambajul local și flambajul prin încovoiere laterală cu răsucire în cazul grinzilor încovoiate conform normei AISI-2001

Momentul capabil, M_n , se calculează cu relația:

$$M_n = W_{ef} \cdot F_c \quad (2.26)$$

unde

W_{ef} – modulul de rezistență eficace;

F_c se determină astfel:

$$F_c = \begin{cases} F_y & \text{pentru } F_e \geq 2.78F_y \\ \frac{10}{9}F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_c}\right) & \text{pentru } 2.78F_y \geq F_e \geq 0.56F_y \\ F_c & \text{pentru } F_e \leq 0.56F_y \end{cases} \quad (2.27)$$

unde

F_y – limita de curgere;

F_c – efortul unitar corespunzător momentului critic pentru flambajul lateral cu răsucire.

Pentru proiectare coeficientul de siguranță este $\phi_b = 0.90(LRFD)$.

Există o anexă separată publicată în decembrie 2002 de American Iron and Steel Institute (AISI) o anexă special dedicată metodei simplificate „Direct Strength Method”, care permite calculul simplificat fără considerarea caracteristicilor secțiunii eficace (detaliat în cadrul capitolului 2.3.1).

Proiectarea îmbinărilor structurilor din oțel se face după reguli constructive și capitole speciale dedicate doar calculului îmbinărilor. Nu există specificații pentru calculul caracteristicilor mecanice ale nodurilor structurilor realizate din profile cu pereți subțiri.

2.3.3 Eurocode 3, partea 1.3 (2004)

Normele Europene Eurocode 3 – pentru proiectarea structurilor din oțel, conțin un capitol specific 1.3 – reguli specifice profilelor cu pereți subțiri. Regulile formulate se bazează pe metoda stărilor limită – utilizând coeficienți de siguranță și pentru rezistențele materialelor și pentru încărcări.

Versiunea din 2004 acoperă domeniul oțelurilor cu limita de curgere pînă la $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$, cu grosime cuprinsă în intervalul de 0,45 – 15 mm. Pentru bare cu pereți subțiri se utilizează conceptul de „lățime eficace” în vederea evaluării capacității postelastice a secțiunilor, considerarea lățimii pereților plani se face diferit față de normele Americane / Neo Zeelandeze (fig. 2.17). Formula de interacțiune dintre flambajul local și cel global conform normei Eurocode 3 se face diferit față de normele Americane. În cele ce urmează se prezintă metoda utilizată de normele Europene.

Formula de interacțiune dintre flambajul local și cel global conform normei Eurocode 3 – Part 1.3

Verificarea la stabilitate a barelor cu pereți subțiri solicitate la compresiune, conform normei EUROCODE 3-Partea 1.3 se face cu relația:

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} \quad (2.28)$$

$$\text{unde: } N_{b,Rd} = \chi A_{eff} f_y / \gamma_{M1} = \chi N_{c,Rd} \quad (2.29)$$

Dacă se consideră coeficientul de siguranță, $\gamma_{M1} = 1,0$ (în EUROCODE 3 – Partea 1.3 este egal cu 1.1), atunci putem scrie:

$$\bar{N} = \frac{N_{Sd}}{f_y A} = \chi Q \quad (2.30)$$

unde:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad (2.31)$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (2.32)$$

iar:

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}} \right]^{1/2} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{1/2} \quad (2.33)$$

$$\beta_A = Q = \frac{A_{eff}}{A} \quad (2.34)$$

unde α este coeficientul de imperfecțiune.

Forța critică de flambaj, N_{cr} , se determină astfel:

Pentru flambajului prin încovoiere, N_{cr} , este forța critică de flambaj prin încovoiere stabilită pentru secțiunea brută, iar

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.35)$$

Pentru flambajul prin încovoiere-răsucire, în cazul barelor cu secțiune monosimetrică sau nesimetrică, în primul pas trebuie determinată încărcarea critică de torsiune,

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{eT}} \right) \quad (2.36)$$

și după aceea încărcarea critică pentru flambajul prin încovoiere-răsucire,

$$N_{cr,FT} = \frac{1}{2\beta} \left[(N_{cr,y} + N_{cr,T}) - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4\beta N_{cr,y} N_{cr,T}} \right] \quad (2.37)$$

unde:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi EI_y}{L_{ey}^2} \quad (2.38)$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 \quad (2.39)$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \quad (2.40)$$

y_0 – distanța de la centrul de răsucire la centrul de greutate;

I_T – momentul de inerție la răsucire al secțiunii transversale brute;

I_ω – momentul de inerție sectorial al secțiunii transversale brute;

L_{eT} – lungimea de flambaj în cazul flambajului prin răsucire;

L_{ey} – lungimea de flambaj în cazul flambajului prin încovoiere după axa $y - y$;

i_y, i_z – razele de rotație în raport cu axele $y - y$ sau $z - z$ ale secțiunii transversale brute.

Notă: Se consideră că axa $y - y$ este axa maximă de inerție ($I_y > I_z$) și axă de simetrie pentru secțiunile monosimetrice.

Flambajul interactiv dintre flambajul local și flambajul prin încovoiere laterală cu răsucire în cazul grinzilor încovoiate conform normei Eurocode 3 - Partea 1.3

În absența forței axiale, verificarea la stabilitate a grinzilor realizate din bare cu pereți subțiri, se face cu următoarea relație:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (2.41)$$

unde

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}} \leq 1 \quad (2.42)$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (2.43)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = [W_{eff,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{1/2} \quad (2.44)$$

și în care:

$W_{eff,y}$ - modulul de rezistență al secțiunii transversale eficace în raport cu axa maximă de inerție, atunci când momentul încovoiător acționează după această axă;

M_{cr} - momentul critic de pierdere a stabilității prin încovoiere laterală cu răsucire;

$\alpha_{LT} = 0.21$ - coeficientul imperfecțiunii corespunzător curbei a de flambaj)

Dacă coeficientul de siguranță, γ_{M1} , se neglijează atunci ecuația (2.41) poate fi scrisă:

$$\bar{M} = \frac{M_{b,Rd}}{W_{pl,y} f_y} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}} = \chi_{LT} Q_{LT} \quad (2.45)$$

unde

$W_{pl,y}$ - modulul de rezistență plastic al secțiunii transversale brute;

Q_{LT} - factorul de reducere al modulului de rezistență în flambajul interactiv local-încovoiere laterală cu răsucire;

Astfel, zveltețea redusă din ecuația (2.44) poate fi scrisă în funcție de Q_{LT} și M_{pl} astfel:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}} \cdot \frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}} \right]^{1/2} = \sqrt{Q_{LT}} \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} \quad (2.46)$$

În această fază în relația (2.43) de calcul a coeficientului ϕ_{LT} , s-a folosit același coeficient al imperfecțiunii generalizate ca și pentru elementele comprimate

$$\eta_{LT} = \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) \quad (2.47)$$

și în acest caz apare un salt semnificativ în calculul curbei χ_{LT} în dreptul zvelteții reduse $\bar{\lambda}_{LT} = 0.4$, respectiv de la 1.0 la 0.953 (5%). Acest salt este nejustificat atât din punct de vedere fizic cât și matematic.

Se va observă că pentru grinzi scurte (la care $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$) obținem $\chi_{LT} = 1$, modul de instabilitate dominant este modul local, iar ecuația (2.45) devine:

$$\bar{M}_{LT} = Q_{LT} \quad (2.48)$$

în timp ce pentru grinzi de lungimi medii și mari (la care $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$), modul de instabilitate dominant este modul global descris prin ecuația (2.45).

În normele Europene nu se prevăd metode explicite pentru calculul flambajul prin distorsiune. Cu toate acestea, o procedură de calcul poate fi menționată prin

interpretarea metodei de calcul a elementelor plane prevăzute cu reborduri marginale solicitate la compresiune (paragraful 3.9.3 din Eurocode 3 – Partea 1.3).

Suplimentar față de normele Australiene și Nord-Americane în Eurocode există relații pentru cuantificarea conlucrării elementelor cu învelitoarea – așa numitul efect de șaibă („stress skin action”).

Proiectarea îmbinărilor structurilor din oțel se face după capitolul 1.8, principiul bazându-se pe capacitatea elementelor componente ale unei îmbinări – însă fără a exista un capitol special pentru proiectarea îmbinărilor profilelor cu pereți subțiri. Datorită acestui fapt, regulile din acest capitol pot fi utilizate în activitatea de proiectare pentru elemente cu pereți subțiri cu unele limitări.

În România normativul NP0 12-1997 – Normativ pentru calculul elementelor din oțel formate la rece se bazează în totalitate pe prescripțiile din Eurocode partea 1.3.

2.4 Soluții constructive și probleme specifice ale structurilor realizate din cadre din profile cu pereți subțiri formate la rece

În acest paragraf sunt arătate câteva soluții constructive structurale din oțel formate la rece în construcții, aplicații din piața construcțiilor din România. Sînt evidențiate și câteva din avantajele utilizării ale acestora.

2.4.1 Avantajele utilizării profilelor formate la rece în construcții

Într-o serie de publicații intitulată „Light Steel”, Steel Construction Institute (SCI) a publicat un ghid de proiectare a construcțiilor utilizînd profilele formate la rece (Grub, 1997). În acest ghid este dată următoarea listă de avantaje ale utilizării profilelor formate la rece în construcții.

Avantaje în timpul execuției:

- Asamblare ușoară într-o largă gamă de forme structurale și arhitecturale;
- Există o serie de metode de instalare și îmbinare bine pusă la punct;
- Există o gamă largă de elemente prefabricate, elementele fiind livrate la lungimea necesară și cu toate găurile pentru șuruburi realizate din fabrică;
- Asamblare relativ ușoară și rapidă pe șantier; elemente individuale sau chiar subansamble din structură pot fi manipulate și montate manual, fără utilaje de ridicare suplimentară; manopera este redusă și nu necesită o calificare deosebită.
- Eventualele modificări ale structurii se pot realiza pe șantier mult mai ușor decât în cazul profilelor laminate la cald, aceasta evident cu aprobarea proiectantului;
- Utilizarea eficientă a materialului conduce la construcții competitive;
- Protecția la foc se realizează cu ușurință; sistemele de gips-carton pentru protejarea elementelor structurii de rezistență pot realiza o rezistență la foc de pînă la 120 minute;
- Verificările pe șantier sunt reduse la minim.

Avantaje în timpul exploatării

- Structuri mai ușoare și eficiente pot fi realizate într-o mare varietate de forme;
- Se pot realiza deschideri mai mari decât în cazul utilizării elementelor din lemn;

- Sistemul structural permite în general realizarea de spații tehnice pentru cabluri electrice și conducte sanitare;
- Orice instalații suplimentare se pot atașa simplu pe sistemul structural;
- Nu se consideră în calculul sarcinii termice;
- Materialele de protecție la foc pot fi înlocuite cu ușurință în urma unui eventual incendiu;
- Realizează o bună protecție termică și evită formarea condensului, în cazul respectării detaliilor de realizare;
- Protejează mediul înconjurător pe toată durata de viață, sunt reciclabile și demolarea se face cu pierderi minime (Burstand, 2000).

Trebuie subliniat faptul că utilizarea profilelor formate la rece conduce la realizarea de construcții ușoare; greutatea scăzută este un avantaj deosebit de important în cazul terenurilor de fundare slabe, sau a lucrărilor de etajare sau mansardare, caz pentru care încărcarea suplimentară asupra fundațiilor existente trebuie minimizată.

Pe de altă parte, profilele formate la rece se pot combina fără probleme cu profilele laminate la cald, în zone în care sunt impuse deschideri sau încărcări mari. Deasemenea, pentru clădirile multietajate, realizate din profile laminate la cald, apar beneficii structurale importante dacă se ține cont de rezistența la acțiuni orizontale a panourilor de învelitoare din profile formate la rece și tabla cutată (Mazzolani și Piluso, 1996).

2.4.2 Cadre pentru structura de rezistență

Tot mai mult, în ultimii ani, profilele formate la rece sînt utilizate și pentru structura de rezistență propriu-zisă a clădirilor, realizîndu-se cadre cu stîlpi și rigle alcătuite din secțiuni compuse, așa cum se arată în Figura 2.20. Sistemul este realizat din profile C formate la rece dispuse spate-n spate. Soluția este practică din profile C *Lindab*, avînd gama de înălțimi 100-350 mm și grosimea maximă de 3 mm. În condițiile de încărcări din România cu astfel de soluții pot fi acoperite deschideri pînă la 12 m cu travei de pînă la 6 m.

Acest gen de structuri au fost implementate în proiecte pe baza studiilor și soluțiilor elaborate de colectivul din cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor de la Universitatea „Politehnica” din Timișoara.

Detaliile cadrului sînt prezentate în fig. 2.21 Soluția din punct de vedere structural poate fi modelat printr-o schemă statică prezentată în fig. 2.22.

Modelul conține în majoritatea lui articulații, doar nodul de coamă pune semne de întrebare în modelare, ea fiind susceptibilă să fie semi-rigidă. În general aceste structuri se dimensionează din gruparea fundamentală (încărcare proprie și încărcarea din zăpadă), încărcarea din gruparea specială (cu seism) afectînd doar verificările deplasărilor orizontale ale structurii.

În cazul unei astfel de structuri problema principală este cea de proiectarea și realizarea îmbinărilor. Fig. 2.23 prezintă detaliile unei astfel de structuri.

Structuri asemănătoare sînt realizate din profile *Kontiom*. Soluția lor utilizează profile KB de tip *Kontiom* cu rigidizări pe înălțimea inimii, avînd gama de înălțimi pînă la 600 mm și grosimea maximă de 5 mm. Gama de deschideri poate ajunge la 24 m.

Nodurile sînt realizate prin intermediul unor piese sudate de cca 10 mm grosime (fig. 2.24). Conform discuțiilor cu furnizorii de soluție, în procesul de proiectare nodurile sînt considerate continue, fără a ține cont de semi-rigiditatea acestora.

Configurațiile actuale au fost definitive pe bază de încercări, în faza inițială piesele de îmbinare aveau dispuse șuruburi doar pe inimă. Experiența încercărilor

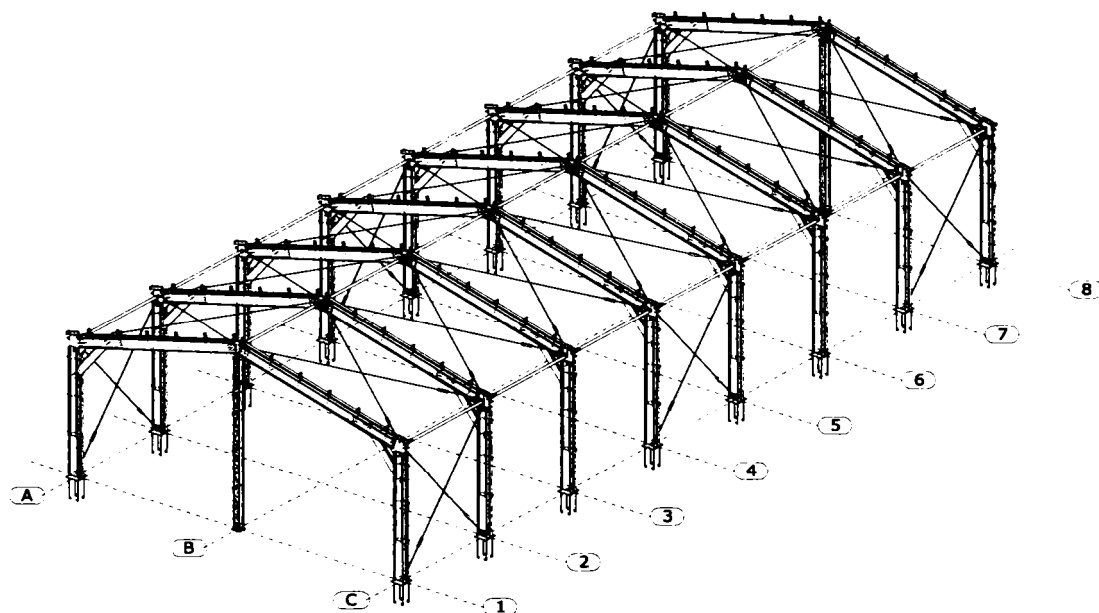


Figura 2.20: Vedere 3D a structurii realizate din profile Lindab

proprii de laborator, care au arătat o comportare net mai slabă a configurației cu șuruburi numai pe inimă (raport de încercare K077145/2005 întocmit de Facultatea de Construcții din Iași în colaborare cu INCERC Iași) le-a determinat dispunerea de șuruburi și pe tălpile profilului.

Cercetările lor au continuat cu întărirea zonei de capăt al profilului de îmbinare, acesta fiind cea afectată de fenomenele locale de pierdere stabilității datorat concentrărilor de tensiuni provocate de șuruburile de prindere de la extremități de pe tălpi. Seria de încercări a inclus și un test al unei structuri la scară reală de 10 m deschidere pe masa vibrantă supusă la încărcări dinamice generate din spectre seismice înregistrate.

Dintre furnizorii de soluții structurale pe cadre din profile formate la rece pot fi menționate și firmele *Frisomat* și *Galcorom*.

Soluția *Frisomat* utilizează pentru confecționarea cadrelor secțiuni Σ și pante mai pronunțate la acoperișuri (fig. 2.26.a). Îmbinările din noduri se realizează prin intermediul unei carcasi. Acest sistem poate acoperi deschideri de pînă la 22 m.

Soluția *Galcorom* utilizează pentru confecționarea cadrelor secțiuni variabile produse prin îndoire (fig. 2.26.b). Îmbinările din noduri se realizează prin suprapunerea profilelor de secțiune Z variabilă și fixarea lor prin intermediul șuruburilor dispuse numai pe inimă (fig. 2.27). În acest sistem se pot acoperi deschideri de pînă la 15 m.

Performanțe structurale superioare pot fi obținute prin utilizarea profilelor cu pereți subțiri formate la rece pentru confecționarea grinzilor cu zăbrele.

Aplicarea profilelor cu pereți subțiri în grinzi cu zăbrele permite realizarea unor structuri moderne, foarte estetice, fiind posibil combinarea soluțiilor de oțel cu alte tipuri de materiale.

Structuri în cadre din profile cu pereți subțiri formate la rece sînt furnizate în mod curent de Lindab (fig. 2.28.a) și Frisomat (structuri de tip Astra – fig. 2.28.b).

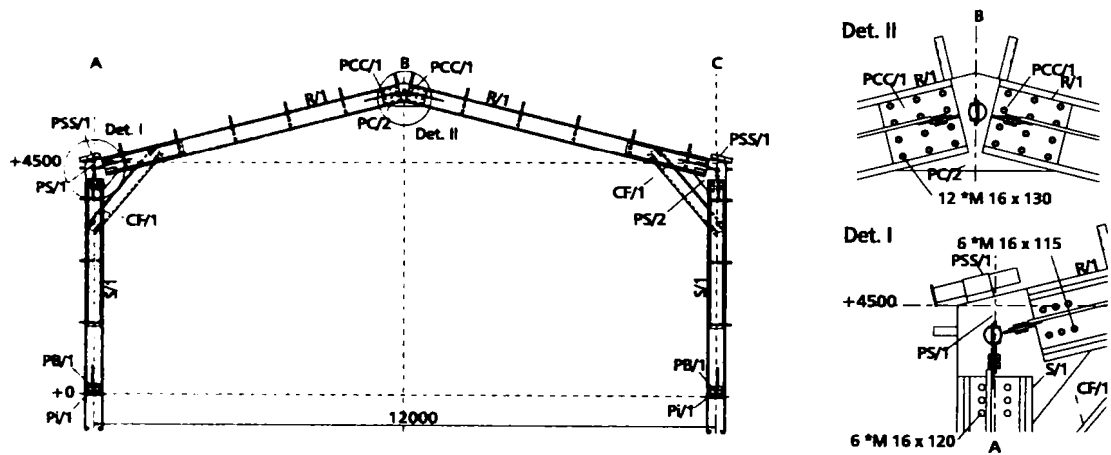


Figura 2.21: Detalii ale cadrului realizat din profile Lindab

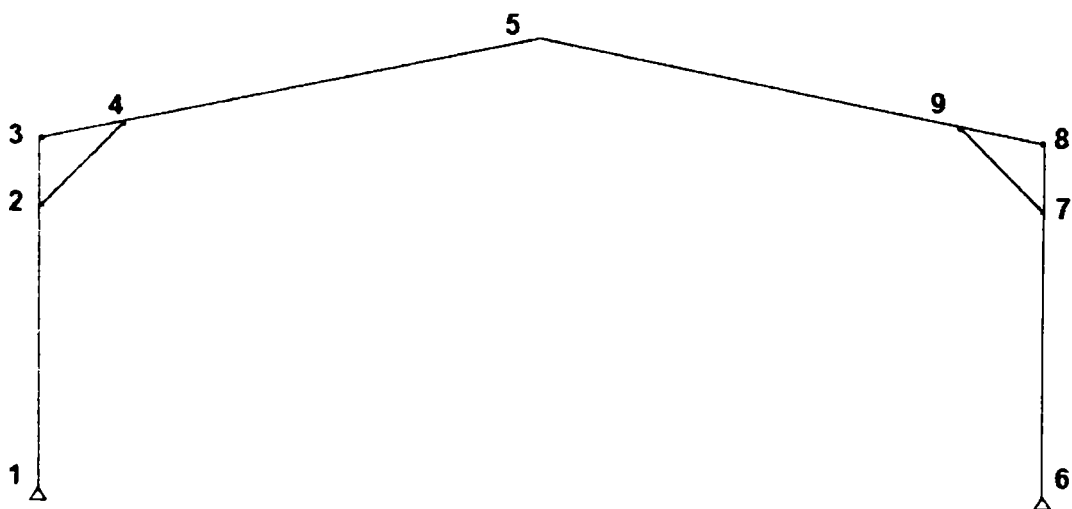
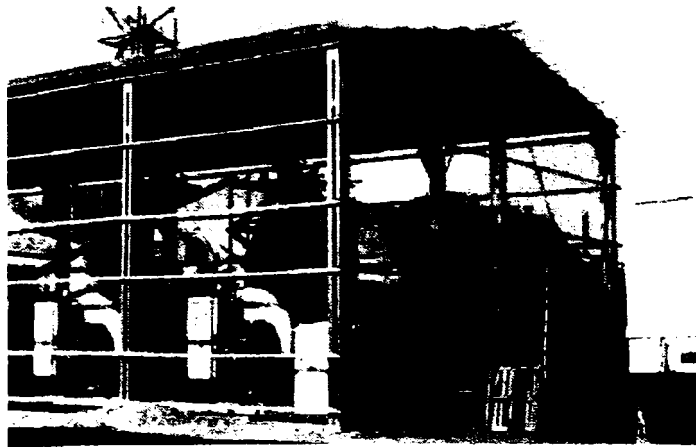


Figura 2.22: Modelarea cadrului pentru calculul structurii

Trebuie menționat la capitolul structurilor cu grinzi cu zăbrele linia de produse „Construcții Ușoare” promovat de Lindab cu deschideri pînă la 12 m și sistemul tip de structuri „Astra” promovat de Frisomat cu deschideri pînă la 24 m.



a. Vedere în ansamblu

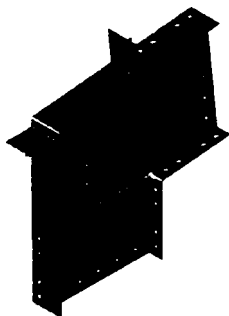


c. Detaliu nod de coamă

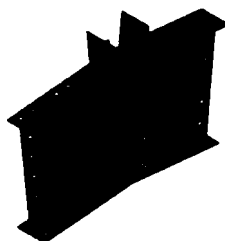


b. Detaliu nod de streșină

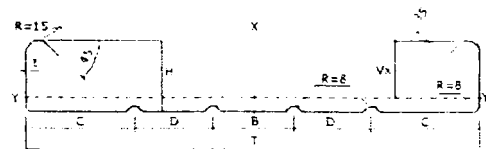
Figura 2.23: Structura termocentralei Arbema – Arad



a.



b.



c. secțiunea profilului KB 600

Figura 2.24: Piese nod tip Kontirom

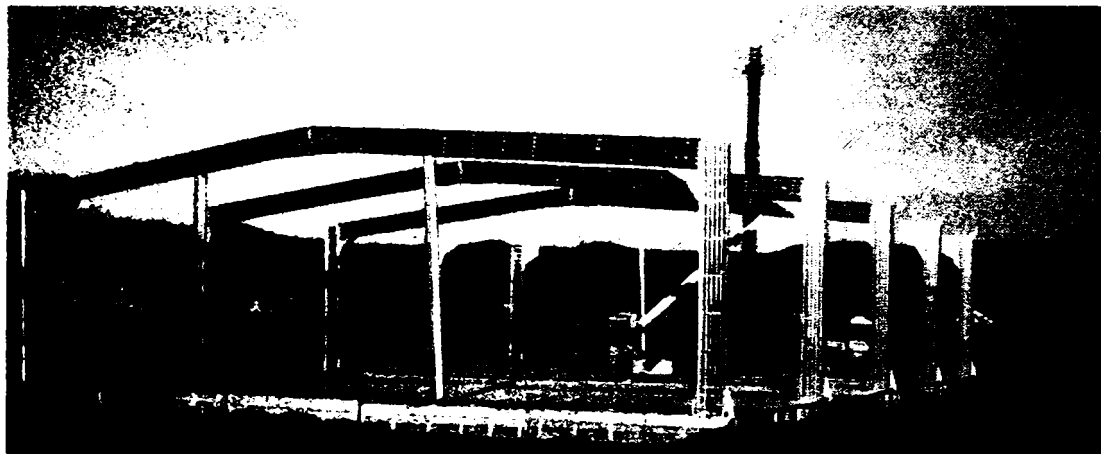


Figura 2.25: Structura tip Kontirom în execuție



a.



b.

Figura 2.26: Structura tip Frisomat și Galcorom

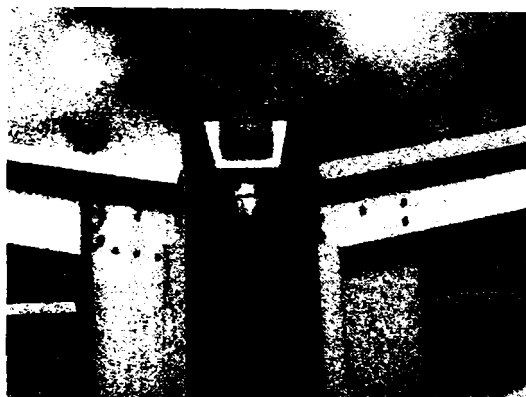


Figura 2.27: Nod tipic în cazul structurilor tip Galcorom

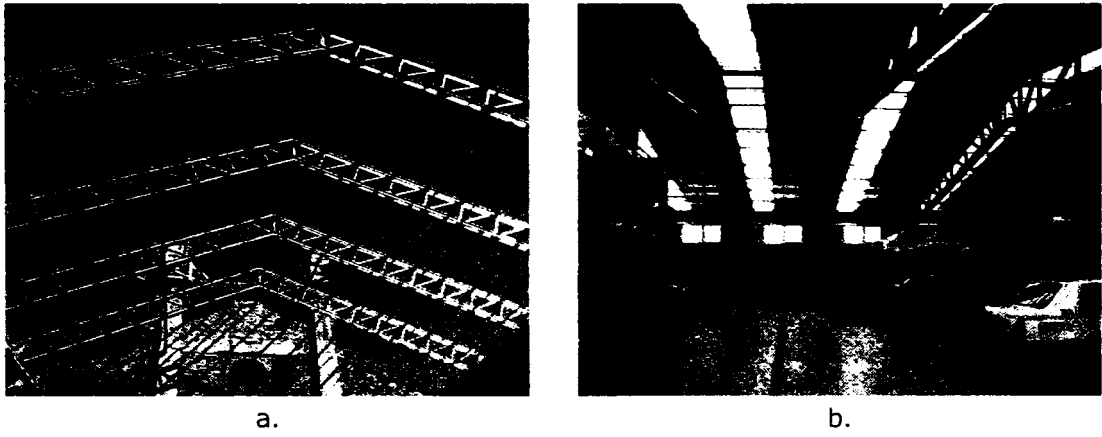


Figura 2.28: Structuri cu grinzi cu zăbrele tip Lindab, Frisomat

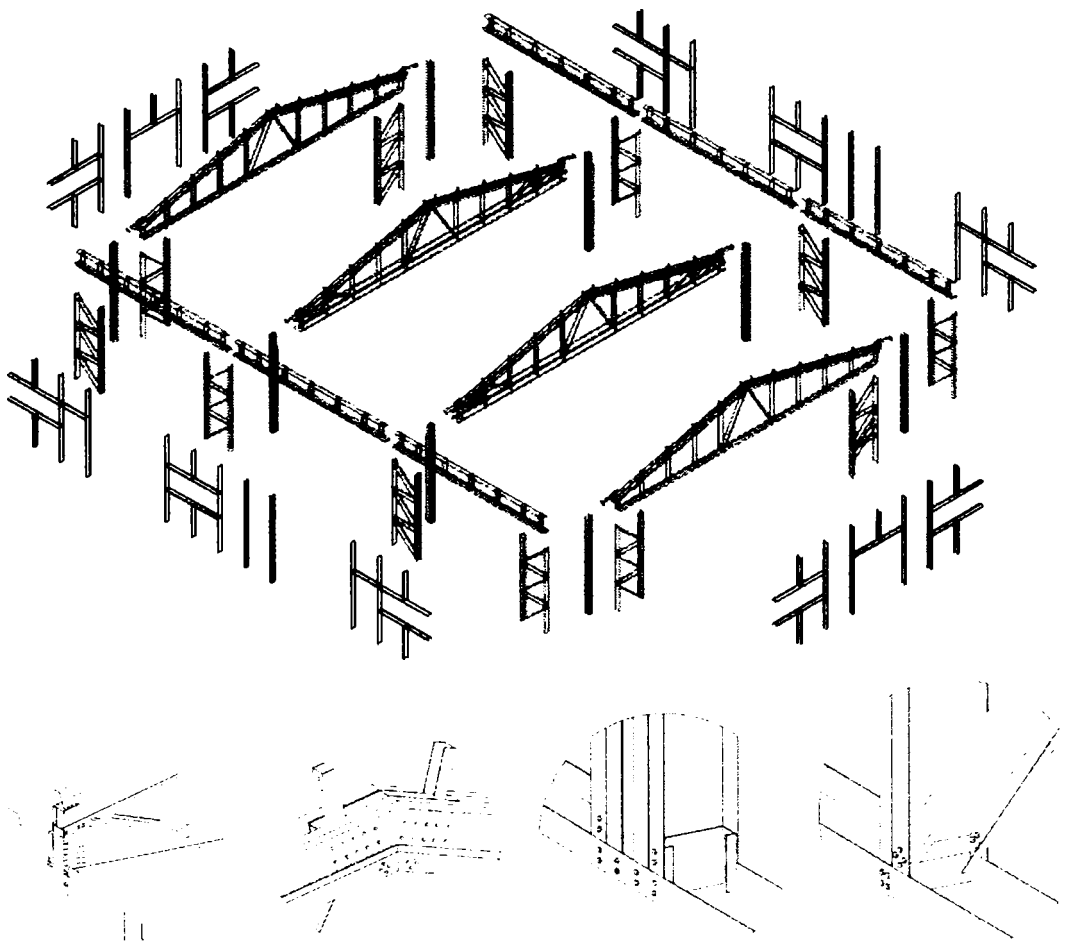


Figura 2.29: Sistem structural – Construcții Ușoare Lindab și detalii caracteristice

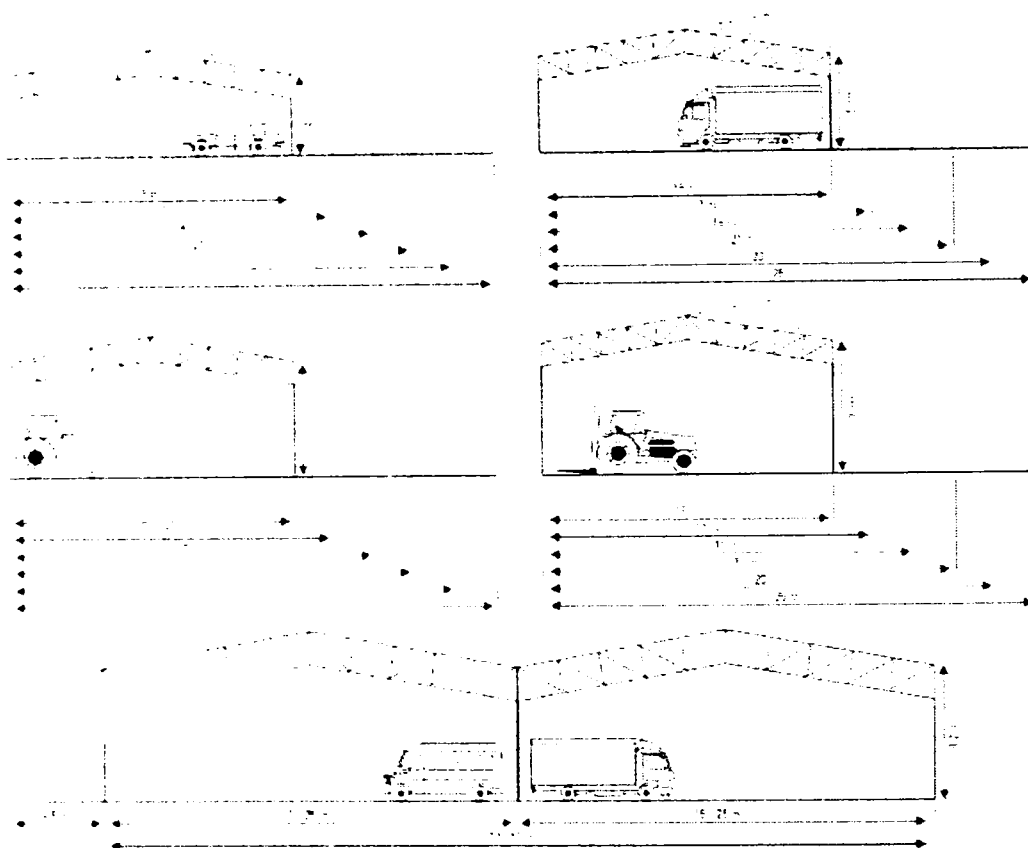


Figura 2.30: Structuri tip „Astra” Frisomat

2.5 Studii și cercetări actuale din domeniu

O serie de lucrări de cercetare au avut ca subiect comportarea nodurilor structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece. Această secțiune face o scurtă trecere în revistă a principalelor lucrări.

2.5.1 Baigent and Hancock (1982)

Comportarea cadrelor portal a fost studiat de către Baigent și Hancock într-o serie de încercări la scară reală. Cadrele alcătuite din profile formate la rece de secțiune C au fost supuse la tipuri diferite de încărcări și moduri diferite de asigurarea stabilității laterale. Figura 2.31 arată detaliile utilizate la conceperea nodului de streășină.

Grosimea profilului C și al elementului de îmbinare de la streășină a fost de 1.9 mm respectiv 12 mm. Capacitatea la moment încovoietor al elementului de îmbinare este mult mai mare decât cel al profilului (45 kNm față de 9.19 kNm).

Detaliile cadrului cu punctele de asigurarea stabilității laterale și a punctelor de aplicare a încărcărilor sînt prezentate în figura 2.32. Două cadre identice au fost încercate, variind modul de asigurarea stabilității laterale.

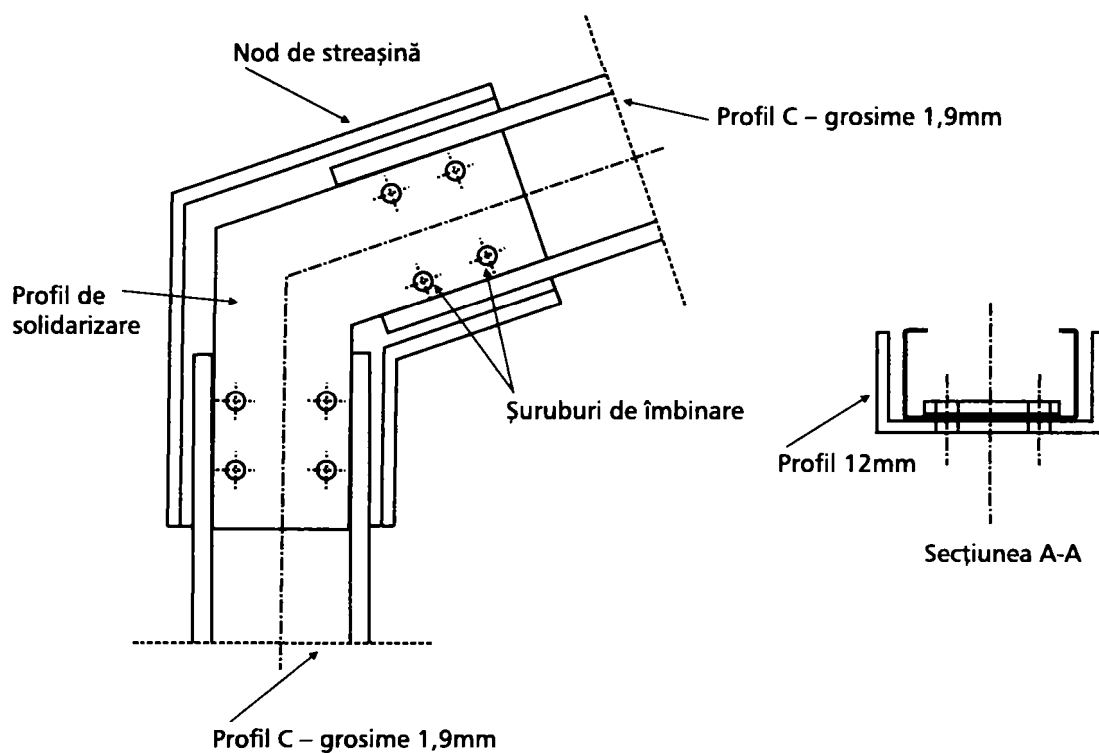


Figura 2.31: Detalii cadru studiat de Baigent și Hancock

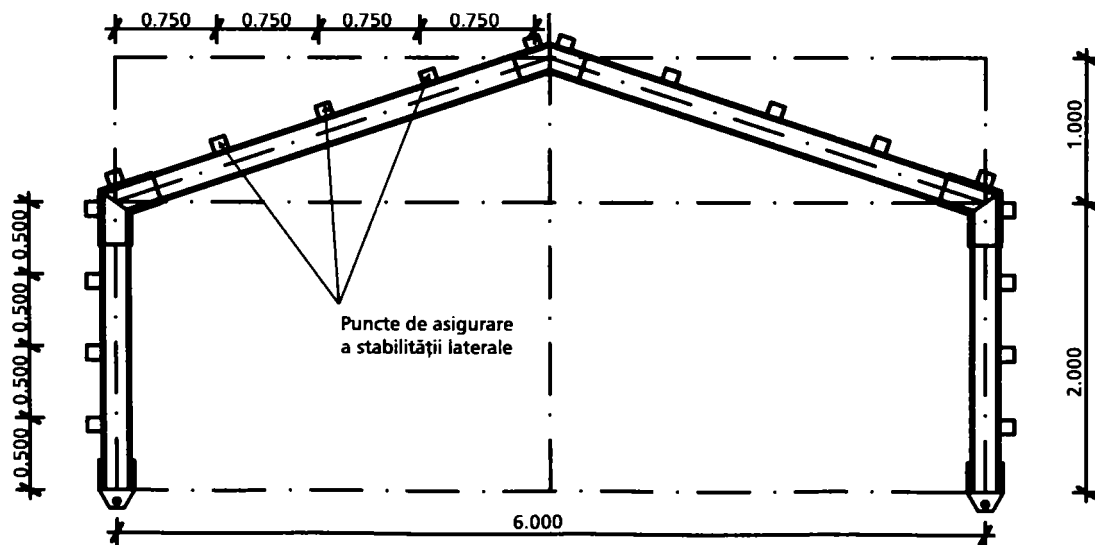


Figura 2.32: Poziția încărcărilor și împiedicarea pierderii stabilității laterale

Primul nu a avut împiedicată pierderea stabilității laterale prin torsiune, al doilea în schimb avea împiedicat și pentru stîlp și pentru grindă în punctele indicate. Ambele au cedat prin pierderea stabilității locale a profilelor formate la rece. Însă capacitatea portantă înregistrată a fost cu 14% mai mare în cazul 2 (15 kN față de 17 kN). Concluzia a fost, că elementele adiționale care împiedică pierderea stabilității generale prin torsiune au un aport la creșterea capacității portante a cadrului.

2.5.2 Chung (1998, 1999)

Chung și Lau (1999) respectiv Chung și Shui (1998) au întreprins teste de capacitate la moment încovoietor pe 3 tipuri de noduri de streășină, avînd diferite tipuri de elemente de îmbinare ale profilelor formate la rece (fig. 2.33).

Elementele de îmbinare utilizate au fost de formă triunghiulară (a), dreptunghiulară (b) respectiv un guseu cu secțiune variabilă (c) de alura unei vute. În cazurile a și b capacitățile portante la moment încovoietor înregistrate au fost relativ mici comparativ cu capacitatea portantă a profilelor C îmbinate (22% respectiv 42%). Nu au fost luate măsuri pentru împiedicarea pierderii stabilității laterale a nodului. Cedarea s-a produs în urma pierderii stabilității prin torsiune a guseului de îmbinare utilizat.

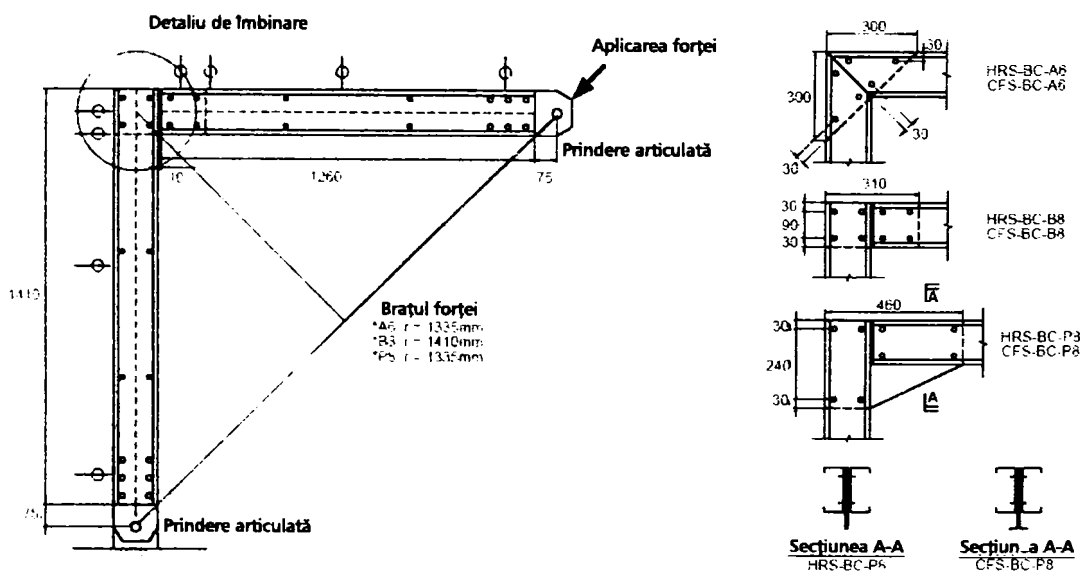


Figura 2.33: Tipuri de noduri încercate de Chung

În cazul c însă capacitatea portantă înregistrată a fost de 83% față de capacitatea portantă a profilelor C îmbinate. Cedarea în acest caz s-a produs prin cedarea la încovoiere a profilelor în zona comprimată. S-a constatat și o deplasare laterală a nodului de streășină, fapt ce ar putea explica de ce nu s-a atins capacitatea portantă integrală la moment încovoietor al profilelor.

Chung (et al) a continuat studiul acestui tip de îmbinare prin asigurarea suplimentară a pierderii stabilității laterale a nodului fără investigarea variației lungimii libere între 2 puncte de asigurarea stabilității laterale.

2.5.3 Kirk (Swagebeam)

Kirk și Bryan de la universitatea din Salford au întreprins încercări pentru îmbinarea de streășină ale cadrelor portal realizate din profile C cu rigidizări pe inimă și amprentă pe piesa de îmbinare (fig. 2.34). De-a lungul încercărilor s-a împiedicat pierderea stabilității laterale prin încovoiere răsucire a elementelor de grindă și stîlp. Lungimea liberă între punctele de fixare a fost mai mare decît în situațiile reale.

Colapsul specimenului s-a produs prin cedarea la încovoiere în zona comprimată și nu prin pierderea stabilității laterale. Astfel s-a făcut posibilă atingerea capacității portante a elementelor îmbinate în nod.



Figura 2.34: Cadru cu noduri amprentate (Swagebeam)

2.5.4 Lim and Nethercot

Au o vastă activitate în acest domeniu. Într-una din lucrările lor prezintă rezultatele obținute în urma încercărilor experimentale pe îmbinări de coamă ale profilelor formate la rece de tip C supuse la încovoiere pură.

Ei au studiat 4 tipuri de noduri de coamă. La speciemenele studiate s-a variat lungimea grupului de șuruburi, lățimea fiind limitat de înălțimea profilului C. Prin modul de concepere a încercării s-a evitat pierderea stabilității laterale a nodului, urmărindu-se în mod special efectul modului de dispunere a șuruburilor de îmbinare asupra capacității portante înregistrate.

În urma încercărilor ei au demonstrat, că lungimea grupului de șuruburi cu cît este mai mică, cu atît mai mult inima profilelor C sînt susceptibile la pierderea stabilității datorată compresiunii din presiunea pe pereții găurii. Cu cît grupul de șurub este mai lung, cu atît redistribuția eforturilor la tălpi este mai mare. Rezultatele obținute în urma încercărilor sînt redată în tabelul 2.3. Modul de dispunere a grupului de șuruburi în cele 4 teste sînt redată în figura 2.35 și 2.36.

Putem observa, că prin creșterea raportului a_B/D capacitatea nodului crește, ajungînd ca în situația D să ajungă la 90% din capacitatea profilelor îmbinate.

Tabela 2.3: Rezultatele încercărilor

Test	a_B (mm)	a_B/D	M_u^{EXP} (kNm)	$M_{u\ Norm}^{EXP} / M_u^{BS}$ (kNm)
A	315	0.94	75.0	0.77
B	390	1.16	77.5	0.81
C	465	1.38	82.5	0.85
D	615	1.83	87.5	0.90

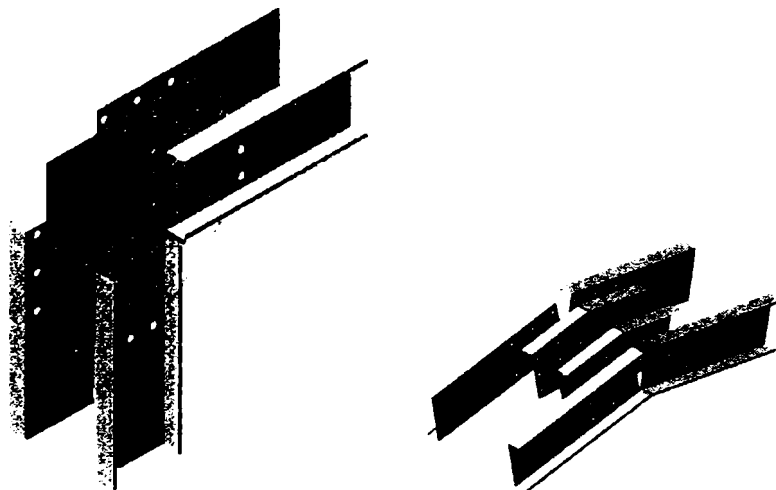


Figura 2.35: Nodul de coamă încercat de Lim și Nethercot

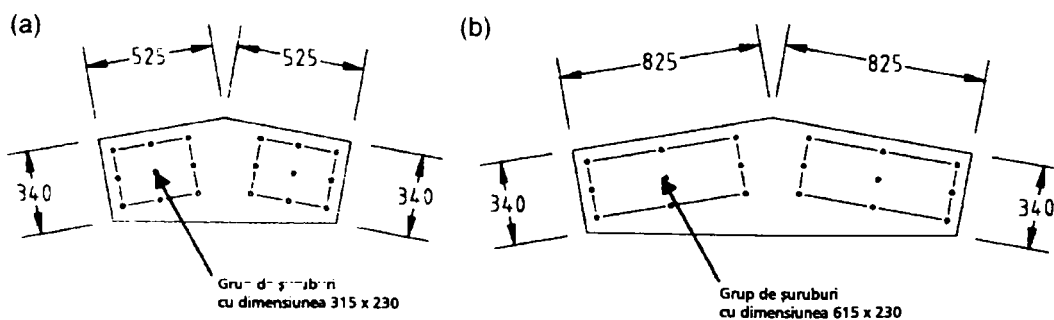


Figura 2.36: Detalii ale guseilor îmbinării de coamă

2.5.5 J.B.P Lim – Joint Effects in cold-formed steel portal frames (phd. Thesis)

Lim în lucrarea sa de doctorat analizează efectul semi-rigidității nodurilor asupra comportării cadrelor realizate din secțiuni C spate-n spate de diferite configurații. În urma încercărilor experimentale realizate pe cadre la scară reală și a analizelor numerice a demonstrat, că una din principalele surse ale flexibilității nodurilor sînt alungirile găurilor șuruburilor de îmbinare.

Comparațiile lui între modelele de analiză cu noduri continue și noduri semi-rigide a evidențiat faptul că în SLU cadrul cu noduri semi-rigide poate avea capacitatea portantă mai mare datorită proprietății ei de redistribuire a momentului încovoietor între nodul de coamă și cel de streășină. În SLEN însă cadrul cu noduri continue este mai eficient, cadrul cu noduri rigide prezentînd probleme de satisfacerea criteriilor de limitarea deformațiilor.

Ca urmare a semi-rigidității nodului de coamă și streășină dimensiunile grupului de șuruburi utilizate la îmbinare precum și dimensiunile guseului sînt determinate de deformațiile cadrului (dimensionare dictată de deformații în SLEN). Lucrarea oferă și modalitatea de evaluare a rigidității la rotire a tipologiilor de noduri studiate în vederea utilizării lor la modelarea structurilor.

2.5.6 H.C. Ho, K.F. Chung – Analytical prediction on deformation characteristics of lapped connections between cold formed steel Z sections

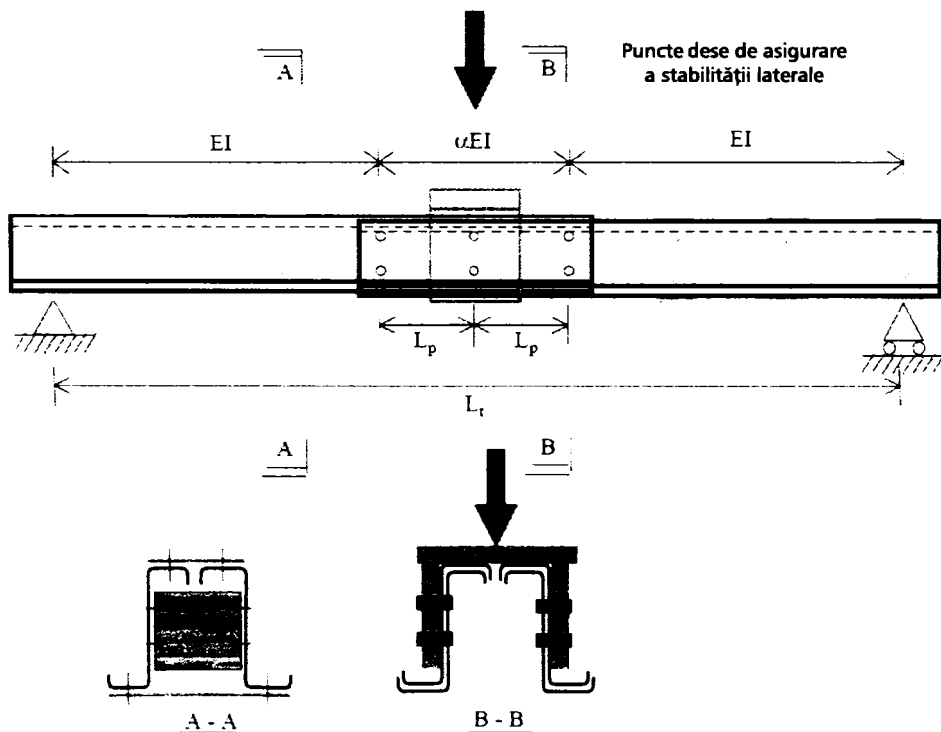


Figura 2.37: Îmbinarea testată de Ho

Lucrarea de cercetare își propune să ofere înțelegerea mai profundă a comportării îmbinărilor profilelor Z prin suprapunere și de a dezvolta un set de reguli de proiectare pentru grinzile continue cu mai multe deschideri realizate din aceste profile. Autorii au efectuat mai multe încercări pe secțiuni de 150 și 250 mm înălțime, 1,6 și 2,5 mm grosime, 2400, 3600, 4000, 6000 mm deschidere – variind lungimea de suprapunere (calitate oțel $f_y = 450\text{N/mm}^2$). Lungimile de suprapunere au variat de la 180 mm (1,2h) pînă la 1500 mm (6 h - h fiind înălțimea profilului). Șuruburile de îmbinare gr. 8.8 M12 (profile Z150) și M16 (profile Z250) folosite s-au potrivit foarte exact în găuri.

Autorii studiului au observat că prin creșterea lungimii suprapunerii (fig. 2.37), crește corespunzător și capacitatea la moment încovoietor al îmbinării (concluzie confirmată și de cercetările lui Lim).

Ca rezultat al lucrării, autorii au propus o metodă empirică de evaluare a capacității de deformare ale profilelor formate la rece de tip Z îmbinate prin suprapunere, prezentînd curbe $M - \Phi$ prin metode analitice foarte apropiate de cele reale, obținute prin încercări.

Însă modul cum au rezolvat împiedicarea pierderii stabilității în realitate se poate întîlni foarte rar.

2.5.7 W.K. Yu, K.F. Chung, M. F. Wong – Analysis of bolted moment connections in cold formed steel beam – column sub-frames

Lucrarea de cercetare prezintă rezultatele obținute printr-o serie de încercări pe îmbinări de tip riglă-stîlp realizate din profile formate la rece de tip C spate-n spate (C150/2,0 – oțel $f_y = 450\text{N/mm}^2$).

Autorii propun o metodologie de predicție a evaluării comportării acestor tipuri de structuri sub efectul încărcărilor laterale și o formulă semi-empirică de evaluarea flexibilității a îmbinărilor de acest tip.

Însă formulă empirică determinată de autori este valabilă doar pentru configurații structurale asemănătoare și doar o parte din încercările derulate au fost catalogate eficiente din punct de vedere structural (capacitate nod mai puțin decît 85% a capacității profilelor îmbinate).

Într-o altă lucrare (M. F. Wong, K.F. Chung – Structural behaviour of bolted moment connections in cold formed steel beam – column sub-frames) – continuarea cercetărilor inițiale scot la iveală 4 moduri de cedare (cedare din presiune pe gaură, cedare prin încovoiere cu torsiune, cedare prin încovoiere a piesei de îmbinare, cedare prin încovoiere a profilului format la rece), cedarea avînd loc de la valori sub 50% pînă la valori de peste 85% din capacitatea profilelor ce se îmbină, în funcție de distanța dintre șuruburi și grosimea pieselor de îmbinare utilizate. În urma studiului, autorii au ajuns la concluzia că:

- În cazul cedărilor din presiune pe gaură eficiența îmbinării este sub 50%
- În cazul cedărilor prin încovoiere cu torsiune eficiența îmbinării este cca 60%
- În cazul cedărilor prin încovoiere a piesei de îmbinare eficiența îmbinării este cca 70%-80%
- În cazul cedărilor prin încovoiere a profilului format la rece eficiența îmbinării este cca 75%-95%

2.5.8 M. Dundu, A. R. Kemp – Strength requirements of single cold-formed channels connected back-to-back

În lucrare autorii studiază modul de cedare și capacitatea portantă a zonei de îmbinare grindă-stîlp, realizat din profile C simple, îmbinate excentric prin intermediul a 4 și 8 șuruburi. Aranjamentul încercării sînt cele prezentate în figurile 2.38 și 2.39. În cele 4 încercări au fost variabile numărul de șuruburi de îmbinare, modul de rigidizare laterală a elementelor, lățimea tăpii profilelor și calitatea oțelului profilelor utilizate.

În urma studiului autorii propun un factor de corecție 0,8 pentru ecuația de interacțiune moment încovoietor, forță axială și forță tăietoare utilizat de normele Suda-Africane (SABS 0162-2-1993– bazat pe normele Canadiene CAN-S16.1-M89), ceea ce ține cont de concentrări de tensiune, deformații din forță tăietoare și de alungirea găurii șurubului).

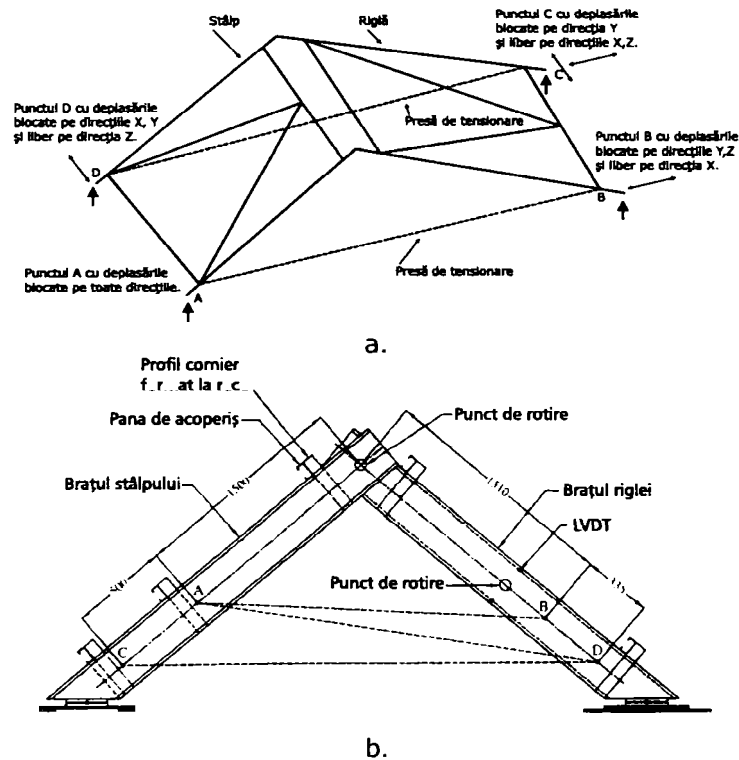


Figura 2.38: Îmbinarea testată de Dundu și Kemp: a. Montaj test, b. Puncte de fixare laterale

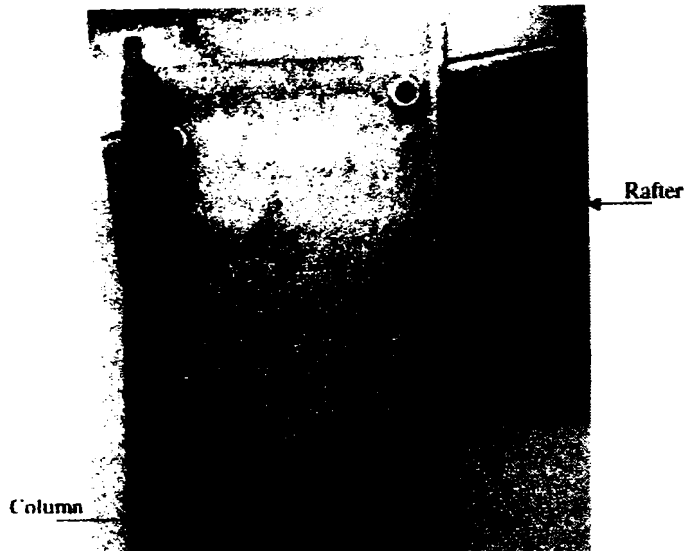


Figura 2.39: Îmbinarea testată de Dundu și Kemp: îmbinare riglă stîlp

2.5.9 R. Zaharia, D. Dubină – Comportarea fermelor cu îmbinări semi-rigide

Printr-un amplu program de cercetare întreprins, autorii studiază comportarea nodurilor fermelor realizate din profile C formate la rece. Rezultatele cercetărilor evidențiază comportamentul de tip semi-rigid cu rezistență parțială ale acestor tipuri de noduri, în conformitate cu criteriul de clasificare ale îmbinărilor structurilor formulat de codul de proiectare EC3 1.8.

S-a evidențiat faptul că principala componentă a deformabilității nodului este deformarea locală a peretelui găurilor șuruburilor. Pe baza rezultatelor obținute autorii au determinat modele de calcul pentru rigiditatea la rotire a îmbinărilor fermelor cu câte două, trei sau patru șuruburi pe fiecare talpă a diagonalei (fig. 2.40)

Autorii au calibrat formule de calcul al rigidității la rotire pentru configurațiile de noduri studiate (rel. 2.49), care permit evaluarea rapidă a rigidității la rotire pentru configurații similare de noduri. Utilizarea relațiilor de calcul în cazul nodurilor de coamă și streășină nu a fost posibilă datorită diferenței de configurare ale nodurilor și depășirea limitelor de aplicabilitate asumate în ipotezele inițiale (depășirea intervalului de validitate ale formulelor pentru grosimi între 2-4 mm).

$$K_j = \frac{6.8a^2\sqrt{d}}{\frac{5}{t_1} + \frac{5}{t_2} - 1} (kNm/rad) \quad (2.49)$$

K_j – rigiditate nod 2 două șuruburi

a – distanța dintre șuruburi

d – diametru șuruburi

t_1, t_2 – grosimile profilelor îmbinate

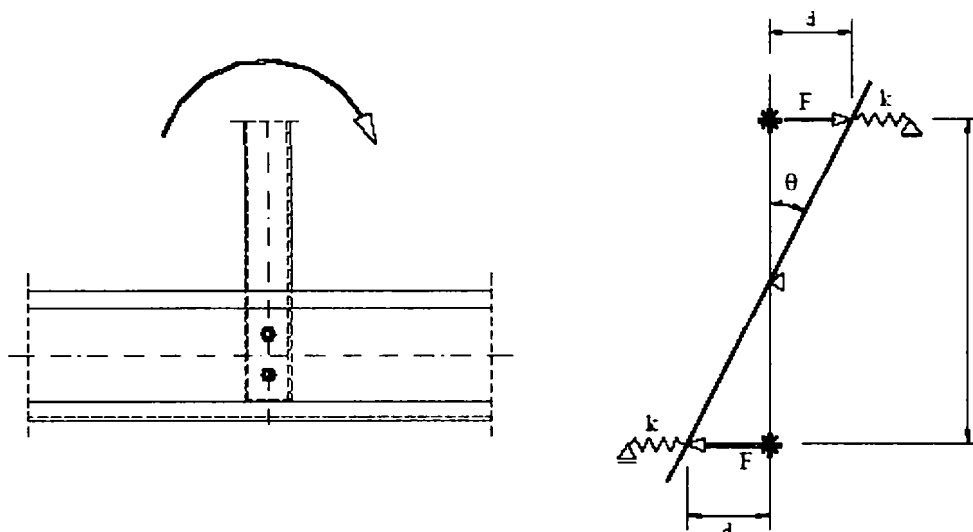


Figura 2.40: Tipul de îmbinare cu două șuruburi studiată de Zaharia și Dubină

2.5.10 J. Carr, A. Mansour, J. Mills – Self drilling screwed knee-joints for cold formed steel portal frames in cyclonic region

Autorii articolului au studiat posibilitatea realizării prin îmbinări cât mai simple creșterea capacității la moment încovoietor ale următoarelor configurații de noduri de streașină:

- C-uri suprapuse și îmbinate prin intermediul șuruburilor autoforante pe inimă
- Grindă C cu flanșă de capăt sudat și prins la nivelul tălpii stîlpului C
- Profile C îmbinate prin intermediul unor gusee prinse de inima și talpa profilului

S-a urmărit prin teste comportarea acestor îmbinări. Lucrarea nu oferă metodologii de calcul analitic pentru îmbinările studiate. Concluzionează doar suitabilitya unuia sau altuia de a fi folosit.

În urma experimentelor se recomandă evitarea tipului de nod cu flanșă de capăt sudat, din motive economice este recomandat configurația cu șuruburi autoforante, însă la aplicarea lor se recomandă utilizarea unei metodologii simple de testare dezvoltat de autori în vederea evitării metodologiilor de proiectare neadecvate prin asimilarea nodurilor cu noduri laminare.

2.6 Concluziile deprinse din cercetările similare din domeniu

S-au trecut în revistă o serie de norme de proiectare pentru structuri realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece și s-au studiat o serie de lucrări de cercetare, care au avut ca subiect comportarea nodurilor structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.

În urma studierii normelor de referință din domeniu s-a ajuns la concluzia că:

- Există diferențe în ceea ce privește modalitatea de evaluare a capacității portante ale elementelor (considerarea lățimii elementelor plane a secțiunii)
- Chiar și normele cele mai evoluate încă studiază și implementează în mod curent metodologii pentru acoperirea fenomenelor de pierdere stabilității ale elementelor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece
- Deși se fac referiri teoretice la semi-rigiditatea nodurilor, în practica curentă nu se utilizează conceptul
- În momentul de față doar norma Europeană oferă o metodologie generală de evaluare a rigidității nodurilor. Pentru structuri realizate din profile cu pereți subțiri nu există metodologie dedicată de evaluarea caracteristicilor mecanice.
- Soluțiile existente în momentul de față se referă la configurații particulare de noduri, metodologia de evaluare a caracteristicilor mecanice fiind aplicabil cu limitări doar la configurațiile studiate. Doar anumite tipuri de configurații de noduri au fost studiate și rezultatele obținute sînt valabile în limita unor ipoteze restrînse.
- Cercetările similare din domeniu scot la iveală interesul pentru subiect, există unele rezultate preliminare, însă cercetările continuă pentru a fundamenta rezultatele obținute.

În concluzie orice metodologie de evaluare a caracteristicilor mecanice ale nodurilor stucturilor realizate din profile cu pereți subțiri poate reprezenta un real suport atît cercetătorilor cît și proiectanților din domeniu.

Capitolul 3

Program experimental pentru studiul comportării nodurilor de cadre

3.1 Introducere

Autorul și-a ales ca și punct de plecare cadrul transversal – subiectul modelării și a analizei în procesul de proiectare. Întregul program experimental ce stă la baza prezentei lucrări – pornește de la analiza de ansamblu: investighează cadrul real al unei structuri. Investigația continuă cu evaluarea subansamblelor componente – ca rezultat obținându-se răspunsul mecanic al îmbinărilor din structură și se reîntoarce la ansamblu prin implementarea și validarea modelului dezvoltat pe subansamble.

În vederea obținerii unui răspuns mecanic adecvat – inginerii proiectanți de structuri au nevoie de un model structural adecvat pentru calcule analitice. Construirea modelului adecvat în ansamblu necesită evaluarea răspunsului mecanic al subansamblelor componente: îmbinările ce formează ansamblul structural.

Acest capitol prezintă rezultatele experimentale obținute în urma studiului comportării nodurilor de coamă – îmbinare grindă / grindă – și nodurilor de streășină – îmbinare grindă / stîlp – utilizate în general la configurarea cadrelor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.

La realizarea halelor industriale cu structură pe cadre metalice portal sînt utilizate pe o scară din ce în ce mai largă profile cu pereți subțiri formate la rece. Avînd în componență elemente cu secțiuni zvelte de clasa 4, problemele de stabilitate și de realizarea îmbinărilor domină procesul de proiectare.

Analizînd proiectele elaborate în mod uzual, putem constata că în analiza globală a structurilor proiectanții operează în cele mai multe cazuri cu structuri cu noduri încastrate sau articulate. În realitate – astfel de noduri sînt inexistente, acestea fiind în majoritatea cazurilor semi-rigide.

Figura 3.1 prezintă clasificarea nodurilor în funcție de rigiditate. Utilizînd această clasificare, modul în care aceste noduri sînt modelate în analiza structurală este prezentată în figura 3.2.

O astfel de abordare – considerarea nodurilor cu comportare semirigidă – reprezintă o cale inovativă de proiectare. Aplicînd acest concept – se pot obține schimbări esențiale în distribuția eforturilor în structură, ajungînd ca în unele situații – urmînd calea de abordare tradițională în proiectare - elementele să fie subdimensionate.

Proiectarea de rezistență și stabilitate ale cadrelor avînd în componență secțiuni compuse din profile formate la rece clasa 4, presupune o bună cunoaștere a modului de comportare ale îmbinărilor riglă-stîlp și riglă-riglă.

Studii anterioare întreprinse de Lim și Nethcot (2004) Chung și Lau (1999) și Dubină și Zaharia (1998) au arătat că îmbinările bulonate ale structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece au o comportare semi-rigidă și sînt în general parțial rezistente (Lim și Nethcot 2003, Wong and Chung 2002). Un aport important la flexibilitatea globală a nodului – pe lîngă efectul presiunii pe peretele

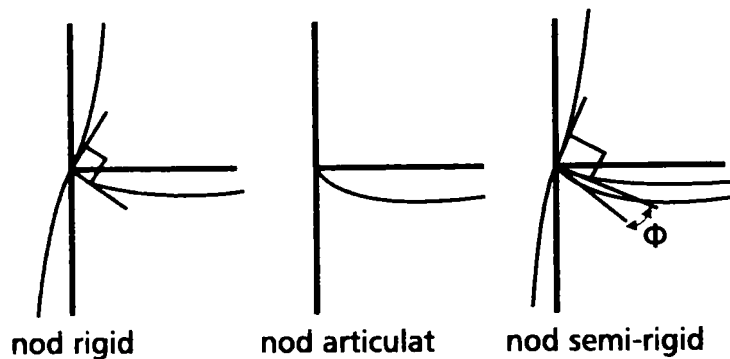


Figura 3.1: Clasificări ale nodurilor în funcție de rigiditate

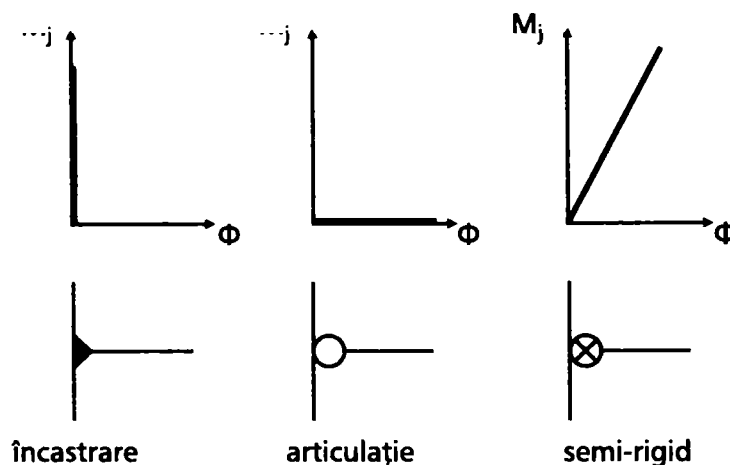


Figura 3.2: Modelarea nodurilor pentru analiză structurală

găurii șuruburilor (alungirea găurilor) – are și fenomenul de pierdere a stabilității locale a peretelui profilului și distorsiunea secțiunii profilului. În cazul unei îmbinări configurate incorect, acesta poate să-și piardă prematur stabilitatea, cauzând cedarea nodului la o sollicitare mult sub capacitatea estimată. Prezența șuruburilor numai pe inimă creează concentrări de tensiuni, cedarea prematură fiind cauzată din efectul combinat al presiunii pe pereții găurii și efectul de "shear lag" (Dundu and Kemp 2006).

Studiile anterioare au la bază doar încercări monotone. Cercetarea de față are la bază încercări ale aceluiași tipologii de îmbinări atât în regim de încărcări ciclice cât și monotone, urmărind atât efectul regimului de încărcare cât și parametrii de răspuns structurali (în speță rigiditate, rezistență și ductilitate). Capitolul de față prezintă rezultatele obținute în urma prelucrării datelor experimentale.

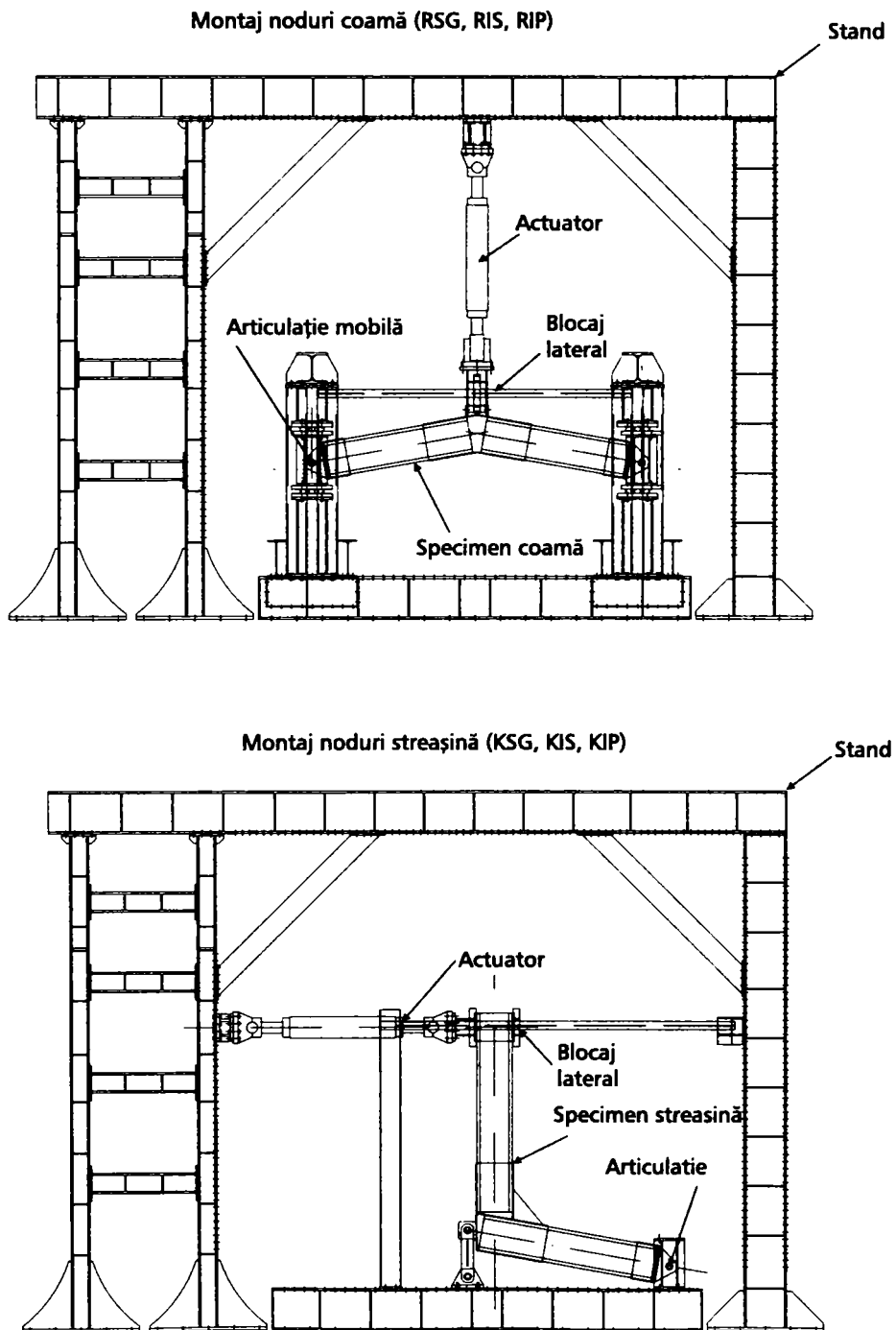


Figura 3.3: Stand de încercare noduri de coamă și noduri de streașină

3.2 Programul experimental

3.2.1 Scopul programului și aranjamentul standului de încercare

În vederea determinării rezistenței, rigidității și ductilității îmbinărilor de tip riglă-riglă și riglă-stîlp realizate din secțiuni compuse din profile formate la rece clasa 4, s-a efectuat un program experimental pe specimene având configurații diferite ale secțiunilor și ale pieselor de îmbinare. Standul experimental pentru încercarea speci­menelor este prezentat în Figura 3.3.a și Figura 3.3.b.

3.2.2 Proiectarea speci­menelor încercate

Pentru a putea defini configurații realiste pentru speci­mene, a fost dimensionat un cadru portal (Figura 3.4), având deschiderea $L=12$ m, travee $T=5$ m, înălțimea $H=4$ m și unghiul acoperișului $\alpha=10^\circ$. Pentru dimensionare au fost considerate ipotezele de încărcări specifice normelor Românești:

- încărcarea proprie a închiderilor 0.35kN/m^2 ($\gamma_{ULS} = 1.1$);
- încărcare tehnologica 0.15kN/m^2 ($\gamma_{ULS} = 1.1$);
- încărcare din zăpada 0.72kN/m^2 ($\gamma_{ULS} = 2.0$).

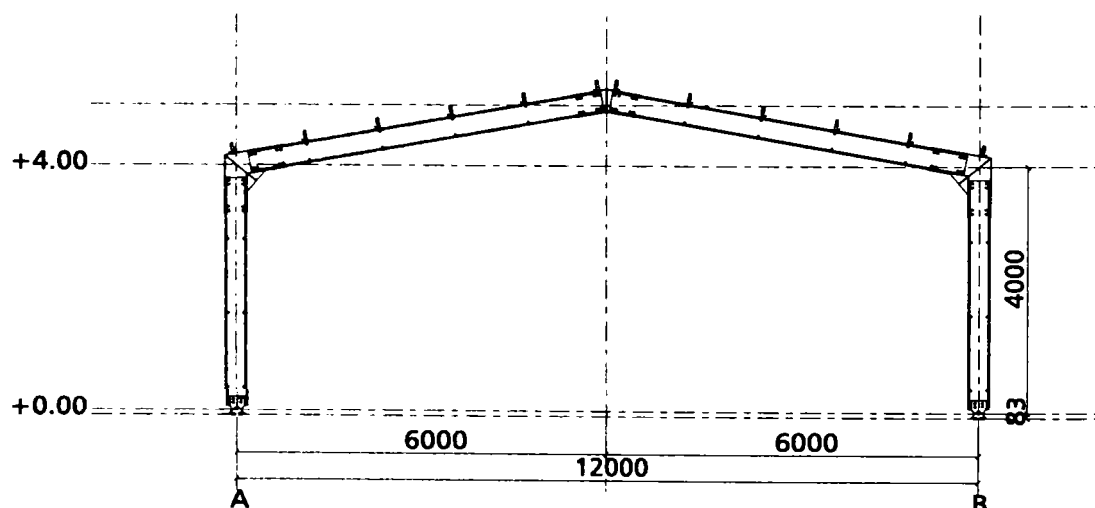


Figura 3.4: Cadrul portal de referință

Aceste încărcări totalizează 10kN/m încărcare uniform distribuită pe cadru. Dimensionarea structurii s-a realizat în conformitate cu prescripțiile din EN 1993-1-3 (2001). Dimensiunile speci­menelor de coamă respectiv streășină precum și aranjamentul standului de încercări s-a făcut în așa fel încât să se obțină momentele încovoietoare rezultate din analiza cadrului portal.

În urma proiectării elementelor cadrului au rezultat secțiuni compuse de tip C350/3,0 (dispuse spate în spate – fig. 3.7). Materialul utilizat pentru profilele formate la rece a fost FeE350 G+Z (conform SR EN 10142+A1:2000, SR EN 10147:1993) cu $f_y = 350\text{N/mm}^2$ și protecție anticorozivă prin zincare la cald Z275 (g/m^2).



Figura 3.5: Predimensionare cadru cu 10 kN/ml încărcare



Figura 3.6: Diagramele M, T, N rezultate

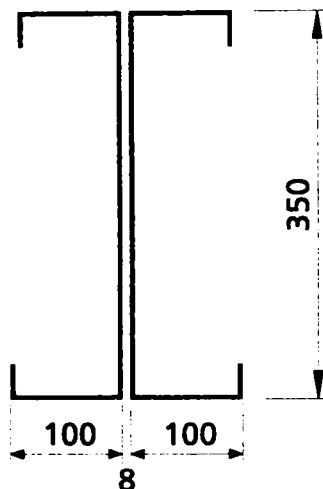


Figura 3.7: Secțiunea elementelor rezultate

3.2.3 Calculul îmbinărilor

Îmbinările riglă-stâlp (la streășină) și riglă-riglă (la coamă) se vor rezolva în trei variante:

La coamă (ridge):

- RSG (Ridge connection with Spaced Gusset)
- RIS (Ridge connection with I Simple profile)
- RIP (Ridge connection with I profile and end Plate)

La streășină (knee):

- KSG (Knee connection with Spaced Gusset)
- KIS (Knee connection with I Simple profile)
- KIP (Knee connection with I profile and end Plate)

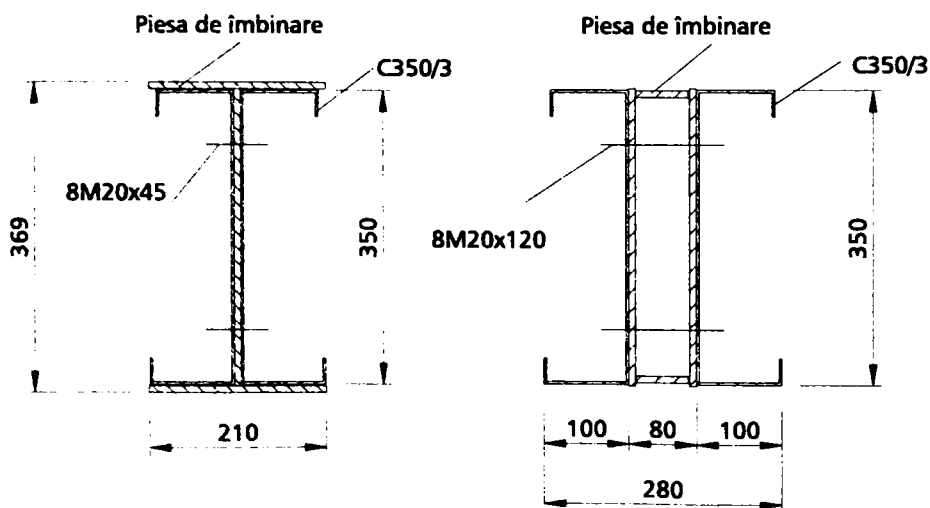
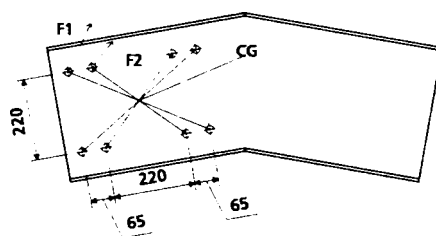


Figura 3.8: Secțiunea caracteristică a specimenelor

Piesa de îmbinare tip I se va realiza din table cu grosimea de 8 mm. Pentru oțel S235, rezultă o secțiune de clasă 3 cu un moment capabil de 167,4 kNm (>momentul capabil al profilelor C350/3,0).

3.2.3.1 Îmbinare de coamă: 8 șuruburi M20 gr. 6.6



$$F_1 = \frac{2M}{n} \frac{d_1}{d_1^2 + d_2^2}, \quad F_2 = \frac{2M}{n} \frac{d_2}{d_1^2 + d_2^2},$$

în care:

M – momentul redus în centrul de greutate

n – numărul de șuruburi din îmbinare

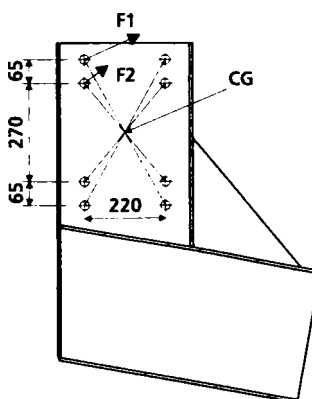
d_1, d_2 - distanța de la centrul de greutate la șurubul n

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 420 \times 20 \times 3}{1.1} = 57.2 \text{ kN (capacitatea la presiune pe gaură)}$$

Rezultă: din eforturile M, N, T : $F_{Sd} = 52.3 \text{ kN}$, $F_{Sd} = 52.3 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 57.2 \text{ kN}$

3.2.3.2 Îmbinare streășină: 8 șuruburi M20 gr. 6.6

Urmînd aceeași procedură ca și în cazul coamelor, rezultă din diagramele $M, N, T \Rightarrow F_{Sd} = 56,5 \text{ kN}$, $F_{Sd} = 56.5 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 57.2 \text{ kN}$ (presiune pe gaură)



3.2.4 Diagrame de eforturi pe specimene

Diagramele de moment (M), forță axială (N) și forță tăietoare (T) pentru modelele experimentale (coamă și streășină) rezultate sînt prezentate în figurile 3.9 și 3.10.

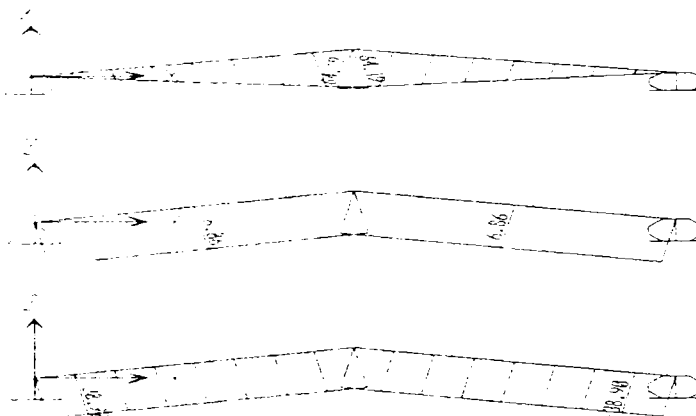


Figura 3.9: Diagrame M, N, T specimene de coamă

În final au fost propuse un număr de 3 tipuri de specimene avînd piese de îmbinare sudate (S235 - $f_y = 235 N/mm^2$) atît pentru nodul de coamă cît și pentru cele de streășină (vezi Fig. 3.11 și 3.12). Lista tuturor speciemenelor vezi în tabelul 3.1.

Proiectarea șuruburilor prin intermediul cărora se realizează îmbinarea subansamblor solicitate la forfecare s-a făcut cu asumarea următoarelor ipoteze:

- centrul de rotație coincide cu centrul de greutate al îmbinării
- distribuția eforturilor este liniară, efortul în fiecare șurub este proporțional cu distanța de la șurub față de centrul de rotație

Momentul încovoietor la care s-a dimensionat îmbinarea s-a considerat cel din dreptul centrului de greutate al îmbinării nu și cel de la linia teoretică de intersecție ale elementelor din structură.

Un grup de specimene (KSG - streășină și RSG - coamă) a căpătat ca piese de îmbinare gusee chesonate distanțate, în acest caz îmbinarea s-a realizat doar pe inima profilului C350.

Celelalte specimene au căpătat ca piese de îmbinare secțiuni de tip I sudate - simple (KIS - streășină și RIS - coamă) respectiv cu plăcuță de rigidizare după bisectoare (KIP - streășină și RIP - coamă). În aceste cazuri au existat specimene cu șuruburi dispuse atît pe inimă cît și pe talpa profilului C350. Specimenele cu șuruburi inclusiv pe tălpi au fost marcate cu literele FB (vezi tabelul 3.1).

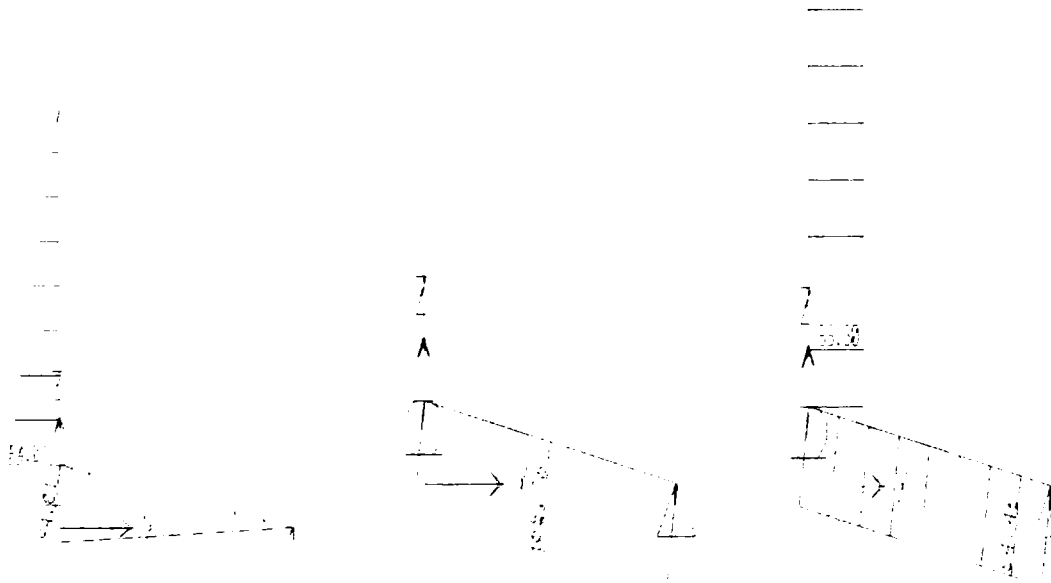


Figura 3.10: Diagrame M, N, T specimene de colț

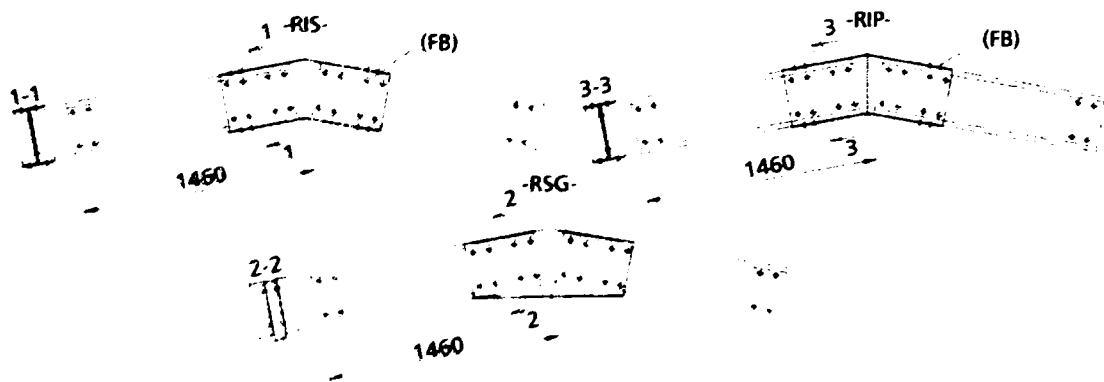


Figura 3.11: Specimene de coamă

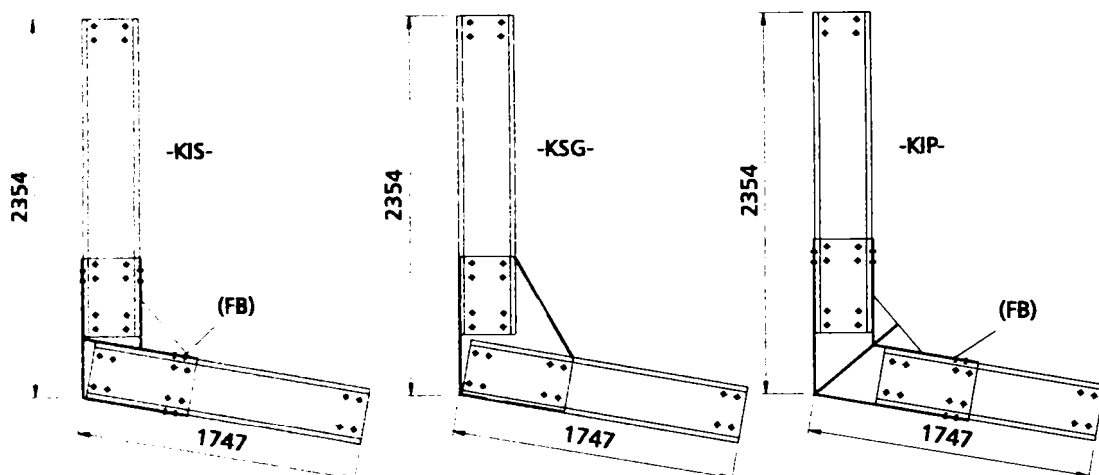


Figura 3.12: Specimene de streășină

Tabela 3.1: Lista specișenelor - Teste pe noduri

Tip element	Cod	Tip încărcare
RIS (Ridge connection with I Simple profile)	RIS-FB-M	Monotonic
	<i>RIS-FB-C1*</i>	Cyclic: modified ECCS
	<i>RIS-FB-C2*</i>	Cyclic: low cycle fatigue
RSG (Ridge connection with Spaced Gusset)	RSG-M	Monotonic
	RSG-C1	Cyclic: ECCS procedure
	RSG-C2	Cyclic: Modified ECCS
RIP (Ridge connection with I profile and end Plate)	RIP-M	Monotonic
	RIP-M	Monotonic
	RIP-C1	Cyclic - ECCS proc.
KSG (Knee connection with Spaced Gusset)	KSG-M	Monotonic
	KSG-C1	Cyclic - Modified ECCS
	KSG-C2	Cyclic - Low cycle fatigue
KIS (Knee connection with I Simple profile)	KIS-M	Monotonic
	<i>KIS-FB-M*</i>	Monotonic
	<i>KIS-FB-C*</i>	Cyclic - Modified ECCS
KIP (Knee connection with I profile and end Plate)	KIP-M	Monotonic
	<i>KIP-FB-M*</i>	Monotonic
	<i>KIP-FB-C*</i>	Cyclic - Modified ECCS

* Specișenele cu FB (RIS, RIP, KIS, KIP) sînt cu șuruburi suplimentare pe tălpi

3.2.5 Caracteristicile profilelor cu pereți subțiri

Pentru determinarea caracteristicilor oțelului folosit la fabricarea speci­menelor, au fost efectuate încercări de tracțiune pe epruvete extrase din speci­menele monotone mai puțin distruse. Încercările pe epruvete proporționate au fost efectuate conform SR EN1002-1, 1990, aplicând o viteză de încărcare cvazistatică, echivalentă cu 20 N/mm²sec.

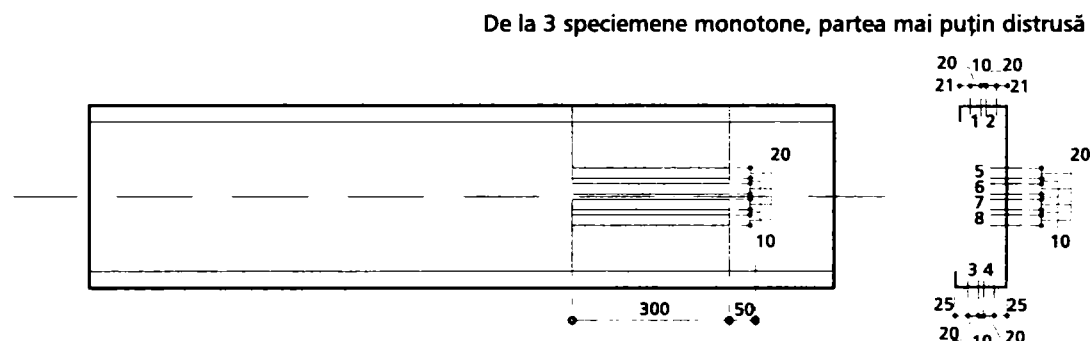


Figura 3.13: Fișii pentru încercarea de tensometrie

Rezultatele încercărilor de tensometrie sînt prezentate în Tabelul 3.2.

Tabela 3.2: Rezultatele încercărilor la tracțiune pe materialele folosite la încercări

H0	B0	Rp02	Rm	A
[mm]	[mm]	[N/mm] ²	[N/mm] ²	[%]
2.92	20.33	451.91	519.89	20.86

3.2.6 Pregătirea și derularea încercărilor

Tipologiile de speci­mene proiectate au fost supuse la încercări monotone și ciclice, toate tipurile de speci­mene au fost încercate în regim monoton. Figura 3.14 arată instrumentarea și modul de încărcare ale speci­menelor.

Pentru speci­menele încercate în regim monoton în control de deplasări viteza de încărcare a fost de cca. 3,33 mm/min. Deplasarea corespunzătoare limitei de curgere v_y s-a făcut urmărind procedura completă recomandată de Convenția Europeană pentru Construcții Metalice (ECCS, 1985).

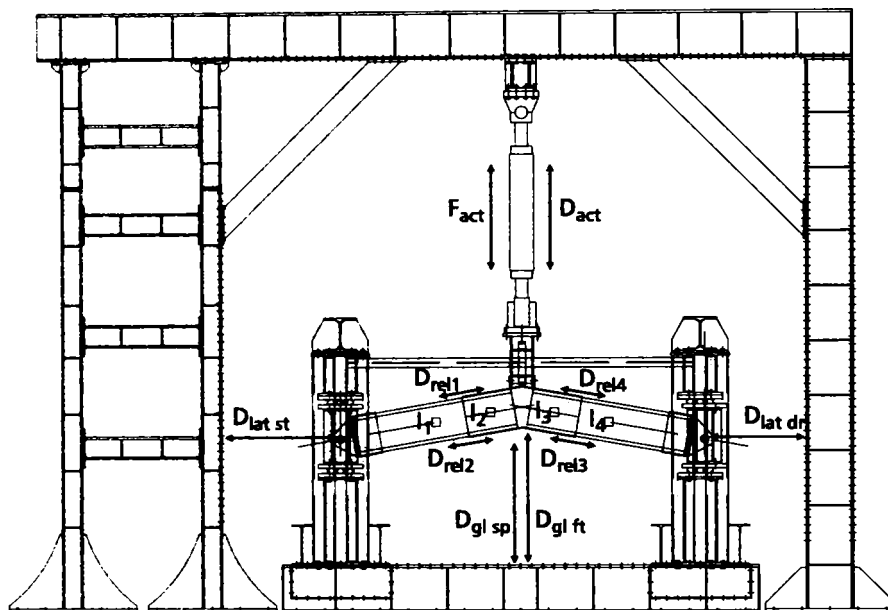
Pentru speci­menele încărcate în regim ciclic s-au adoptat mai multe variante:

- Procedura standard ECCS (1985)
- Procedura modificată propusă de echipa de proiect, bazată pe procedura standard ECCS
- Procedura ciclică pentru încercări la oboseală

3.2.6.1 Procedura de încărcare în regim ciclic

În timpul testelor ciclice urmînd procedura standard ECCS s-a observat că procedura ECCS standard (Figura 3.15.a) se dovedește a fi nepotrivită datorită ductilității scăzute a speci­menelor. În regim de încărcare cu control de deplasări creșterea deplasării

Aranjament stand noduri coamă (RSG, RIS, RIP)



Aranjament stand noduri streașină (KSG, KIS, KIP)

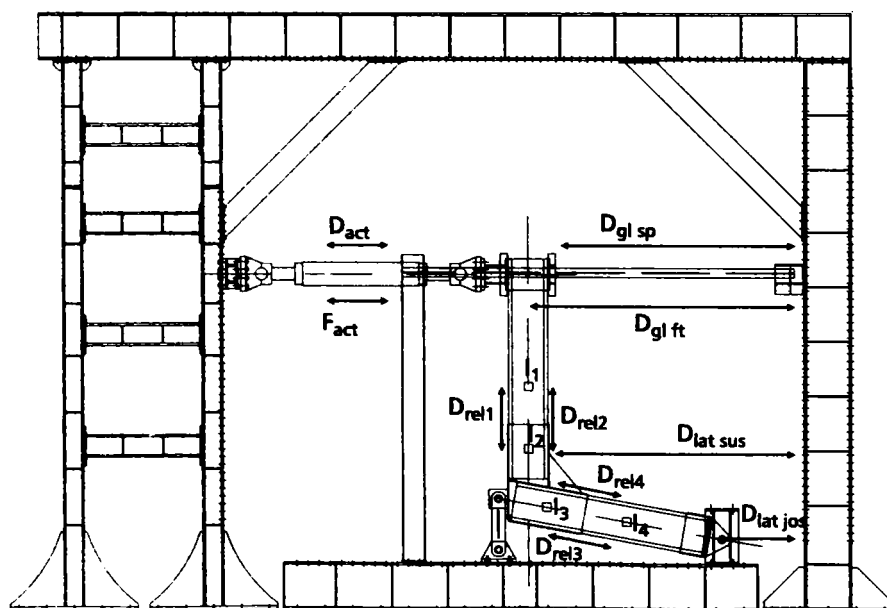


Figura 3.14: A. Instrumentare stand de încercare nod coamă; B. Instrumentare stand de încercare nod streașină

la $1v_y$ direct la $2v_y$ este prea mare, pasul al doilea fiind după limita de cedare, și astfel imposibilă obținerea comportării histeretice a speci- menelor și evaluarea caracteristicilor la încărcări ciclice. Pe baza acestei experiențe, echipa de proiect a dezvoltat o procedură de încărcare ECCS modificată (Figura 3.15.b). În cadrul acestei proceduri, s-a folosit un increment de $0.2v_y$ (în loc de $2v_y$), după atingerea limitei de curgere. Această ajustare a procedurii standard a permis obținerea comportării histeretice a speci- menelor și evaluarea caracteristicilor la încărcări ciclice.

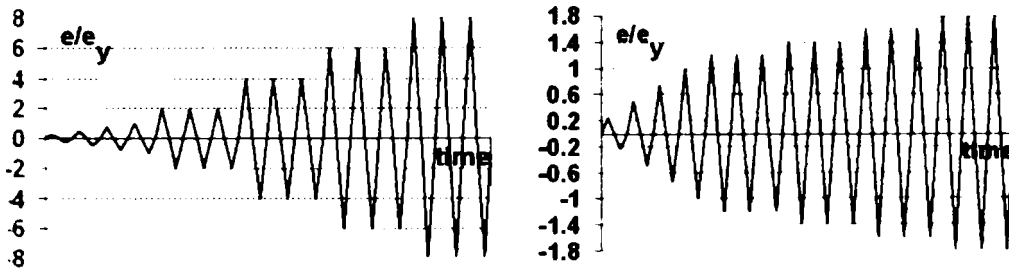


Figura 3.15: Procedura de aplicare a încărcării ciclice în conformitate cu prevederile ECCS: a) standard b) modificată

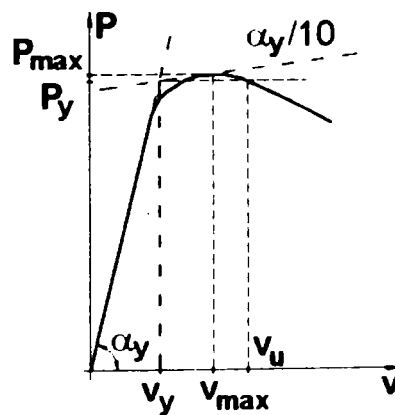


Figura 3.16: Determinarea limitei de curgere în conformitate cu prevederile ECCS

În timpul testelor au fost monitorizați o serie de parametri prin intermediul potențio- metrilor de deplasare notate cu D și a înclinometrelor notate cu I (vezi fig. 3.14 A și B).

Răspunsul speci- menelor a fost monitorizat prin intermediul unor captori de deplasare. Preluarea datelor și stocarea lor în format electronic s-a efectuat prin intermediul unei stații de achiziție tip HP3852A. Forța aplicată s-a măsurat prin intermediul unei celule de forță a actuatorului, ceilalți parametri au fost monitorizați prin intermediul unor captori potențio- metrici (tip TRS și LWH) și inductivi (LVDT). Aranjamentul experimental și schema de dispunere a captorilor sînt prezentate în Figura 3.14 A și B.

Captorii au fost fixați fie pe elemente diferite ale ansamblului structural, pentru măsurarea deplasărilor relative între componente, fie pe o structură secundară fără contact cu standul de încercare, pentru măsurarea deplasărilor absolute.

Captorii de deplasare D au fost montați pentru a măsura deplasările absolute ale specimenului în punctele indicate pe Figura 3.14 A și B. Captorii notați cu $D_{rel,i}$ au fost utilizați pentru a măsura deplasările relative între piesa de îmbinare și profilul format la rece.

Toate graficele și valorile numerice din prelucrarea datelor experimentale se raportează la forța F_{act} măsurată în celula de forță a actuatorului.

Captorii notați cu D_{GL} au fost amplasați la ambele fețe ale specimenelor și furnizau indicii despre eventualele răsuciri ale specimenului în timpul derulării testului. Deplasarea înregistrată s-a calculat prin media aritmetică a valorilor citite la aceste captoare de deplasare.

Deplasarea totală a nodului la partea superioară, unde acționează forța, s-a determinat pe baza relației:

$$D_{GL} = \frac{D_{GLft} + D_{GLsp}}{2}$$

Pe panourile de inimă (profile C formate la rece și piese de îmbinare) au fost dispuși înclinometrii, notați cu I_i ($i = 1 \dots 4$), pentru a măsura rotirile relative între punctele indicate pe Figura 3.14 A și B.

Deplasarea corespunzătoare limitei de curgere necesară aplicării încărcării ciclice a fost determinată pentru fiecare specimen în parte conform graficului din Figura 3.16.

3.2.7 Rezultatele încercărilor experimentale

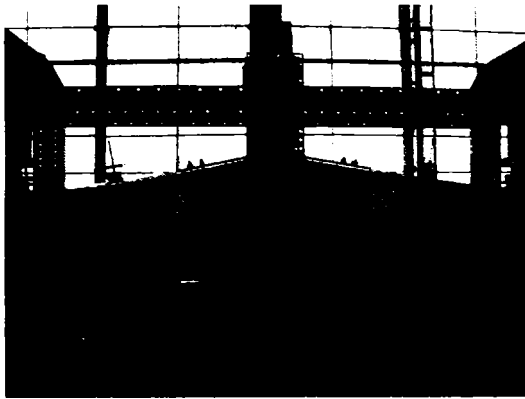
3.2.7.1 Testele monotone

Testele derulate în regim monoton au identificat modurile de cedare ale diferitelor tipologii de noduri. Toate speciemenele au avut o cedare datorată voalării locale al profilului subțire format la rece de tip C. În orice caz putem face o distincție între modul de cedare ale specimenelor cu și fără șuruburi pe talpă (fig. 3.17 și fig 3.18).

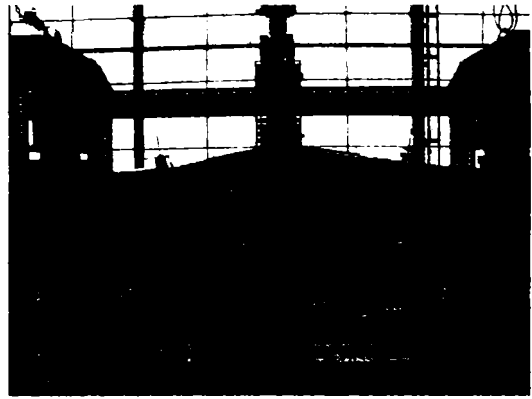
În cazul specimenelor cu șuruburi dispuse numai pe inimă în faza inițială se poate observa o deformație inițială minoră datorată alungirii găurilor șuruburilor, cedarea fiind cauzată de concentrările de tensiuni în vecinătatea șirului marginal de șuruburi. Concentrările locale de tensiuni în zona comprimată a inimii profilelor C în ultimul stadiu conduc la voalarea inimii, urmată pe neașteptate de voalarea tălpii comprimate a profilului C – voalare pusă pe seama inducerii eforturilor de compresiune din inimă pe talpă. Acest fenomen se poate observa atât în cazul specimenelor SG cât și în cazul celor de tip IS și IP.

În cazul specimenelor cu șuruburi dispuse și pe tălpi cedarea este cauzată de concentrările de tensiuni în vecinătatea șirului marginal de șuruburi de pe tălpi. Concentrările locale de tensiuni în zona comprimată a tălpii profilelor C în ultimul stadiu conduc la voalarea tălpii, urmat doar mai târziu de voalarea inimii profilului C în zona comprimată. În acest caz nu se mai observă alungirea găurilor din faza inițială.

Pe baza notațiilor utilizate în Figura 3.14 au fost determinate valorile deplasărilor și a forței corespunzătoare limitei de curgere v_y respectiv P_y pentru toate speciemenele încercate în regim de încărcare monoton. Aceste valori sînt centralizate în tabelul 3.3 împreună cu valoarea maximă a forței P_{max} și deplasarea corespunzătoare v_{max} .

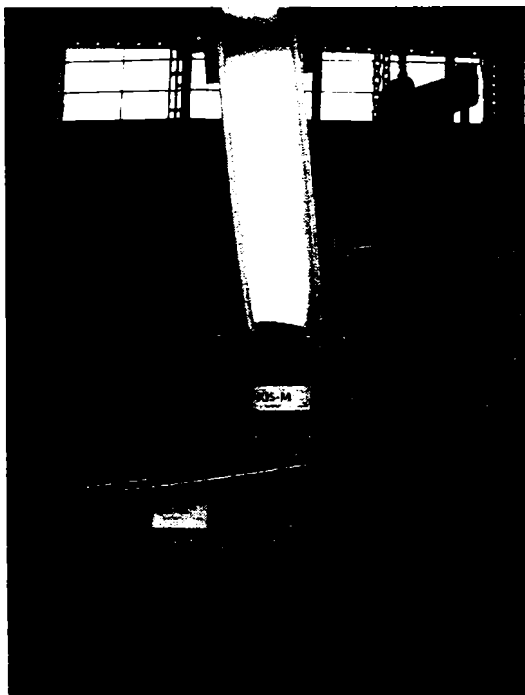


a.

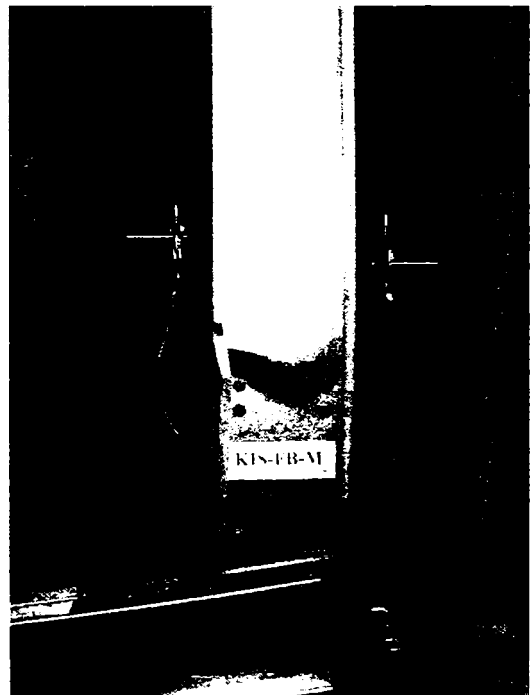


b.

Figura 3.17: Modul de cedare a speciimenelor RIP-M și RIS-FB-M



a.



b.

Figura 3.18: Modul de cedare a speciimenelor KIS-M și KIS-FB-M

Tabela 3.3: Rezultate obținute în regim de încărcare monoton

Element	P_e^{exp} (kN)	v_e (mm)	P_{max} (kN)	v_{max} (mm)	v_u (mm)	P_{Rd}^{th} (kN)	$P_{Rd,b}^{th}$ (kN)	P_e^{exp} / P_{Rd}^{th}	$P_e^{exp} / P_{Rd,b}^{th}$
RIP-FB-M	190.4	34.1	193.1	39.1	40.0	164	162	1.16	1.18
RIP-M	130.2	31.2	133.0	35.9	36.6	164	121	0.79	1.08
RIS-M	127.3	26.7	130.5	31.5	32.0	164	121	0.78	1.05
RSG-M	134.0	37.5	137.9	42.0	42.1	164	121	0.82	1.11
KIS-M	56.4	62.6	58.1	74.2	83.5	70.0	65.4	0.81	0.86
KIS-FB-M	75.6	65.8	76.2	71.5	72.4	70.0	59.9	1.08	1.26
KIP-M	70.6	54.0	71.5	59.0	59.9	74.4	66.7	0.95	1.06
KIP-FB-M	91.8	61.1	92.6	65.7	66.7	74.4	73.6	1.23	1.25
KSG-M	55.3	52.5	56.6	60.4	60.4	70.0	65.4	0.79	0.85

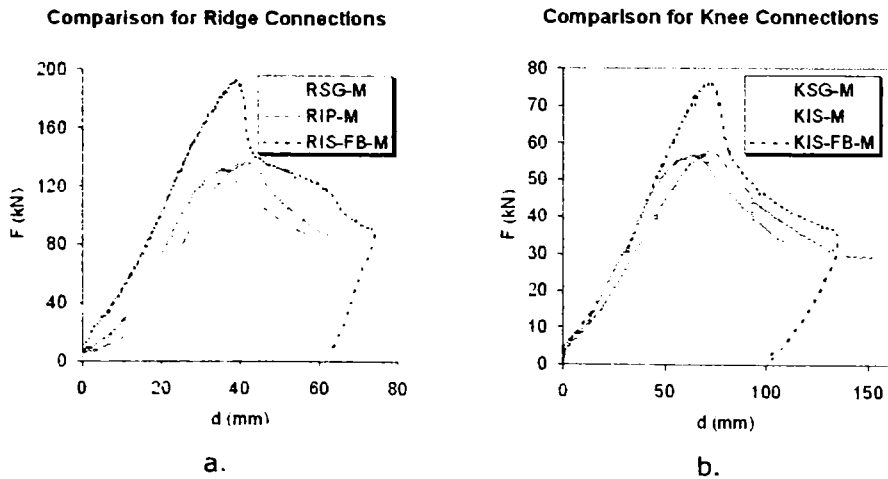


Figura 3.19: Rezultate comparative pentru nod de coamă și nod de streășină

Așa cum se poate observa din diagramele comparative prezentate în fig. 3.19 capacitatea portantă ale speciimenelor cu șuruburi și pe tălpi a fost mai mare – comparativ cu cele cu șuruburi numai pe inimă. Capacitatea nodului numai în aceste cazuri a atins capacitatea portantă a profilelor C îmbinate în nod.

Se mai poate observa că toate speciimenele au o ductilitate limitată. În tabelul 3.3 P_{Rd}^{th} reprezintă capacitatea de rezistență calculată a profilului C format la rece, respectiv $P_{Rd.b}^{th}$ reprezintă capacitatea de rezistență al îmbinării. Toate valorile au fost calculate utilizând caracteristicile măsurate ale profilului C format la rece ($f_y = 452N/mm^2$, $f_u = 520N/mm^2$).

În urma prelucrării datelor obținute pe cale experimentală, au fost determinate relațiile de moment - rotire pentru fiecare specimen încercat în regim de încărcare monoton.

Curbele caracteristice comparative de moment-rotire au fost determinate atât pentru îmbinarea riglei din stînga cît și din dreapta coamei (în cazul nodului de streasină îmbinare grindă-stîlp). Valoarea momentului încovoietor a fost determinată la fața elementului de îmbinare. Rotirea asociată relativă θ_c între elementul rigid și profilul C format la rece include atât rotirea datorată flexibilității îmbinării (din presiune pe pereții găurilor șuruburilor) cît și rotirile produse după voalarea peretelui profilului C.

Se poate observa că nu sînt diferențe semnificative între speciimene în termeni de rigiditate. Acesta se poate explica prin capacitatea mare a șuruburilor de îmbinare în comparație cu celelalte componente ale nodului. Pe de altă parte trebuie menționat creșterea semnificativă a capacității portante a nodului la speciimenele cu șuruburi dispuse pe talpa profilului C, însă execuția acestor tipuri de noduri devine mai complicată.

Tabela 3.4: Caracteristici mecanice obținute în regim de încărcare monotonă

Specimen	K_{iniC} kNm/rad	$\theta_{C,y}^*$ rad	$\theta_{C,u}^*$ rad	μ	$M_{C,max}$ kNm
RSG-M	4891.3	0.021	0.034	1.6	77.1
RIS-FB-M	6011.1	0.017	0.025	1.4	108.0
RIP-M	5806.8	0.018	0.028	1.6	74.3
RIP-M2	6541.2	0.012	0.013	1.1	72.9
KSG-M	6031.6	0.009	0.023	2.5	53.3
KIS-M	4115.0	0.020	0.033	1.6	78.4
KIS-FB-M	6432.3	0.016	0.029	1.8	102.9
KIP-M	7863.9	0.010	0.019	2.0	90.0
KIP-FB-M	6956.5	0.015	0.025	1.6	116.7

În tabelul 3.4 sînt centralizate valorile rotirilor corespunzătoare limitei de curgere și cel ultim ($\theta_{C,y}^*$, $\theta_{C,u}^*$), rigiditatea inițială a nodului (K_{iniC}) respectiv momentul încovoietor maxim ($M_{C,max}$) al îmbinării care a cedat. Diagrama comparativă pentru toate speciimenele încercate în regim monoton este prezentată în fig. 3.20.

Rigiditatea inițială din tabelul 3.4 corespunde curbei de interpolare liniară la diagrama de moment-rotire între 0,25 și 0,9 din valoarea maximă a momentului încovoietor. Rotirea $\theta_{C,y}^*$ reprezintă valoarea de pe curba rigidității inițiale corespunzătoare momentului maxim, $\theta_{C,u}^*$ este valoarea de pe curba moment-rotire, după înregistrarea unei scăderi de 10% față de momentul maxim.

Din cele prezentate putem conclue că speciimenele cu șuruburile de prindere dispuse numai pe inimă, care voalează prematur datorat concentrărilor de tensiuni în zona liniei de șuruburi de la extremitate – vor reprezenta punctul cel mai sensibil al

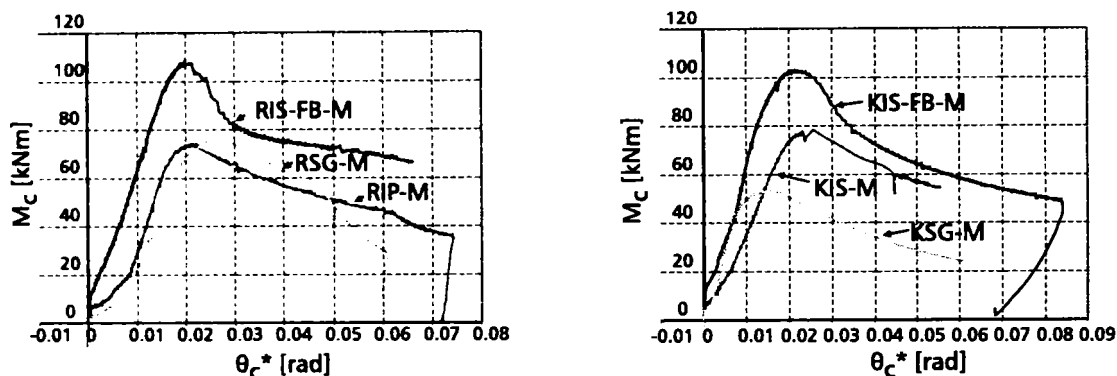


Figura 3.20: Rezultate comparative pentru nod de coamă (a) și nod de streășină (b)

cadrelui analizat. În consecință această tipologie de îmbinare nu este recomandat a fi utilizat în practică.

Ductilitatea definită prin coeficientul $\mu = \frac{\theta_u}{\theta_c}$ este 1,8 pentru speciemenle de streășină KIP-FB-M și scade la valoarea de 1,4 pentru speciemenle de coamă RIS-FB-M.

3.2.7.2 Testele ciclice

Testele derulate în regim ciclic au identificat moduri similare de cedare ale diferitelor tipologii de noduri ca și în cazul testelor monotone. Voalarea prematură datorată concentrărilor de tensiuni și în acest caz este cauza cedărilor, efectul fiind însă amplificat de caracterul alternativ al încărcării. Pe lângă voalarea locală a profilului subtțire – după 2-3 cicluri de încărcare se inițiază și o fisură la colțul profilului C, foarte aproape de punctul în care prima undă de voalare a apărut (fig. 3.21). Fisura a înaintat gradual în adâncimea tălpii și a inimii, cauzînd o importantă scădere a capacității portante în fiecare ciclu consecutiv.

O observație importantă referitoare la procedura de încărcare ciclică ale speciemenelor cu ductilitate limitată este fenomenul descris în cap. 3.2.6.

Curbele histeretice obținute (fig. 3.22) prezintă o comportare stabilă ale speciemenelor pînă la atingerea limitei de curgere (v_y) cu o scădere bruscă a capacității portante după depășirea acestei limite. Ductilitatea scăzută ale speciemenelor trebuie evidențiată din nou, mai mult apare efectul de lunecare în șuruburile îmbinării și scade rigiditatea îmbinării în ciclurile consecutive.

Pe baza înfășurătorii curbelor ciclice înregistrate (fig. 3.22), au fost determinate caracteristicile specifice în termeni de rezistență, rigiditate și ductilitate ale speciemenelor încercate în regim ciclic, care sînt redate în tabelele 3.5 și 3.6.

Și în acest caz (ca și în cazul încercărilor monotone) speciemenle cu șuruburi dispuse numai pe inimă s-au dovedit a fi mai puțin rezistente.

Conform clasificării oferite de EN 1993-1-8 (2003) toate nodurile analizate sînt semi-rigide. Pentru detalii vezi Anexa A.



Figura 3.21: Inițierea fisurilor în tălpi datorate voalărilor succesive

Tabela 3.5: Date înregistrate în regim de încărcare ciclic

Element	P_e^{exp} (kN)	v_e (mm)	P_{max} (kN)	v_{max} (mm)	v_u (mm)	P_{Rd}^{th} (kN)	$P_{Rd,b}^{th}$ (kN)	P_e^{exp} / P_{Rd}^{th}	$P_e^{exp} / P_{Rd,b}^{th}$
RIP-FB-M	190.4	34.1	193.1	39.1	40.0	164	162	1.16	1.18
RIP-M	130.2	31.2	133.0	35.9	36.6	164	121	0.79	1.08
RIS-M	127.3	26.7	130.5	31.5	32.0	164	121	0.78	1.05
RSG-M	134.0	37.5	137.9	42.0	42.1	164	121	0.82	1.11
KIS-M	56.4	62.6	58.1	74.2	83.5	70.0	65.4	0.81	0.86
KIS-FB-M	75.6	65.8	76.2	71.5	72.4	70.0	59.9	1.08	1.26
KIP-M	70.6	54.0	71.5	59.0	59.9	74.4	66.7	0.95	1.06
KIP-FB-M	91.8	61.1	92.6	65.7	66.7	74.4	73.6	1.23	1.25
KSG-M	55.3	52.5	56.6	60.4	60.4	70.0	65.4	0.79	0.85

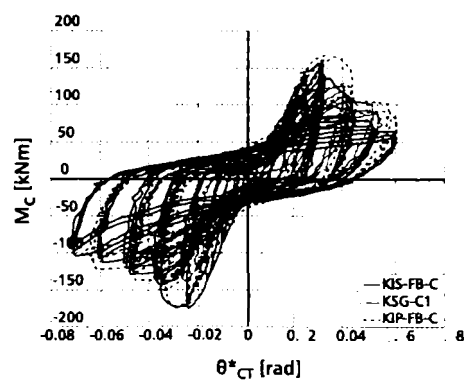
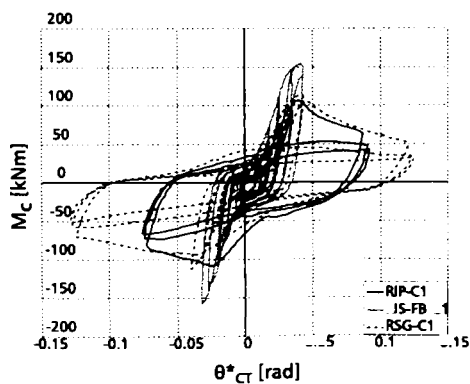


Figura 3.22: Rezultate comparative din încercări ciclice pe nod a) coamă b) streașină

Tabela 3.6: Caracteristici mecanice obținute în regim de încărcare ciclic

Specimen	K_{iniC} kNm/rad	$\theta_{C,v}^*$ rad	$\theta_{C,u}^*$ rad	μ	M_{Cmax} kNm
RSG-C1	5060.0	0.017	0.028	1.7	78.8
	-5400.3	-0.019	*	*	-76.8
RSG-C2	4502.9	0.018	0.028	1.6	76.0
	-2792.5	-0.029	-0.036	1.2	-78.1
RIS-FB-C1	*	*	*	*	106.9
	*	*	*	*	-108.6
RIS-FB-C2	*	*	*	*	100.2
	*	*	*	*	-111.5
RIP-C1	6642.1	0.014	*	*	73.8
	-6585.1	-0.013	*	*	-74.7
KSG-C1	5395.5	0.013	0.022	1.7	82.5
	-6672.4	-0.015	-0.028	1.9	-90.9
KSG-C2	5067.6	0.014	0.022	1.5	84.5
	-4684.1	-0.014	-0.017	1.2	-76.8
KIS-FB-C	6914.7	0.014	0.021	1.5	102.3
	-9201.5	-0.012	-0.023	2.0	-114.4
KIP-FB-C	10051.8	0.012	0.026	2.1	102.2
	-8193.5	-0.011	-0.021	1.9	-105.1

* - rezultate nedisponibile

3.3 Concluziile încercărilor experimentale pe noduri

În urma interpretării rezultatelor experimentale descrise anterior pot fi trase următoarele concluzii preliminare:

- Îmbinarea avînd șuruburi dispuse numai pe inimă creează concentrări de tensiuni în inima profilului C, favorizînd pierderea prematură a stabilității locale a inimii - avînd ca rezultat scăderea capacității portante a nodului. Aceste tipuri de îmbinări sînt totdeauna parțial rezistente. Dacă obiectivul este obținerea unui nod total rezistent, atunci necesită dispunere de șuruburi și pe talpa profilului.
- Datorită rezistențelor post-elastice scăzute aproape nu există nici o diferență între ductilitatea rezultată a nodurilor în cazul încercărilor monotone și în cazul celor ciclice. Ductilitatea fiind limitată, în cazul proiectării la încărcări seismice - este recomandat luarea în considerare doar limita elastică (P_e) a structurii, corectat cu coeficienți de siguranță. Avînd în vedere comportarea stabilă atît la încărcări ciclice cît și monotone în domeniul elastic, cu o rezervă de capacitate de min. 25% cadrele realizate din profile cu pereți subțiri cu această configurație pot fi încadrați în categoria L (low ductility) conform normei europene EN 1993-1-8, 2003.
- În orice caz rezultatele și concluziile trebuiesc limitate la tipologiile de noduri studiate. Secțiuni cu zvelteți mai mari și cu îmbinări avînd grupurile de șuruburi mai compact grupate pot genera rezultate diferite. În consecință este necesar continuarea cercetărilor.

Capitolul 4

Metoda componentelor

4.1 Introducere

Metoda componentelor este o procedură generală de determinare a rezistenței și rigidității nodurilor structurilor metalice, procedură implementată în normativul pentru calculul îmbinărilor EN1993-1-8, 2003. Această procedură a fost elaborată pentru aplicații structurale în care se utilizează cu precădere secțiuni laminate groase.

În acest capitol este prezentat un studiu avînd la bază procedura generală, dar aplicat în cazul tipologiilor de noduri care au în componență profile cu pereți subțiri.

4.2 Aplicarea metodei componentelor

Aplicarea metodei componentelor necesită următorii pași:

- Identificarea componentelor active din nod
- Evaluarea rezistenței și a rigidității fiecărei componente individuale
- Asamblarea componentelor în vederea evaluării rezistenței și a rigidității întregului nod

Pe baza concluziilor programului experimental pe nodurile de cadre, prezentul studiu face referire doar la tipurile de specimene, care au șuruburi dispuse și pe tălpi și pe inimă (tipul RIS-FB, KIS-FB și KIP-FB fig. 4.1)

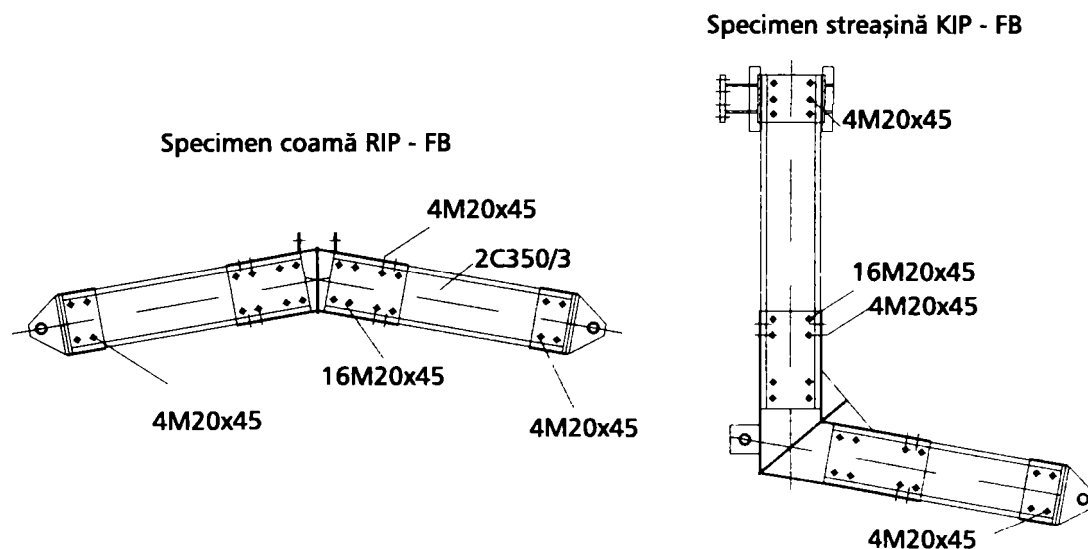


Figura 4.1: Specimene studiate în metoda componentelor: a) coamă b) streașină

Studii calitative prin simulări în metoda elementelor finite (MEF) au arătat că în cazul specimenelor cu șuruburi dispuse numai pe inimă – se creează concentrări de tensiuni pe inimă (vezi fig. 4.2), fapt ce conduce la voalarea prematură a inimii profilului C. Simulările în MEF au arătat că nici distribuția forțelor în șuruburi nu este liniară. Datorită flexibilității elementelor îmbinate în combinație cu fenomenul de pierdere locală a stabilității acestea nu se comportă ca și corpuri rigide, ca urmare centrul de rotire nu va coincide cu centrul de greutate al șuruburilor de pe inimă. Astfel centrul de rotire se deplasează către șirul exterior de șuruburi (fig. 4.3), rezultând forțe cu ordinul de mărime mult mai mare în șirul exterior de șuruburi comparativ cu cele din șirul interior (fig. 4.4).

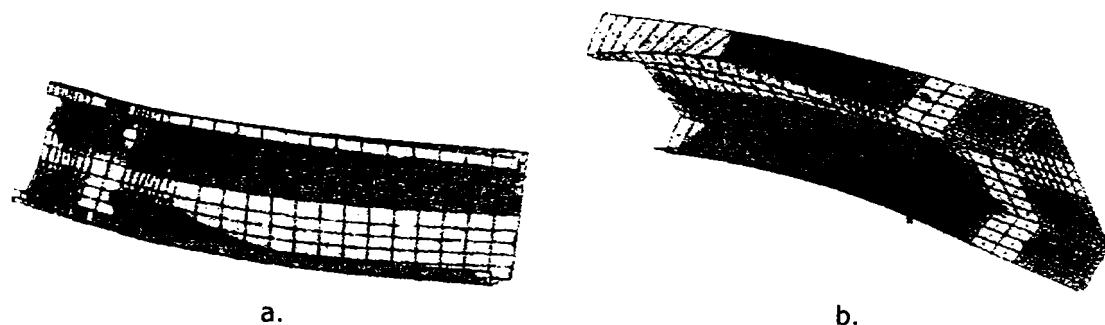


Figura 4.2: Concentrări de tensiuni în cazul specimenelor cu șuruburi: a) pe inimă b) pe tălpi

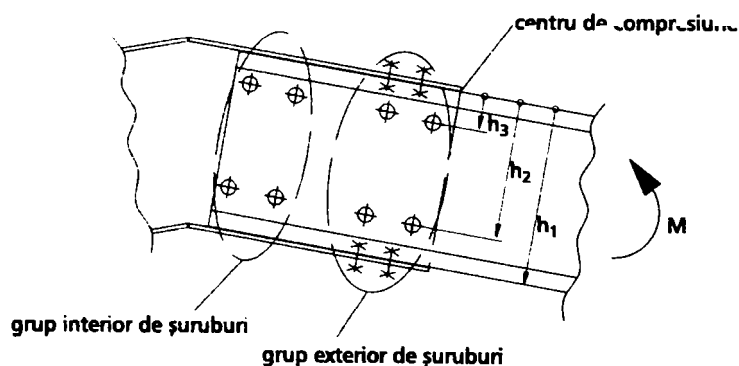


Figura 4.3: Grupurile de șuruburi considerate în analiză

Investigarea peretelui găurilor în urma testelor (Anexa E) a scos în evidență ovalizările găurilor și efectele locale pe piesele de îmbinare (fig. 4.5.a și b) în zonele cele mai solicitate.

Pe baza acestor experiențe, în analiză s-a considerat doar grupul exterior de șuruburi (fig. 4.3). La identificarea caracteristicilor principale ale îmbinării în metoda componentelor se face referire doar la aceste șuruburi. Prin asumarea acestei ipoteze modelul de comportare considerat diferă esențial de cercetările menționate în lista de referință, cercetări care în toate cazurile consideră centrul de rotire în centrul de greutate al grupului de șuruburi.

Centrul de compresiune a fost considerat la fața exterioară a tălpii profilului C format la rece (fig. 4.3). Sînt în total 4 rînduri de șuruburi, din care 3 se află

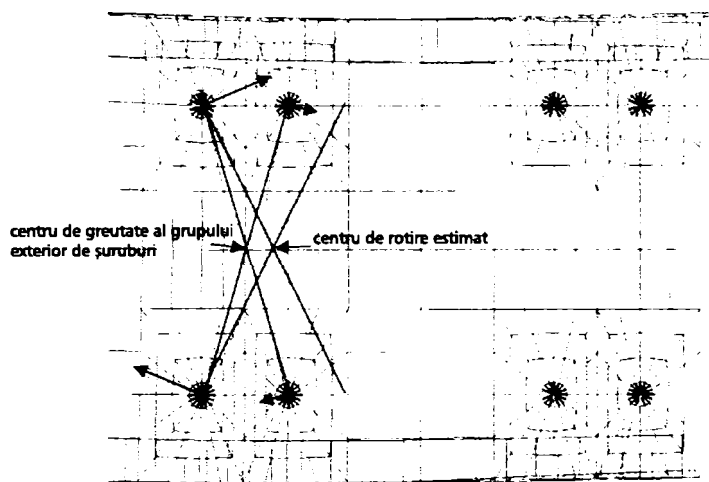
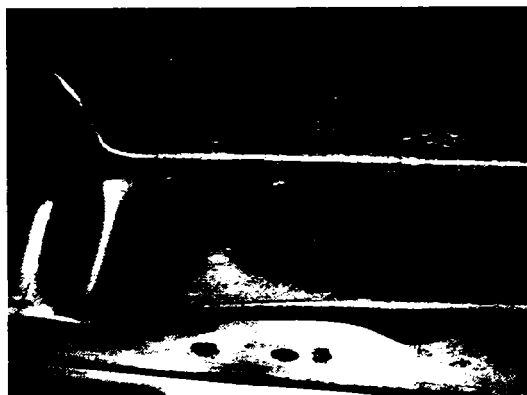
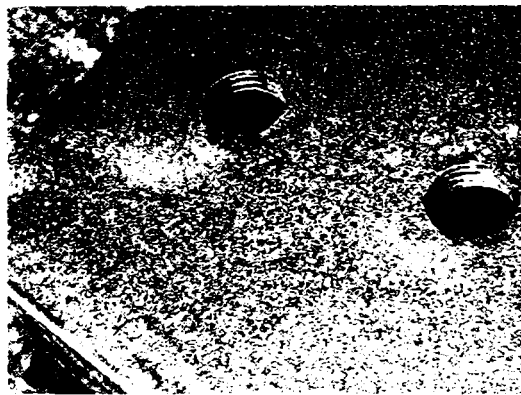


Figura 4.4: Centrul de rotire din analiza MEF



a.



b.

Figura 4.5: Evidențierea rolului peretelui găurii în flexibilitatea totală. a) Profil C; b) Profil de îmbinare

în zona „întinsă”. Pentru determinarea rezistenței și rigidității nodului următoarele componente au fost identificate și utilizate în analiză:

- Talpa și inima profilului C supusă la compresiune. Doar rezistența acestei componente se ia în considerare, rigiditatea considerându-se infinit (similar cu Lim and Nethercot 2004)
- Tija șurubului supus la forfecare
- Peretele găurii din profilul C supusă la compresiune
- peretele găurii din profilul de îmbinare supusă la compresiune

Rezistența și rigiditatea acestor componente sînt precizate în normativul EN1993-1-8 (2003), doar ajustări minore au fost operate pentru cazul particular din prezenta analiză. Pentru a facilita comparația cu rezultatele experimentale, au fost utilizate în calcul caracteristicile geometrice și mecanice măsurate ale profilelor cu pereți subțiri (limita de curgere $f_y = 452 \text{ N/mm}^2$ și limita de rupere $f_u = 520 \text{ N/mm}^2$). În lipsa unor valori experimentale în cazul profilelor de îmbinare și a șuruburilor, în toate cazurile au fost utilizate în calcul valorile nominale.

Calculul detaliat utilizînd metoda componentelor este prezentat în Anexa B.

În urma analizei a rezultat că doar 3 componente contribuie la rigiditatea nodului: tija șuruburilor supuse la forfecare (notate cu $k_{v,f}$ pentru șuruburile de pe tălpi și $k_{v,w}$ pentru șuruburile de pe inimă), peretele găurii din profilul C supus la compresiune (notat cu $k_{b,cff}$ pentru găurile din tălpi și $k_{b,cfw}$ pentru găurile de pe inima profilului C), peretele găurii din profilul de îmbinare supus la compresiune (notat cu $k_{b,bf}$ pentru găurile din tălpi și $k_{b,bw}$ pentru găurile de pe inima profilului de îmbinare). În figura 4.6 este prezentată schema componentelor, care contribuie la stabilirea rigidității nodului în ansamblu.

Formulele pentru determinarea coeficienților de rigiditate sînt disponibile în normativul EN1993-1-8 (2003). Pentru fiecare rînd r de șuruburi, s-a determinat un coeficient echivalent $k_{eff,r}$, prin combinația coeficienților individuali de rigiditate după următoarea formulă (EN1993-1-8, 2003, vezi figura 4.6):

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (4.1)$$

Coeficienții echivalenți ai rîndului de șuruburi aflați în zona „întinsă” sînt înlocuiți cu un arc echivalent k_{eq} (EN1993-1-8, 2003), vezi fig. 4.6.c:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (4.2)$$

unde h_r este distanța dintre rîndul de șuruburi „ r ” și centrul de compresiune; z_{eq} este determinat utilizînd relația 4.3.

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (4.3)$$

În final rigiditatea inițială se determină cu ajutorul relației 4.4 (vezi fig. 4.6.d):

$$S_{j,ini} = \frac{E z_{eq}^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (4.4)$$

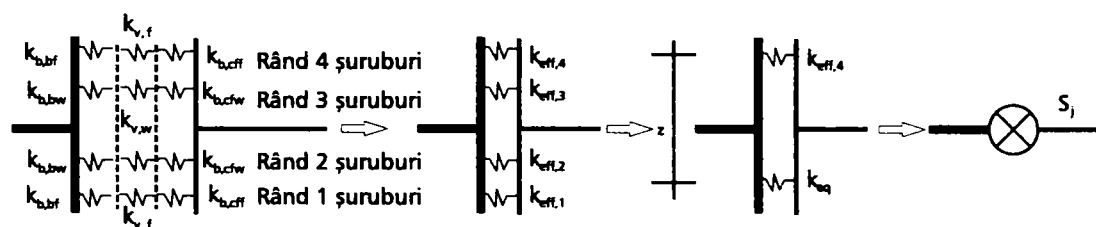


Figura 4.6: Etapele principale la asamblarea componentelor

Capacitatea portantă la moment încovoiator a nodului a fost determinată printr-o procedură în 2 etape. În prima etapă au fost incluse doar componentele care determină capacitatea portantă a îmbinării cu șuruburi $M_{bC,Rd}$. În etapa a doua capacitatea portantă anterior obținută $M_{bC,Rd}$ s-a comparat cu capacitatea la moment încovoiator a profilelor cu pereți subțiri $M_{beam,Rd}$, luând în considerare minimul celor două.

$$M_{C,Rd} = \min \left(M_{C,Rd}^b; M_{beam,Rd} \right) \quad (4.5)$$

Capacitatea portantă a nodului la moment încovoiator se determină cu relația 4.6 (EN1993-1-8, 2003):

$$M_{C,Rd}^b = \sum_r F_{tr,Rd} h_r \quad (4.6)$$

în care $F_{tr,Rd}$ este rezistența la întindere a rîndului „r” de șuruburi (corespunzător valorii minime a rezistenței componentelor rîndului „r” de șuruburi); h_r fiind distanța rîndului „r” de șuruburi pînă la centrul de compresiune.

Capacitatea portantă la moment încovoiator a profilelor cu pereți subțiri formate la rece $M_{beam,Rd}$ a fost determinată utilizînd caracteristicile eficace secționale ale profilelor cu pereți subțiri. La determinarea caracteristicilor eficace secționale s-au utilizat secțiunile geometrice măsurate și caracteristicile mecanice obținute în urma încercărilor.

În cazul îmbinării profilului C s-a considerat corespunzător distribuția liniară a forțelor în șuruburi. Astfel rezistența la întindere ale rîndurilor intermediare de șuruburi s-a limitat la rezistența rîndului de șurub de la extremitate, conform relației:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{t1,Rd} \frac{h_r}{h_1} \quad (4.7)$$

În care $F_{t1,Rd}$ este rezistența la întindere al rîndului 1 de șuruburi (cel mai îndepărtat de la centrul de compresiune).

Referindu-ne la capacitatea portantă la moment încovoiator ale profilelor C formate la rece, în final ne va fi foarte ușor să clasificăm nodul ca și „total rezistent” sau „parțial rezistent”.

Tabelele 4.1 și 4.2 prezintă rezistența și rigiditatea fiecărui rînd de șurub, evidențiind și componentele individuale. Pe tălpi componenta cea mai slabă este peretele găurii în profilul C sub efectul compresiunii, iar pe inimă este peretele găurii în profilul de îmbinare sub efectul compresiunii (vezi tab. 4.1). Diferența între cele două situații este numărul planurilor de forfecare și numărul de șuruburi pe un rînd: pe tălpi avem un singur plan de forfecare și 4 șuruburi pe un rînd, pe inimă în schimb avem 2 planuri de forfecare și 2 șuruburi pe un rînd. Contribuția cea mai însemnată la flexibilitatea nodului se datorează peretelui găurii în profilul C sub efectul compresiunii pe tălpi și peretelui găurii în profilul de îmbinare sub efectul compresiunii pe inimă (vezi tab. 4.2).

Tabela 4.1: Rezistențe ale componentelor nodului

Șir șurub	Componenta			Rezistența șurului de șurub $F_{tr,Rd}$ kN
	Șuruburi supuse la forfecare, kN	Presiune pe peretele găurii în profilul C format la rece, kN	Presiune pe peretele găurii în profilul de îmbinare, kN	
1	361.4	290.6	527.0	290.6
2	361.4	290.6	288.0	288.0
3	361.4	290.6	288.0	288.0
4	361.4	290.6	527.0	290.6

Tabela 4.2: Rigiditățile componentelor nodului

Șir șurub	Componenta			Rigiditatea șurului de șurub $k_{eff,r}$ mm
	Șuruburi supuse la forfecare, mm	Presiune pe peretele găurii în profilul C format la rece, mm	Presiune pe peretele găurii în profilul de îmbinare, mm	
1	2.286	0.7785	1.3886	0.4095
2	2.286	0.7785	0.7714	0.3313
3	2.286	0.7785	0.7714	0.3313
4	2.286	0.7785	1.3886	0.4095

Deoarece pe toate tipurile de specimene (RIS-FB-M, KIS-FB-M KIP-FB-M) configurația grupului exterior de șuruburi a fost identică, pe cale analitică a fost determinat un singur set de caracteristici. Comparația între caracteristicile mecanice determinate pe cale analitică și experimentală este prezentată în tab. 4.3 și figura 4.7.

Tabela 4.3: Caracteristici mecanice experimentale și analitice

Specimen	Rigiditate inițială, K_{inic} [kNm/rad]		Moment capabil M_C , [kNm]	
	experimental	analitic	experimental	analitic
RIS-FB-M	6011	5224	108.0	117.8
KIS-FB-M	6432	5224	102.9	117.8
KIP-FB-M	6957	5224	116.7	117.8

Analizând rezultatele analitice și experimentale comparative din fig. 4.7 putem observa o bună corespondență între modelul analitic și rezultatele obținute pe cale experimentală. Rigiditatea mai mare în cazul rezultatelor experimentale se poate pune pe seama neglijării grupului de șuruburi interior în modelul analitic.

Utilizând limita propusă de ENV 1993-1-8 pentru clasificare nodurilor după rigiditate ca și rigide ($K > 25EI_b/L_b$) se poate observa că rigiditatea globală a nodului este mult mai mică decât limita propusă de 25256 kNm/rad (considerând deschiderea grinzii L_b egală cu cea a cadrului de referință și momentul de inerție brut ale profilelor I_b). În consecință aceste noduri sînt semi-rigide și ca atare caracteristicile mecanice trebuie luate în considerare la analiza globală a cadrului.

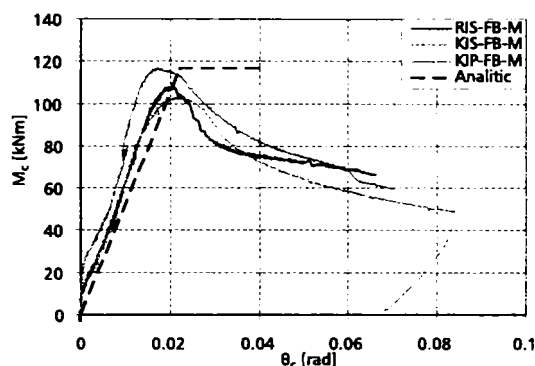


Figura 4.7: Curbe moment – rotire analitice și experimentale

Capacitatea îmbinării la moment încovoietor, determinat prin metoda componentelor este de 193,9 kNm. Acesta este mai mare ca și capacitatea la moment încovoietor ale profilelor cu pereți subțiri de tip C, care s-a calculat la valoarea de 117,80 kNm. În consecință aceste tipuri de noduri sînt total rezistente, demonstrate și de încercările experimentale, în cadrul cărora cedarea s-a produs prin voalarea locală a profilelor C în zona îmbinării.

4.3 Concluziile analizei prin metoda componentelor

Analizele întreprinse evidențiază că modelul clasic de calculul îmbinărilor care acceptă ipoteza centrului de rotație în centrul de greutate al grupului de șuruburi și distribuția liniară a sollicitării pe șuruburi în raport cu distanța de la centrul de greutate al fiecărui șurub – în acest caz s-a dovedit a nu fi adevărată. Datorită flexibilității îmbinărilor distribuția forțelor este inegală, rezultînd o forță mult mai mare în șirul exterior de șuruburi față de șirul din interior.

Aplicarea metodei componentelor disponibil în EN 1993-1-8 pentru determinarea caracteristicilor mecanice în cazul îmbinărilor profilelor cu pereți subțiri este posibilă cu un număr minim de ajustări. Pentru cazul particular de față analizat (șuruburi dispuse atît pe tălpi cît și pe inimă) demonstrează că determinarea caracteristicilor mecanice ale nodurilor studiate poate fi determinată cu acuratețe rezonabilă, dacă se consideră doar grupul exterior de șuruburi din îmbinare.

Componentele ce contribuie la rigiditatea și rezistența nodului sînt: tălpile comprimate și întinse ale profilului C, tija șuruburilor supuse la forfecare, peretele găurii din profilul C supusă la compresiune și peretele găurii din profilul de îmbinare supusă la compresiune și tălpile comprimate și întinse ale profilului de îmbinare. Contribuția cea mai însemnată la flexibilitatea nodului se datorează peretelui găurii în profilul C sub efectul compresiunii pe tălpi și peretelui găurii în profilul de îmbinare sub efectul compresiunii pe inimă. S-a considerat adecvată distribuția liniară a forțelor în șuruburi în cazul îmbinării profilului C.

Specimenele avînd șuruburi dispuse atît pe tălpi cît și pe inimă s-au dovedit a fi total rezistente, dar semi-rigide. În consecință caracteristicile mecanice ale nodului semi-rigid trebuie luate în considerare la analiza globală a cadrului.

Capitolul 5

Program experimental pentru studiul comportării cadrelor

5.1 Introducere

În capitolele anterioare au fost analizate 3 tipologii de noduri, realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece de tip C. În urma prelucrării datelor obținute pe cale experimentală a fost posibil evaluarea rezistenței, rigidității și ductilității ale acestor tipuri de noduri. Din studiile întreprinse a rezultat că nodurile sînt semi-rigide, fapt ce impune ca în procesul de proiectare să fie considerate caracteristicile mecanice reale ale nodurilor.

Pe baza datelor rezultate din experimente, s-a calibrat o metodă de evaluare analitică a caracteristicilor mecanice ale nodurilor studiate, utilizînd metoda componentelor propusă de EN 1993-1-8 (2003). În vederea verificării procedurii de proiectare a cadrului de referință s-au continuat analizele începute pe specimene de noduri cu două teste pe cadre la scară reală.

5.2 Pregătirea testului pe cadre la scară reală

Dimensiunile geometrice ale cadrelor testate au fost alese identice cu cele ale cadrelor de referință – utilizat la proiectarea speciimenelor de noduri. În configurația cadrului au fost utilizate noduri identice celor testate anterior. Avînd experiența performanțelor scăzute ale nodurilor cu șuruburi dispuse numai pe inimă, s-a optat pentru configurațiile RIS-FB și KIS-FB (șuruburi dispuse atît pe tălpi cît și pe inima profilului C) ale

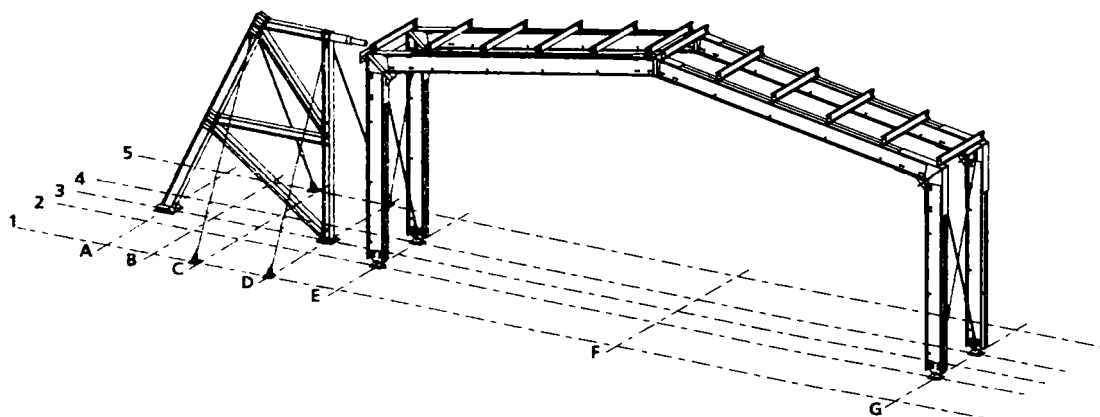
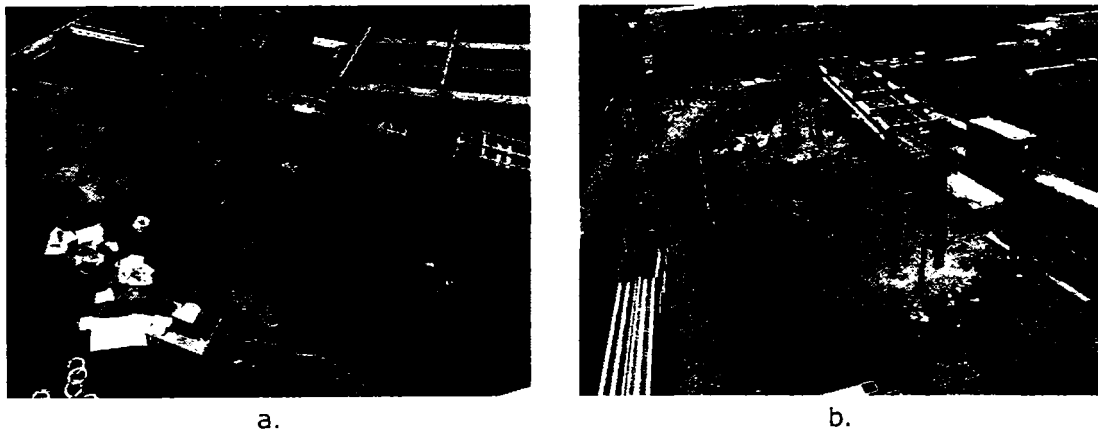


Figura 5.1: Schema testului la scară reală

înnădirii coamei respectiv de colț de streășină. Baza stîlpului cadrului a fost articulată ca și în modelul de referință inițial. Obiectivul testelor a fost evaluarea comportării cadrului portal cu noduri semi-rigide sub efectul încărcărilor laterale, accentul fiind pe încărcarea seismică.

Configurația specimenului supus la încercare a constat din două cadre în poziție verticală dispuse la distanța interax de 1,50 m. Au fost dispuse contravînturi în X sub forma unor tiranți, pentru a asigura stabilitatea cadrului în plan perpendicular pe planul acestuia. Au fost dispuse pane de acoperiș pe rigla cadrului, mai puțin rigle de pereți pe stîlpi. Schema încercării cadrului este prezentată în fig. 5.1. Dispozitivul de susținere a presei pentru aplicarea forței orizontale se poate vedea în fig. 5.2.a.

În cazul primului test (C1) a fost aplicată doar forța orizontală. În cazul celui de-al doilea test (C2) s-a aplicat o forță gravitațională echivalentă cazului de încărcare seismică (încărcare permanentă și fracțiune de 0,3 din încărcarea de zăpadă), urmată de aplicarea încărcării orizontale pînă la cedare. Încărcarea gravitațională pe un cadru a fost de 31,2 kN, încărcare aplicată prin dispunerea a 30 de straturi de table cutate pe panele de acoperiș.



a.

b.

Figura 5.2: Pregătirea testului la scară reală

În vederea măsurării forței aplicate în presa manuală hidraulică s-a utilizat o celulă de captare a forței.

5.3 Instrumentarea

Cadrele au fost instrumentate cu captoare de deplasare pentru măsurarea deformațiilor în planul cadrului și perpendicular pe planul cadrului, respectiv cu inclinometre în vederea măsurării rotațiilor în îmbinări.

În fig. 5.3 a, b, sînt prezentate pozițiile instrumentelor de măsură utilizate în cadrul testului nr. 1. și 2.

În cadrul testului nr. 1 (doar încărcare orizontală) au fost dispuse captoare de deplasare $DNSiF_j$ $DNSiS_j$ pe cele două noduri de streășină cu rol de monitorizarea deplasării nodului monitorizate deplasările laterale orizontale la streășină în planul cadrului ($DLSiF_j$, $DLSiS_j$), deplasările verticale ale coamelor celor două cadre ($DVCF$, $DVCS$) respectiv deplasările perpendiculare pe planul cadrului la coamă ($DAC1$) și la

streșini (DAS1, DAS2). Au fost deasemenea monitorizate deplasările pe orizontală și pe verticală ale reazemelor (DLRi, DVRi).

În cadrul testului nr. 2 (încărcare gravitațională cu încărcare orizontală) au fost dispuse captoare de deplasare DNSiFj DNSiSj pe nodurile de coamă și cel de streășină (colț opus aplicării forței orizontale), cu rol de monitorizare a rotirilor din îmbinări și înclinometre pe nodul de streășină (streășina din dreptul aplicării forței). În mod similar cu testul nr. 1 au fost monitorizate deplasările laterale ale colțului în planul cadrului (DLSiFj, DLSiSj) și a coamei (DVCF, DVCS), deplasările perpendiculare pe planul cadrului la coamă (DAC1) și la streșini (DAS1, DAS2) și deplasările pe orizontală și pe verticală ale reazemelor (DLRi, DVRi).

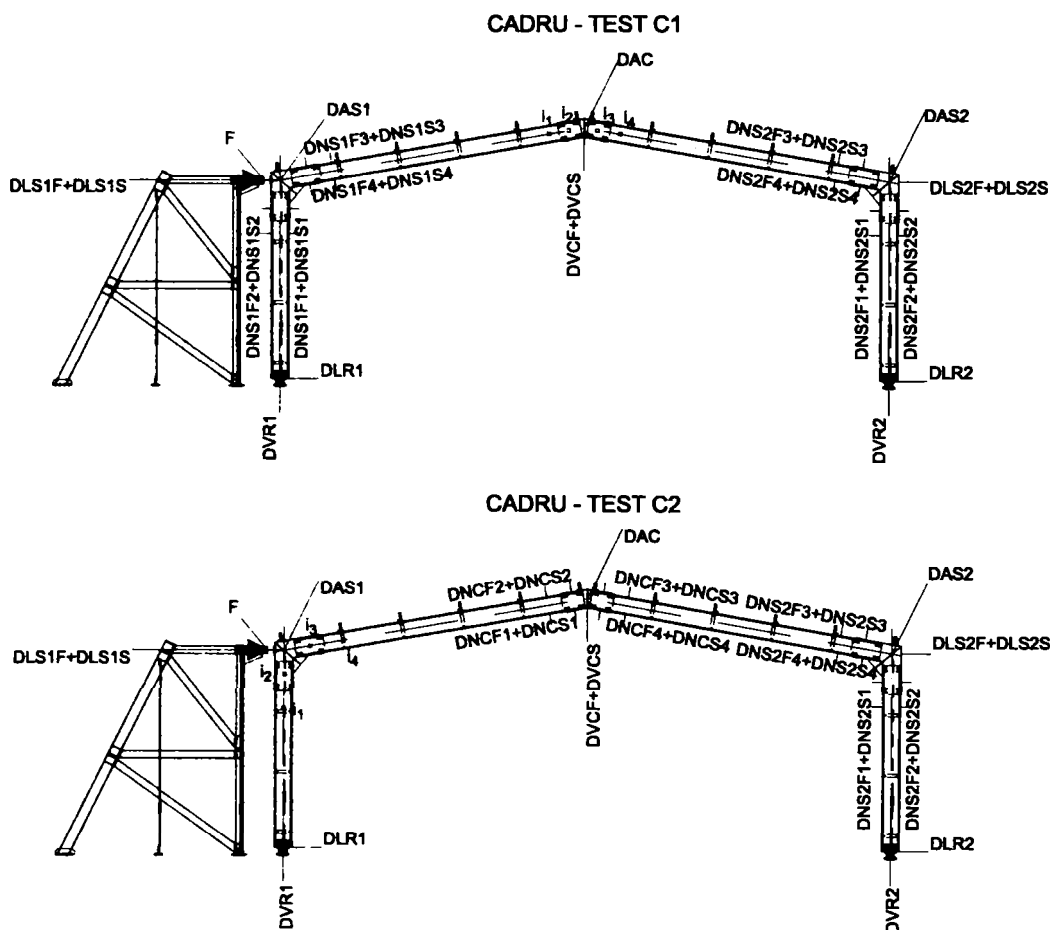


Figura 5.3: Instrumentare cadru în cazul testului a) nr. 1 b) nr. 2

Preluarea datelor și stocarea lor în format electronic s-a efectuat prin intermediul unei stații de achiziție tip HP3852A. Forța aplicată s-a măsurat prin intermediul celei de forță a actuatorului, acționarea preseii s-a făcut pe cale manuală. Toate graficele și valorile numerice din prelucrarea datelor experimentale se raportează la forța F_{act} măsurat în celula de forță a actuatorului.

Deplasarea orizontală înregistrată la nivelul colțului cadrului s-a calculat prin corectarea deplasărilor măsurate prin intermediul captoarelor DLSiF și DLSiS cu deplasările corespunzătoare de la baza articulată înregistrate prin intermediul captoarelor DLRI.



Figura 5.4: Nod de cadru și presa

5.4 Sumarul încercărilor experimentale pe cadre

5.4.1 Test 1 – încărcare doar cu forță laterală

Cadrul încercat a prezentat o comportare stabilă, prima voalare locală s-a produs la o încărcare de 110 kN în zona părții superioare a nodului de streășină pe riglă (cadrul din spate). La o valoare a forței de 140 kN și deplasare orizontală la streășină de 235 mm voalează și zona părții superioare a nodului de streășină pe rigla din față. Ambele voalări s-au produs pe nodul apropiat presei.

Cedarea cadrului s-a produs la foarte scurt timp după acesta: la o forță de 144,5 kN rigla față dreapta la cca 1,5 m de streășină (între cele două console de pană) își pierde stabilitatea prin distorsiune, talpa inferioară a profilului C voalează, producându-se deformarea globală a grinzii (fig. 5.5.a). Detaliile testului 1 sînt redată în Anexa F.

5.4.2 Test 2 – încărcare gravitațională și cu forță laterală

Testul a început prin dispunerea încărcării echivalente din zăpadă (30 de straturi de table cutate peste paneele de acoperiș), totalizînd o încărcare distribuită de 62,4 kN pentru cele două cadre. Cadrele au avut o comportare stabilă în faza de lestare, deplasarea pe verticală la coamă fiind la finalizarea leșării de 13,75 mm. Cea mai mare deplasare orizontală produsă la nivelul nodurilor de streășină a fost măsurat de DLS2F de 3,2 mm, înregistrat la colțul opus presei la cadrul din față. Și deplasările laterale sînt foarte mici (sub valoarea de 1,4 mm). Printr-o scăpare captorul DLS2S nu a fost cuplat numai după pasul 10 de înregistrare.

După lestare a început aplicarea forței orizontale prin intermediul presei manuale. Trebuie menționat faptul că pachetul de table cutate cu rol de lestare pe colțul opus presei s-a desprins de prima pană de streășină datorită deplasărilor laterale.

Prima voalare locală s-a produs la o încărcare de 129,5 kN în partea inferioară a inimii riglei - zona nodului de streșină (cadru din față – partea opusă presei – fig. 5.5.b). La scurt timp după acesta stîlpul spate dreapta își pierde stabilitatea, deplasarea orizontală la streșină înregistrată de DLS1F este de 199 mm. Voalează și rigla din față în zona streșinii. Testul a continuat pînă la o deplasare laterală de 379 mm (limita presei) fără ca să se înregistreze prăbușirea cadrelor. Detaliile testului 2 sînt redată în Anexa G.

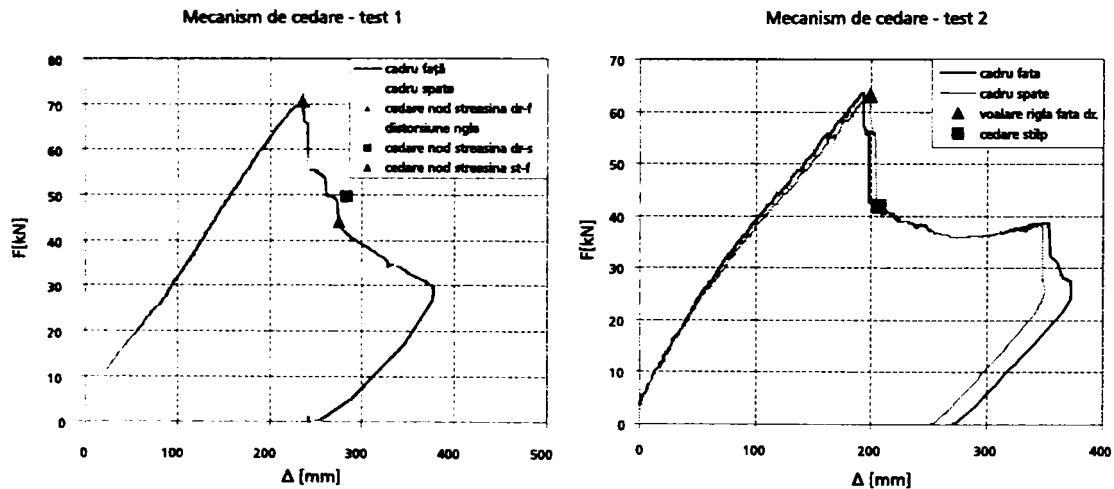


Figura 5.5: Diagram forță – deplasare în cadrul celor două teste (a – Test 1, b – Test 2)

5.5 Evaluarea rezultatelor și comparații cu modele numerice

Rezultatele experimentale pe noduri au arătat că configurațiile de noduri studiate sînt semi-rigide, chiar dacă sînt dispuse șuruburi atît la nivelul tălpilor cît și a inimii profilului C. În consecință deformațiile pot fi subestimate în cazul asumării ipotezei nodurilor rigide în analiza globală a structurilor de cadre.

Pentru a evalua influența rigidității nodurilor și a rezistenței post-elastice asupra rezultatelor unei astfel de analiză, au fost studiate trei modele de cadre, prezentate în figura 5.6 Sub efectul încărcării laterale crescătoare s-a efectuat analiza static-nelinară a celor trei tipuri de cadre, comparînd rezultatele cu cele înregistrate pe cale experimentală.

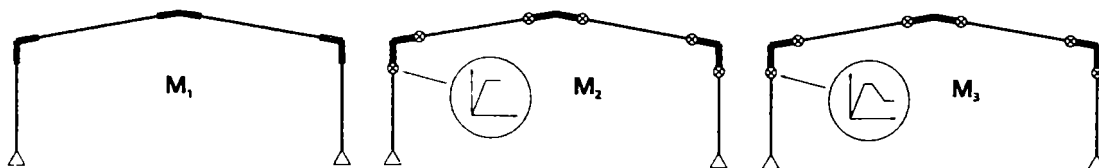


Figura 5.6: Modele structurale analizate: M1- îmbinări rigide, M2, îmbinări semi-rigide cu comportare elastic-perfect plastic, M3 îmbinări semi-rigide cu degradări

Modelul M1 a fost unul convențional, în care îmbinările au fost considerate rigide. La modelare au fost utilizate dimensiunile geometrice nominale ale elementelor. Dimensiunea elementelor de îmbinare s-a considerat cel real. Voalarea locală a elementelor a fost modelat prin articulații plastice cu comportare rigid-plastic dispuse la capătul elementelor cu pereți subțiri. În modelul rigid-plastic s-a considerat valoarea momentului capabil determinat pe cale analitică ($M_c = 117,8 \text{ kNm}$).

Modelul M2 a fost derivat din modelul M1, prin adoptarea unui comportament elastic-perfect plastic pentru nodurile semi-rigide. Pentru rigiditatea inițială ($K_{iniC} = 5224 \text{ kNm/rad}$) și momentul capabil al îmbinării ($M_c = 117,8 \text{ kNm}$) s-a considerat valoarea determinată pe cale analitică (descrie în cap.4).

În cazul modelului M3 – pe lângă rigiditatea inițială și momentul capabil – s-a modelat și răspunsul post-elastic al nodului. Platoul de rotire plastică s-a determinat considerând valoarea de 1,5 ori a rotirii corespunzătoare limitei de curgere. Ramura de scădere s-a modelat prin adoptarea scăderii momentului capabil la valoarea de 50% față de cel maxim, considerând valoarea de 2,5 ori a rotirii corespunzătoare limitei de curgere (fig. 5.7). S-a adoptat același comportament pentru fiecare nod. S-a neglijat influența forței axiale asupra rigidității și a momentului capabil al nodului.

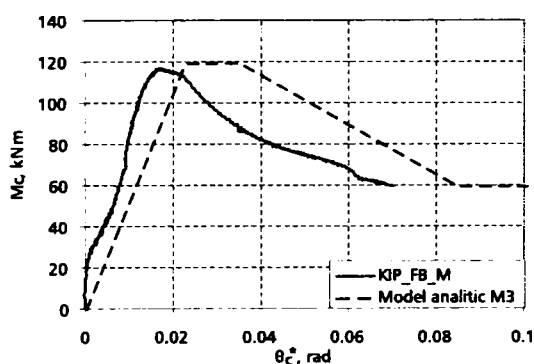


Figura 5.7: Curbe moment – rotire experimental și din modelul M3

Figura 5.8.a arată imaginea globală a cadrului C1 în urma testului 1 (încercat doar sub efectul încărcării orizontale). Răspunsul structurii de-a lungul încărcării a fost caracterizat de o comportare aproape liniară pînă la producerea primei voalări locale a grinzii în zona îmbinării marcat cu 2 (vezi fig. 5.8.b și 5.9) și o scădere rapidă a rezistenței după apariția voalării locale a profilului C.

Mecanismul de cedare a constat din apariția articulațiilor plastice în punctele 2 și 5 (fig. 5.9.b) în zona îmbinării de streășină pe grindă.

Comparația forțelor laterale experimentale și din analiza numerică în cazul cadrului C1 este prezentat în fig. 5.9.a. Forța corespunde unui singur cadru al experimentului, acceptînd ipoteza că forța aplicată se distribuie în mod egal celor două cadre.

Se poate observa că modelul rigid (M1) oferă o foarte bună aproximare a răspunsului inițial al cadrului pînă la o forță de 10 kN. La valori mai mari ale forței aplicate, modelele numerice M2 și M3 – cu îmbinări semi-rigide – oferă un răspuns mai apropiat de comportamentul real al cadrului. În cadrul modelului numeric locul și mecanismul de formare al articulațiilor plastice a coincis cu rezultatele experimentale (vezi fig. 5.9.c pentru modelul M2). Modelul M3 oferă un răspuns foarte apropiat pentru ramura post-elastică. Ambele modele (M2 și M3) subestimează ușor rezistența globală a cadrului și supraestimează deformațiile laterale.

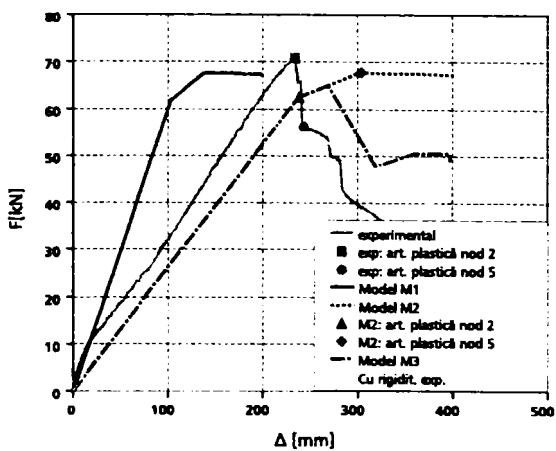


a.

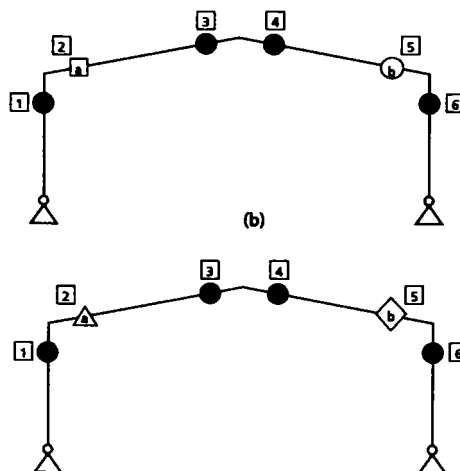


b.

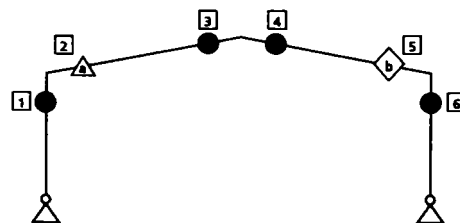
Figura 5.8: Cadru C1 după test (a) și modul de cedare în zona îmbinării din stînga (b)



(a)



(b)



(c)

Figura 5.9: Cadru C1 rezultate experimentale vs numerice: (a) curba forță deplasare, (b) poziția voalărilor locale observate experimental, (c) prin modelare numerică

Comparația modelului M3 utilizând rigiditățile experimentale obținute pe noduri (curba Experim_kip - Modelare prezentată în Anexa I) în afara faptului că subestimează ușor rezistența globală a cadrului, oferă rezultate foarte apropiate de cele obținute pe cale experimentală.

În cazul cadrului C2 în prima fază s-a aplicat forța gravitațională corespunzătoare calculului seismic, în etapa următoare forța orizontală a crescut pînă la cedarea cadrului. Figura 5.10.b arată imaginea cadrului în faza de aplicare a încărcărilor. Răspunsul global al cadrului C2 caracterizat prin diagrama de forță-deplasare a fost aproape similar în intervalul de forță pînă la 10-15 kN. După acest interval rigiditatea cadrului C2 a fost puțin mai mare comparativ cu C1. Însă rezistența globală sub efectul încărcării orizontale a rezultat în final mai mic. Prima voalare a fost înregistrată în zona îmbinării de streășină a grinzii (partea opusă presei) – în punctul 5 (fig. 5.11.b), după care rezistența cadrului la forțe laterale a scăzut brusc. Acesta a fost urmat de un fenomen combinat de pierdere a stabilității locale și pierdere a stabilității laterale prin răsucire a unui stîlp – fenomen produs la mijlocul înălțimii stîlpului (fig. 5.10.a). În final se poate constata voalarea grinzii în streășina opusă presei.

Comparația forțelor laterale experimentale și din analiza numerică în cazul cadrului C2 este prezentat în Figura 5.11.a. Similar cadrului C1 – modelul M1 oferă o bună aproximare a răspunsului inițial al cadrului pînă la o forță de 10 kN. La valori mai mari ale forței aplicate, modelele numerice M2 și M3 – cu îmbinări semi-rigide – oferă un răspuns mai apropiat de comportamentul real al cadrului C2.

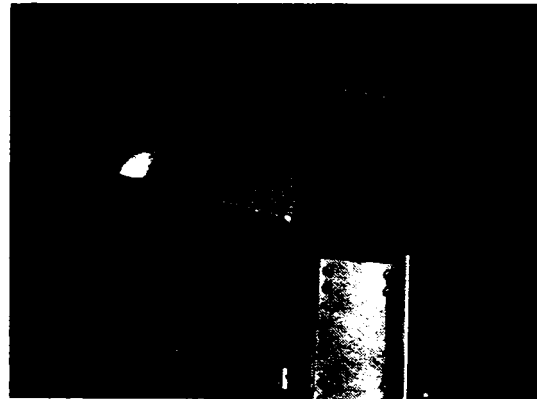
Toate modelele numerice supraestimează rezistența globală a cadrului sub efectul încărcărilor laterale. Acesta poate fi explicat prin neglijarea efectului forței axiale la determinarea caracteristicilor de moment-rotire. Trebuie precizat prezența forței axiale mai mare în stîlpii din dreapta sub efectul încărcărilor gravitaționale cumulate cu cel rezultat din încărcarea laterală. În cadrul modelului numeric locul și mecanismul de formare al primei articulații plastice a coincis cu rezultatele experimentale (vezi fig. 5.9.c pentru modelul M2). Cedarea stîlpului observat în experiment nu a fost însă confirmată de modelul numeric. Cedarea stîlpului poate fi explicat prin neglijarea efectului forței axiale combinat cu lipsa efectului de rigidizare ale riglelor de pereți și excentricitatea rezultată din scăderea rigidității (distribuție inegală a forței între cadre) în urma cedărilor produse în cadrul din față.

Comparația modelului M3 utilizând rigiditățile experimentale obținute pe noduri (curba Experim_kip - Modelare prezentată în Anexa I) oferă rezultate aproape identice cu cele obținute pe cale experimentală pînă la limita elastică a cadrului.

În final putem spune că modelul M3 oferă cel mai apropiat răspuns față de experiment, dacă sînt luate în considerare rigiditatea inițială, rezistența laterală și răspunsul post-elastic. Oricum rezistența globală a cadrului sub efectul încărcărilor orizontale scade foarte repede după apariția primei voalări locale sub efectul forței maxime. Ca urmare – pentru situațiile practice – apariția primului fenomen de pierdere a stabilității locale este cel mai important, ceea ce poate fi evaluat prin utilizarea unui model mult mai simplu de cadru – considerînd doar comportarea semi-rigidă a nodurilor și considerînd eventual o curbă de comportare elastic-perfect plastic. Prin evaluarea rigidității globale ale cadrului – utilizînd un model bilinear pentru curba de moment-rotire - determinat cu metoda componentelor pe baza metodologiei analitice propuse – în general rezultă o rigiditate globală mai mică, decît cea înregistrată pe cale experimentală. Rigiditatea inițială a îmbinării poate fi mai mare la momente încovoietoare mai mici, datorată efectului de rigiditate conferit de talpa piesei de îmbinare și / sau grupul interior de șuruburi. Un model capabil să modeleze acest surplus de rigiditate va putea oferi o mai bună concordanță între modelul numeric și modelul experimental.

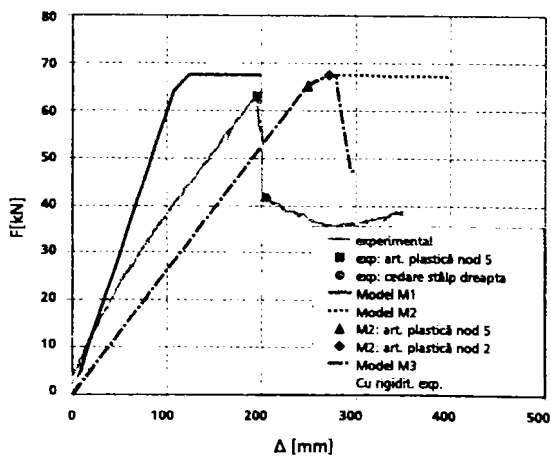


a.

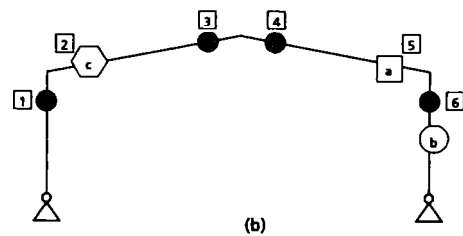


b.

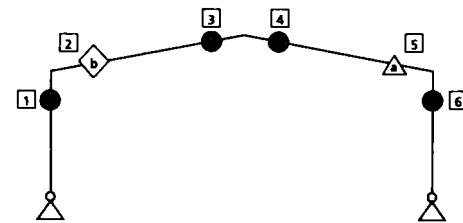
Figura 5.10: Cadru C2 după test (a) și prima voalare în zona îmbinării din dreapta (b)



(a)



(b)



(c)

Figura 5.11: Cadru C2 rezultate experimentale vs numerice: (a) curba de forță deplasare, (b) poziția voalărilor locale observate experimental, (c) prin modelare numerică

5.6 Concluziile încercărilor pe cadre

S-a arătat că nodurile studiate care au dispuse șuruburi atît pe inimă cît și pe tălpi, sînt semi-rigide și total rezistente. În consecință în cazul proiectării structurilor în cadre cu astfel de îmbinări necesită considerarea flexibilității în analiză.

În vederea obținerii unui răspuns mai realist sub efectul încărcărilor laterale, caracteristicile mecanice ale îmbinărilor pot fi incorporate ușor în modelul adoptat la proiectarea structurilor utilizînd metoda componentelor (EN 1993-1-8). Analiza detaliată utilizînd caracteristicile de moment-rotire incorporînd rigiditatea inițială, momentul capabil și răspunsul post-elastic al îmbinării oferă cel mai realist răspuns global al structurii. O analiză elastică simplă chiar și prin considerarea rigidității inițiale la modelarea structurii poate fi suficientă pentru proiectarea structurii.

Structurile realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece avînd secțiunea elementelor de tip C spate-n spate realizate cu îmbinări bulonate sînt caracterizate de degradarea rapidă a rezistenței după apariția primei voalări locale în elementele componente. Ca urmare rezistența cadrului poate fi estimată prin analiza structurii în domeniul elastic la atingerea momentului capabil al secțiunii cele mai solicitate. Forța axială poate avea influență defavorabilă asupra momentului capabil al secțiunilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece, ca urmare trebuie luată în considerare.

Comparația cu rezultatele obținute utilizînd rigiditățile din testele pe noduri arată o foarte bună potrivire pînă la limita elastică. Chiar dacă rezistența este subestimată, într-o situație de proiectare reală – utilizînd metodele de modelare propuse – rezultatele obținute vor fi acoperitoare.

Capitolul 6

Metodologie de calcul și proiectare a cadrelor realizate din profile cu pereți subțiri

6.1 Introducere

Abordare tradițională sau inovativă a procesului de proiectare? Acesta este întrebarea la care se caută răspunsul. Pentru a evidenția diferențele între cele două abordări, în cele ce urmează vom analiza schema logică a celor două abordări.

În vederea modelării nodurilor vor fi necesare de efectuat o serie de calcule pentru a determina caracteristicile mecanice ale acestora. În funcție de tipul secțiunilor utilizate pentru rezolvarea structurii, problematica acestor determinări va diferi esențial.

Literatura de specialitate oferă informații suficiente pentru rezolvarea structurilor cu secțiuni laminate pe cale inovativă, însă pentru alte tipuri de secțiuni – în special pentru profile formate la rece – doar diferite lucrări de cercetare ne oferă informații. Obiectivul acestui capitol este găsirea unei soluții adecvate pentru proiectarea acestor tipuri de structuri abordând procesul de proiectare pe cale inovativă.

6.2 Abordarea proiectării pe cale tradițională

În această abordare toate nodurile sînt considerate simple sau continue. Un nod simplu transmite eforturile interne, dar nu poate dezvolta momente încovoietoare semnificative. Un nod continuu poate dezvolta rotiri relative limitate între elementele conectate, pînă la atingerea capacității portante la momentul încovoiător al nodului respectiv. Această ipoteză permite împărțirea activității de proiectare în două faze distincte cu transfer de date limitate între ele, proiectarea derulîndu-se în 8 pași principali:

- Pas1: Idealizare, modelare structură, elemente considerate ca bare, introducerea proprietății caracteristice elemente în funcție de analiza decisă
- Pas2: Determinare încărcări în funcție de standardele naționale
- Pas3: Predimensionare bazată pe experiență anterioară sau modele simplificate de calcul
- Pas4: Analiză globală în vederea determinării eforturilor în elementele structurii
- Pas5: Verificare elemente structurale în SLU, SLEN, verificare stabilitate elemente
- Pas6: Ajustare a secțiunilor elementelor, care nu corespund la verificările de la pasul 5 sau se dovedesc a fi supradimensionate
- Pas 7/8: Eforturile și secțiunile rezultate se consideră date de intrare pentru proiectarea îmbinărilor și verificarea acestora

Exemplul de proiectare a cadrului din profile formate la rece pe cale tradițională este prezentat în detaliu în cadrul Anexei C.

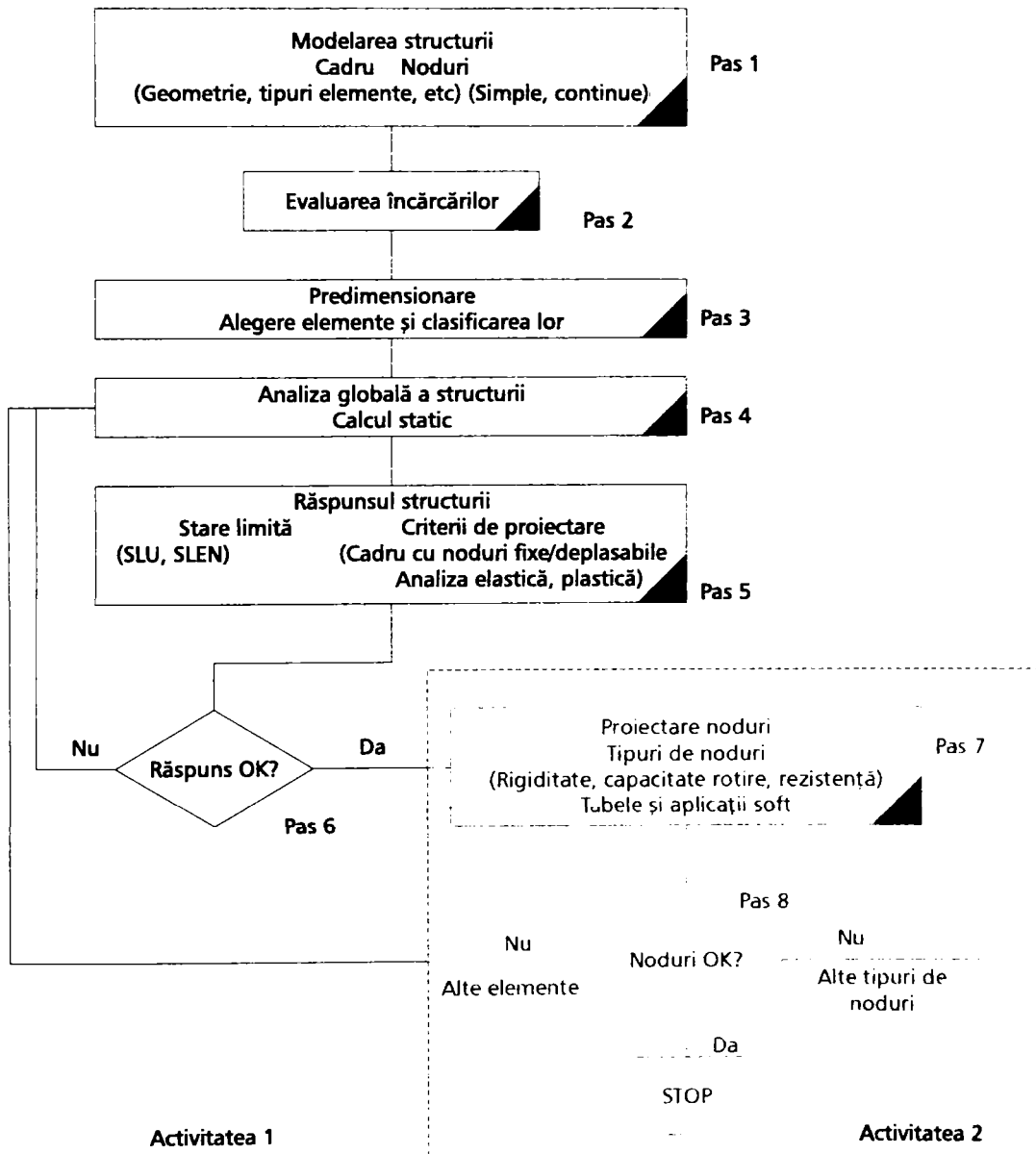
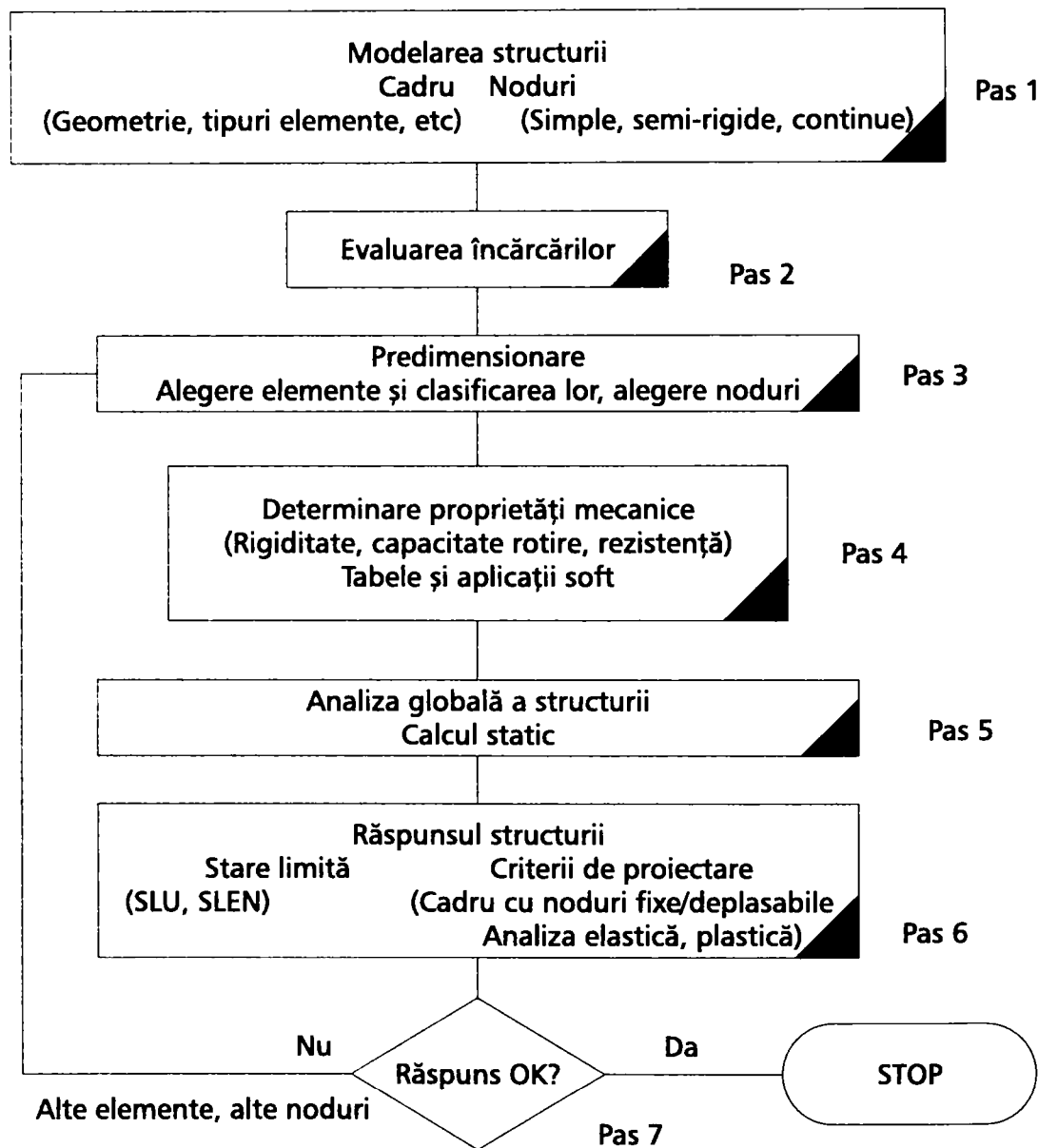


Figura 6.1: Abordarea proiectării pe cale tradițională



O singură activitate

Figura 6.2: Abordarea proiectării pe cale inovativă

6.3 Abordarea proiectării pe cale inovativă

În această variantă pentru analiza globală se consideră comportamentul estimat real al nodurilor. Această abordare diferă esențial de cel descris anterior din mai multe puncte de vedere:

- Pas 1 – Concepție structurală: Modelarea structurii prin modelarea comportării estimate ale nodurilor
- Pas 2 – Evaluare încărcări
- Pas 3 – Predimensionare: Se configurează inclusiv nodurile pe baza experiențelor anterioare (tip, număr șuruburi, dispunere etc.)
- Pas 4 – Determinare proprietăți mecanice: atît elementele structurii cît și nodurile sînt modelate prin răspunsurile mecanice caracteristice, care devin date de intrare ale analizei
- Pas 5 – Analiză globală: răspunsul fiecărui nod este modelat printr-un resort
- Pas 6 – Răspunsul structurii

Exemplul de proiectare a cadrului din profile formate la rece pe cale inovativă este prezentat în detaliu în cadrul Anexei C.

6.4 Comentariile rezultatelor obținute în urma proceselor de proiectare pe cale tradițională vs cale inovativă

În urma calculelor efectuate se pot trage următoarele concluzii:

- Alura momentelor încovoietoare: momentul încovoietor scade la streășină și crește la coamă cu cca 17% prin considerarea semi-rigidității nodurilor.
- Deformațiile pe verticală ale cadrului: Săgeata pe verticală la coamă crește semnificativ (!) depășind limita admisibilă cu 67% prin considerarea semi-rigidității nodurilor.
- Deformațiile pe orizontală ale cadrului: Săgeata pe orizontală la streășină crește semnificativ (!) depășind limita admisibilă cu 67% prin considerarea semi-rigidității nodurilor.
- Calculul de rezistență și stabilitate al grinzii cadrului este afectat în mod negativ într-un procent de 11%.
- Calculul de rezistență și stabilitate ale stîlpilor cadrului este afectat în mod pozitiv într-un procent de 8%.
- Se pot uniformiza solicitările pentru proiectarea îmbinărilor cadrului.

Tabelul 6.1 prezintă principalele elemente extrase din calcul pe care se bazează concluziile de mai sus.

Tabela 6.1: Tabel comparativ la nivelul momentelor încovoietoare urmînd cele două metode

Caracteristica	Cadru cu îmbinări rigide	Cadru cu îmbinări semi-rigide	Cadrul real (test)	Diferența
$M_{streasna}$ (kNm)	54.51	46.62	*	↓ 16.92%
M_{coama} (kNm)	53.83	63.3	*	↑ 17.60%
Săgeata verticală la coamă (mm)	29.58 $f_{adm} = 48mm$	80.21 $f_{adm} = 48mm$	23	↑ 67.11% (față de admisibil)
Deplasarea laterală (mm)	28.63 $\Delta_{adm} = 40mm$	67.1 $\Delta_{adm} = 40mm$	84	↑ 67.75% (față de admisibil)
Perioada de vibrație (sec.)	0.524	0.787	*	

6.5 Concluzii privind analiza metodelor de proiectare pe cale tradițională vs cale inovativă

S-a arătat importanța considerării semi-rigidității nodurilor în analiza și calculul structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece. Abordarea analizei unei astfel de structuri prin considerarea flexibilității nodurilor evidențiază distribuția mai uniformă a eforturilor în structură, ce poate afecta calculul de rezistență și stabilitate a grinzii cadrului și atrage atenția asupra diferențelor esențiale rezultate sub aspectul deformațiilor în structură.

Se poate observa faptul că prin considerarea nodurilor continue sînt satisfăcute condițiile impuse de verificările în SLEN, prin considerarea semi-rigidității nodurilor sînt escaladate aceste limite.

Prin considerarea semi-rigidității nodurilor rezultatele analitice obținute în cazul deplasărilor orizontale sînt foarte apropiate de cele în urma testelor la scară reală. Rezultatele analitice în cazul deplasărilor verticale depășesc cele obținute pe cale experimentală. Explicația poate fi modelul de rigiditate constant adoptat pentru calculul analitic, față de rezultatele experimentale, care indică o rigiditate inițială mai mare decît cea considerată analitic, rigiditate inițială care scade după depășirea limitei de cca 10% din capacitatea elastică, prezentînd o comportare stabilă pînă la atingerea limitei elastice.

În vederea obținerii unui răspuns mai realist sub efectul încărcărilor la proiectarea structurilor, se propune utilizarea procesului inovativ cu caracteristicile mecanice „reale” ale îmbinărilor ce pot fi incorporate ușor în modelul analitic. Prin considerarea rigidității inițiale la modelarea structurii se obține un răspuns mai realist al structurii, fapt confirmat prin compararea rezultatelor obținute din analizele numerice cu caracteristicile determinate pe cale analitică cu rezultatele obținute în urma testelor pe cadre la scară reală.

Capitolul 7

Contribuții originale aduse în teză

7.1 Rezumat

În capitolele precedente a fost analizat răspunsul mecanic al cadrelor portal realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece de tip C. În vederea evaluării performanței acestor tipuri de structuri au fost construite modele analitice propuse de autor utilizând normele de proiectare actuale, rezultatele existente în literatura de specialitate și experiența proprie a autorului. Performanțele acestor tipuri de structuri au fost verificate prin încercări experimentale la scară reală.

Capitolul 2 a trecut în revistă factorii principali care afectează comportarea structurilor realizate din profile cu pereți subțiri în comparație cu structurile realizate din profile laminate. Acestea pot fi încadrate în 2 grupe:

- efectele procesului de fabricație asupra caracteristicilor geometrice și mecanice ale profilelor;
- efectele zvelteții de perete asupra rezistenței și stabilității barelor

Factorii principali formează următoarea diagramă de cauză - efect (fig. 7.1):

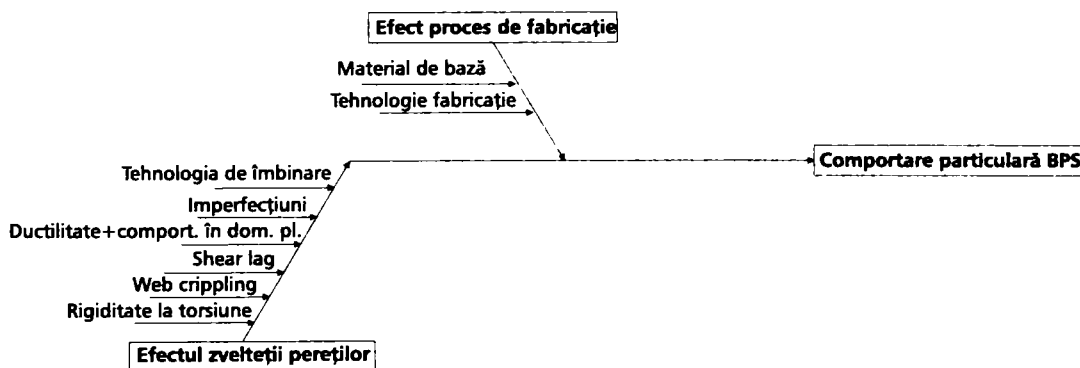


Figura 7.1: Diagrama cauză-efect privind comportarea particulară a barelor cu pereți subțiri

S-a analizat de asemenea modul cum diferite norme acoperă cu prescripții pentru proiectare aceste fenomene precum și stadiul și tendițele actuale din domeniul cercetării. S-au prezentat și o serie de soluții întâlnite în practica inginerescă, precum și aspectele cu care se confruntă proiectanții în cazul aplicării acestora.

Capitolul 3 a prezentat rezultatele experimentale pe diferite configurații de noduri realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece. Au fost evidențiate unele avantaje și dezavantaje la configurarea acestor tipuri de noduri. A fost de asemenea propusă ajustarea metodologiei ECCS standard de aplicarea forțelor în control

de deplasări în cazul încercărilor experimentale cu încărcări ciclice pe specimene cu ductilitate redusă sau limitată.

Capitolul 4 propune o metodologie de rezolvare prin metoda componentelor și a analizat pe cale analitică răspunsul mecanic al nodurilor structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece. Clasificarea nodurilor analizate în conformitate cu EN1993-1.8 după criteriile de rezistență, rigiditate și ductilitate indică faptul că aceste tipuri de noduri sînt în general parțial rezistente, semi-rigide și au o ductilitate limitată.

S-a artătat că sursa principală a flexibilității provine din alungirea pereților găurii profilului format la rece, acesta dovedind a fi și una din componentele ce influențează major rigiditatea globală a nodului.

Capitolul 5 a prezentat rezultatele experimentale pe cadrele la scară reală, cadre ce au fost alese ca structură de referință la proiectarea testelor pe noduri. S-a investigat mecanismul de cedare al cadrului sub efectul încărcărilor orizontale atît pe cale experimentală cît și prin analiză numerică. În cadrul analizei numerice s-a obținut o corelare foarte bună între mecanismul plastic de cedare pe cale numerică și cea pe cale experimentală. Rezultatele obținute recomandă proiectarea acestor structuri în domeniul elastic și cu considerarea semi-rigidității nodurilor.

Capitolul 6 a propus o metodologie de implementare a efectului semi-rigidității nodurilor în procesul de proiectare ale acestor tipuri de structuri. Criteriul de proiectare pentru elementele structurii îl constituie rezistența (SLU) în gruparea fundamentală de încărcări.

O atenție deosebită însă trebuie acordată verificării criteriilor de deformații în gruparea excepțională (SLEN). Răspunsul mecanic al structurii cu noduri continue față de situația cu noduri semi-rigide evidențiază diferențe foarte mari în privința deplasărilor. Deși condițiile de verificare în SLEN sînt respectate, s-a arătat că prin modelarea semi-rigidității nodurilor aceste limite sînt depășite, dar sînt mai aproape de realitate. Acest fapt este confirmat de rezultatele testelor obținute pe cadrele la scară reală.

7.2 Contribuții personale

Pe baza studiilor analitice și experimentale efectuate de către autor și a rezultatelor obținute se evidențiază următoarele contribuții mai importante:

- Evidențierea importanței semi-rigidității nodurilor asupra răspunsului structurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.
- Soluția în sine pentru nodurile studiate și propunerea unei metodologii analitice de calcul al rigidității nodurilor avînd configurații asemănătoare celor studiate.
- Sinteza normelor și tendințelor actuale din domeniul proiectării structurilor utilizînd profile formate la rece.
- Conceperea programului experimental , realizarea standurilor de încercări, sistemul de încărcări, derularea și interpretarea rezultatelor programului experimental pe noduri și pe cadre la scară reală. Aceste tipologii sînt aplicate din ce în ce mai mult în practica inginerească existînd doar puține informații despre metodologii de calcul al semi-rigidității în literatura de specialitate și norme. Metodologia de calcul al semi-rigidității – adaptarea metodei componentelor - a fost elaborată de autor. Concluziile principale ale studiului experimental cuprind: (1) comportarea stabilă al nodurilor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece atît la încărcare monotonă cît și ciclică în domeniul elastic, rezerve post-elastice limitate și ductilitate limitată; (2) importanța

detaaliilor de configurare ale nodurilor (3) importanța considerării semi-rigidității nodurilor, efectul pozitiv al acestuia asupra distribuției eforturilor între grindă și stîlp și efectul negativ al acestuia asupra deformatei structurii. Programul experimental este unic în România, iar prin unele aspecte, cum ar fi considerarea distribuției de forțe nesimetric în raport cu centrul de greutate al îmbinării, reprezintă o soluție individuală.

- Sintetizarea problemelor legate de utilizarea cadrelor realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece cu noduri semi-rigide. Autorul propune o metodologie de implementare al răspunsului mecanic al nodurilor semi-rigide în analiza de ansamblu al cadrelor. Efectul principal este un răspuns mecanic global al structurii mai aproape de realitate, care atrage atenția asupra creșterii deformațiilor în structură.

7.3 Valorificarea rezultatelor

Studiile analitice și experimentale efectuate în cadrul tezei de doctorat au fost integrate în mai multe contracte și programe de cercetare, de referință fiind: proiectul MEC-CNCSIS, Grant 3853 A11/164 "Studiul experimental al cadrelor pentru construcții civile și industriale în zone seismice", încheiat în 2005.

Pe parcursul elaborării tezei autorul a participat în cadrul unor proiecte de cercetare și dezvoltare la elaborarea și aplicarea unor soluții tipizate, implementate în practică prin intermediul organizației Lindab.

Autorul este membru activ al TWG 7.5 și TWG 7.10 al ECCS și a contribuit la finalizarea a două publicații Europene în domeniul proiectării:

Revizuirea publicației ECCS nr. 21: „The Testing of Connections with Mechanical Fasteners in Steel Sheeting and Sections”

Producerea unei noi publicații: „Worked examples according to EN 1993-1-3 Eurocode 3, Part 1.3”

Autorul a publicat mai multe articole în reviste de specialitate și conferințe, care includ:

- o carte
- 2 articole în reviste de specialitate din România
- șaptesprezece articole la conferințe naționale și internaționale

Trebuie menționat performanța obținerii premiului special „**THE BEST CONFERENCE PAPER**” acordat de comitetul științific din cadrul conferinței „Fourth International Conference on Thin Walled structures Technology” desfășurat în Loughborough – Anglia în iunie, 2004 cu articolul: MONOTONIC AND CYCLIC PERFORMANCE OF JOINTS OF COLD FORMED STEEL PORTAL FRAMES avînd echipa de realizatori: D. Dubină, A. Stratan, A. Ciutină, L. Fülöp, **Zs. Nagy**

7.4 Analiza realizării obiectivelor propuse

Prin elaborarea tezei autorul tezei și-a propus următoarele obiective:

- Obiectivul principal al cercetării îl constituie studiul îmbinărilor structurilor realizate din profile din oțel cu pereți subțiri formate la rece.

Au fost studiate o serie de configurații de noduri sub efectul încărcărilor monotone și ciclice, rezultatul final oferă soluționare completă pentru cel puțin o tipologie dintre cele studiate.

- Realizarea unui program experimental propriu pe noduri și pe un cadru la scară reală pentru obținerea în laborator a mecanismelor de cedare și confirmarea mecanismelor de cedare obținute pe cale analitică.
Au fost derulate teste atât pe noduri cât și pe cadre la scară reală. Au fost observate mecanismele de cedare, acest mecanism a fost obținut pe cale analitică prin modelele numerică în cadrul capitolului 5.
- Înțelegerea modului în care aceste mecanisme de cedare se formează și identificarea parametrilor care le influențează.
Au fost investigate prin teste o serie de configurații de noduri și două cadre la scară reală. Au fost identificate unele parametri care au impact major asupra comportării lor. S-a confirmat faptul că aceste tipuri de noduri sînt semi-rigide și în general parțial rezistente. Semi-rigiditatea lor este puternic influențată de componenta „presiunii pe peretelui găurii”, ceea ce în majoritatea situațiilor conduce la voalarea prematură a peretelui profilului datorită concentrărilor de tensiuni. Un alt fenomen particular este strivirea locală a inimii profilului (fenomenul de „web crippling”) sub efectul forțelor concentrate.
- Determinarea pe cale analitică a caracteristicilor mecanice ale nodurilor și compararea cu rezultatele experimentale proprii și din literatura de specialitate.
A fost adaptată metoda componentelor în vederea determinării caracteristicilor mecanice ale tipologiilor de noduri studiate. În cazul nodurilor cu șuruburi pe tălpi și inimă rezultatele obținute au fost foarte asemănătoare celor obținute pe cale experimentală.
- Propunerea unei proceduri de proiectare ale tipologiilor de noduri și de structuri analizate.
A fost prezentată o metodologie de implementare a caracteristicilor mecanice ale acestor tipuri de noduri în analiza structurilor.

ANEXE

Anexa A

Clasificarea nodurilor conform EN 1993-1-8 (2003)

Comportarea nodului depinde de configurarea și comportarea îmbinărilor (fig. A.1.).

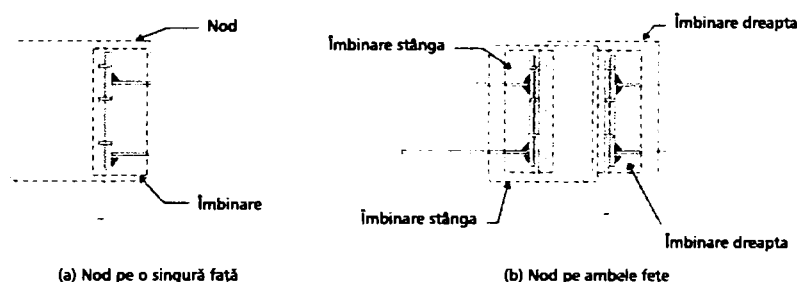


Figura A.1: Exemple de nod și îmbinare

Clasificarea nodurilor se poate face:

- După rigiditate
- După rezistență
- După ductilitate

Clasificarea nodurilor conform EN 1993-1-8 (2003) se poate face după rezistență și rigiditate. În momentul de față normativul nu oferă informații suficiente pentru clasificarea nodurilor după ductilitate.

A.1 Clasificarea nodurilor după rigiditate

După acest criteriu, nodurile pot fi rigide, semi-rigide sau articulate, clasificarea făcându-se comparând rigiditatea de calcul cu cele două limite între care spunem, că nodul este semi-rigid. Pentru simplitate aceste frontiere sînt stabilite în așa fel încît să se poată compara cu rigiditatea inițială a nodului, indiferent de tipul de analiză utilizat. În figura A.2. este prezentată frontiera care delimitează cele 3 clasificări.

Se consideră noduri rigide cele care au rigiditatea inițială mai mare decît:

- $S_{j,ini} \geq 25EI/L$ (cadre necontravîntuite)
- $S_{j,ini} \geq 8EI/L$ (cadre contravîntuite)

Se consideră noduri semi-rigide cele care au rigiditatea inițială cuprinsă între

limitele:

- $0.5EI/L \geq S_{j,ini} \geq 25EI/L$ (cadre necontravîntuite)
- $0.5EI/L \geq S_{j,ini} \geq 8EI/L$ (cadre contravîntuite)

Se consideră noduri articulate cele care au rigiditatea inițială mai mică decât:
 - $S_{j,ini} < 0.5EI/L$

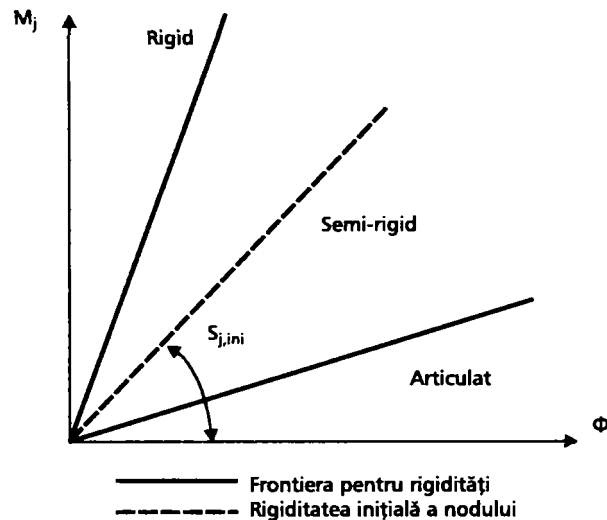


Figura A.2: Clasificări ale nodurilor după rigiditate

În cazul specimenelor testate, fiind vorba de cadre necontravîntuite, pentru ca nodurile analizate să fie rigide, ar trebui să aibă rigiditatea mai mare ca limita inferioară a intervalului specificat de EN 1993-1-8 (2003), adică

$$S_{j,ini} \geq 25EI/L = 25256 \text{ kNm/rad}$$

Pentru ca un nod să fie articulat, limita superioară a intervalului în care trebuie să se situeze rigiditatea sa inițială este de:

$$S_{j,ini} < 0,5EI/L = 505 \text{ kNm/rad}$$

Tabelul A.1. prezintă rezultatele experimentale obținute pentru cele mai rigide noduri. Se poate concluziona că în conformitate cu clasificarea după rigiditate dată de EN 1993-1-8 (2003) toate nodurile sînt semirigide.

Tabela A.1: Rigiditate noduri determinate analitic și experimental

Specimen	Rigiditate inițială K_{iniC} [kNm/rad]		Moment capabil M_C [kNm]	
	experimental	analitic	experimental	analitic
RIS-FB-M	6011	5224	108.0	117.8
KIS-FB-M	6432	5224	102.9	117.8
KIP-FB-M	6957	5224	116.7	117.8

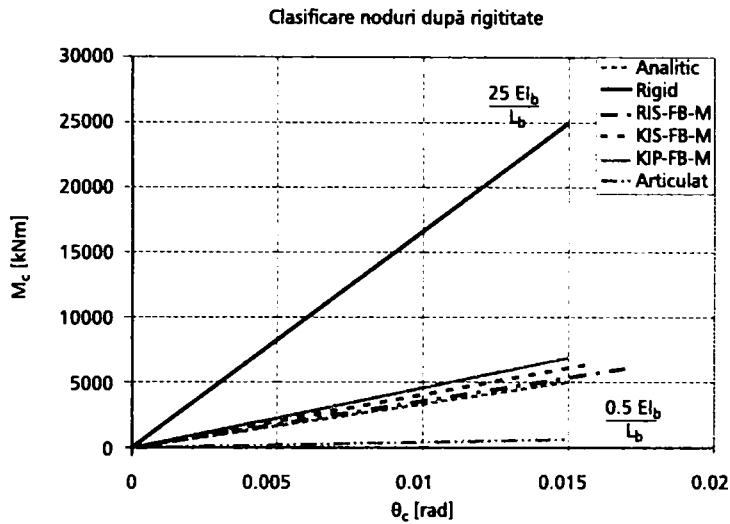


Figura A.3: Clasificare noduri analizate după rigiditate

A.2 Clasificarea nodurilor după rezistență

După acest criteriu, nodurile pot fi total rezistente (încastrare totală), parțial rezistente (încastrare parțială) sau articulate, clasificarea făcîndu-se comparînd momentul capabil al nodului cu cel al elementelor care se îmbină. În figura A.4. este prezentată frontiera care delimitează cele 3 clasificări.

În expresiile prezentate mai jos se folosesc următoarele noțiuni:

- $M_{j,Rd}$ - momentul capabil al nodului
- $M_{full-strength}$ - momentul capabil al elementului mai slab îmbinat în nod
- Nod total rezistent: $M_{j,Rd} \geq M_{full-strength}$
- Nod parțial rezistent: $0,25M_{full-strength} < M_{j,Rd} < M_{full-strength}$
- Nod articulat: $M_{j,Rd} \leq 0,25M_{full-strength}$

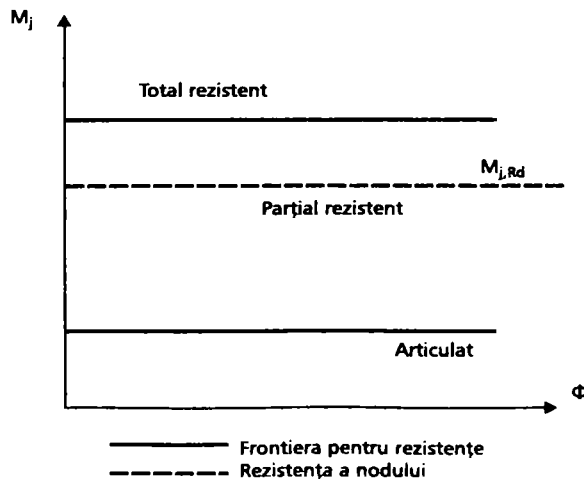


Figura A.4: Clasificări ale nodurilor după rezistență

În cazul speci­menelor testate momentul capabil $M_{j,Rd}$ și $M_{full-strength}$ – momentul capabil al elementului mai slab îmbinat a rezultat în urma calculului prin metoda componentelor (prezentat în Anexa B).

Valorile rezultate sînt după cum urmează:

- $M_{j,Rd} = 193,9kNm$ – momentul capabil al îmbinării
- $M_{full-strength} = 117,9kNm$ – momentul capabil al profilelor C formate la rece
- $0,25 \times M_{full-strength} = 29,48kNm$ – limita inferioară a momentului capabil

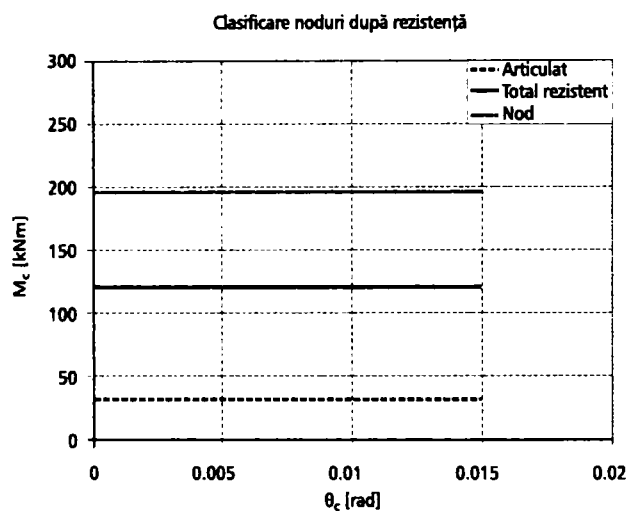


Figura A.5: Clasificare noduri analizate după rezistență

Se poate concluziona că în conformitate cu clasificarea după rezistență conform EN 1993-1-8 (2003) nodurile analizate avînd șuruburi atît pe tălpi cît și pe inimă sînt total rezistente.

A.3 Clasificarea nodurilor după ductilitate¹

După acest criteriu, nodurile pot fi ductile, semi-ductile sau fragile, clasificarea făcîndu-se în funcție de capacitatea de rotire a nodului fără a se produce pierderi de stabilitate prematură sau cedări fragile ale acestuia. În figura A.6. este prezentată diagrama de principiu ale celor trei tipuri de noduri.

Pe baza rezultatelor experimentale se poate concluziona că în conformitate cu clasificarea după ductilitate oferită de literatura de specialitate – toate nodurile analizate prezintă o ductilitate limitată, datorată instabilităților locale. Ca atare se impune proiectarea acestor noduri în domeniu elastic.

¹EC3 în varianta actuala nu ofera suficiente informatii pentru determinarea capacitatii de rotire a nodurilor

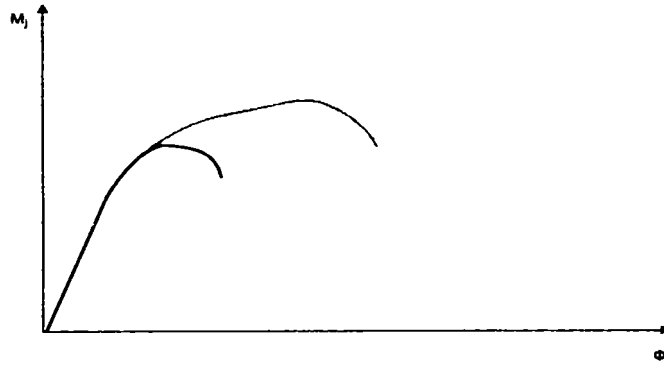


Figura A.6: Ductilitatea sau capacitatea de rotire ale nodurilor

Anexa B

Calculul caracteristicilor mecanice prin metoda componentelor

B.1 Calculul caracteristicilor mecanice ale îmbinării de coame de tip RIS-FB

Aplicarea metodei componentelor necesită următorii pași:

- Identificarea componentelor active din nod
- Evaluarea rezistenței și a rigidității fiecărei componente individuale
- Asamblarea componentelor în vederea evaluării rezistenței și a rigidității întregului nod

Prezentul capitol prezintă calculul detaliat pentru speciamele de tipul RIS-FB și KIP-FB, fig. B.1.

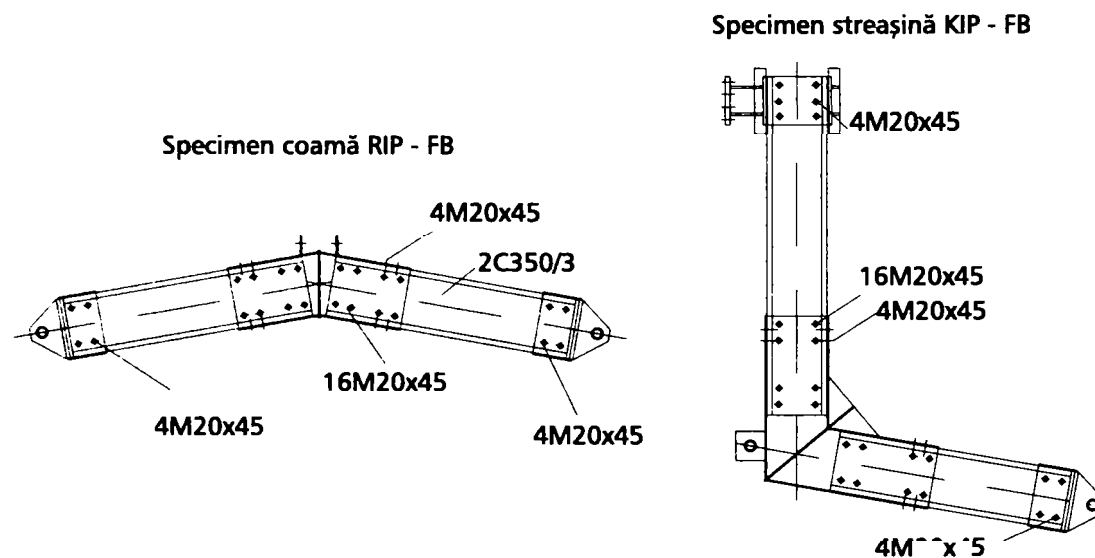


Figura B.1: Specimenul de coamă RIS-FB și cel de streășină KIP-FB studiat

Evaluarea analitică a caracteristicilor mecanice ale nodului studiat se face utilizând metoda componentelor propusă de EN 1993-1-8 (2003).

Ipoteze de calcul:

- S-a luat în considerare în analiză doar grupul exterior de șuruburi (fig. B.2.). La identificarea caracteristicilor principale ale îmbinării în metoda componentelor doar la aceste șuruburi se face referire.
- Centrul de compresiune a fost considerat la fața exterioară a tălpii profilului C format la rece (fig. B.2.).

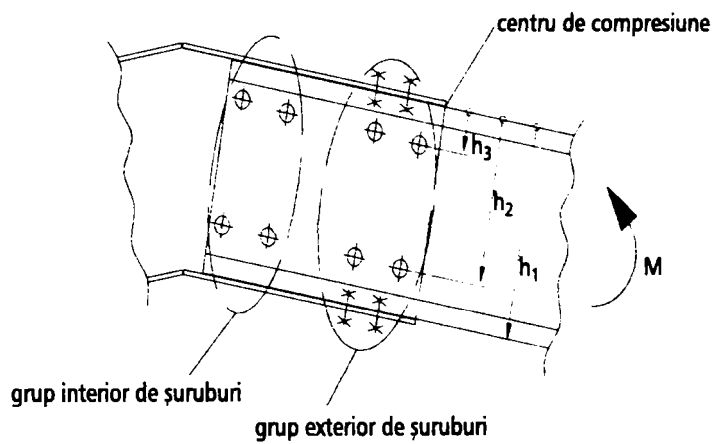


Figura B.2: Grupul exterior de șuruburi considerat în analiză

- La calculul componentelor s-au utilizat dimensiunile geometrice reale (măsurate) ale profilelor C

B.2 Secțiunea profilelor C

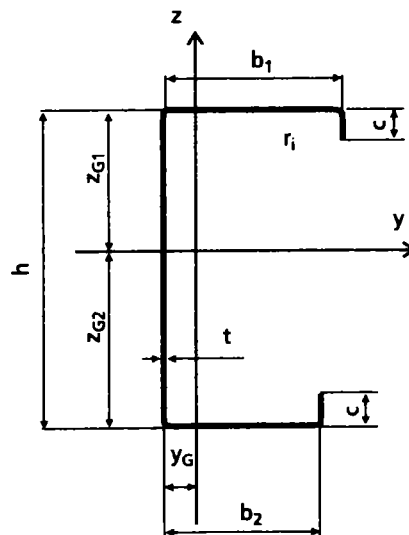


Figura B.3: Secțiunea transversală a profilului C

Tabela B.1: Geometria secțiunii C

h (mm)	b_1 (mm)	b_2 (mm)	c (mm)	r (mm)	t (mm)	R_{p02} (N/mm ²)
345	91.7	100.5	32.5	3.0	2.8	451.9

Identificarea componentelor

Conform EN 1993-1-8 (2003) se pot identifica următoarele componente ale îmbinării:

- Tălpile profilului C solicitat la compresiune / întindere
- Tălpile piesei de îmbinare solicitat la compresiune / întindere
- Rîndul 1, 4 de șuruburi solicitate la forfecare (tălpi)
- Peretele găurii din talpa profilului C supusă la compresiune
- Peretele găurii din talpa profilului de îmbinare la compresiune
- Rîndul 2, 3 de șuruburi solicitate la forfecare (inimă)
- Peretele găurii din inima profilului C la compresiune
- Peretele găurii din inima profilului de îmbinare la compresiune

În continuare este prezentat calculul rezistenței și rigidității acestor componente.

Calculul caracteristicilor mecanice ale componentelor

B.3 Tălpi ale elementelor în compresiune / întindere

B.3.1 Tălpile profilului cu pereți subțiri C solicitat la compresiune / întindere

- Rezistența: $F_{c,cf,Rd}$

$$F_{c,cf,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb,cf}} = \frac{117.38}{(345 - 3) \times 10^{-3}} = 343,22kN,$$

$$F_{t,cf,Rd} = F_{c,cf,Rd} = 343,22kN$$

- Rigiditate: $k_{c,cf,Rd}$

$$k_{c,fc,Rd} = \infty$$

B.3.2 Tălpile piesei de îmbinare solicitat la compresiune / întindere

- Rezistența: $F_{c,bf,Rd}$

$$F_{c,bf,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb,bf}} = \frac{268.05}{(365 - 8) \times 10^{-3}} = 750.84kN,$$

$$F_{c,bf,Rd} = 750,84kN$$

- Rigiditatea: $k_{c,cf,Rd}$

$$k_{c,fc,Rd} = \infty$$

B.4 Rîndul 1 și 4 de șuruburi (șuruburi pe tălpi)

4 șuruburi (2 rînduri de șuruburi conform EC3-1.8)

B.4.1 Șuruburi solificate la forfecare

– Rezistența: $F_{v,f,Rd}$

$$F_{v,f,Rd} = 4B_{s,Rd} = 4 \times \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 4 \times \frac{0.6 \times 600 \times 251 \times 10^{-3}}{1.00} = 361.44 \text{ kN},$$

$$F_{v,f,Rd} = 361.44 \text{ kN}$$

– Rigiditatea: $k_{v,f}$

$$k_{v,f} = \frac{16n_b d^2 f_{u,b}}{Ed_{M16}} = \frac{16 \times 2 \times 20^2 \times 600}{210000 \times 16} = 2,286 \text{ mm},$$

$$k_{v,f} = 2,286 \text{ mm}$$

B.4.2 Peretele găurii din profilul C supusă la compresiune

– Rezistența: $F_{b,cff,Rd}$

$$F_{b,cff,Rd} = \frac{2.5\alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3d_0} = 1 - \text{pentru primul și al doilea rînd de șuruburi}$$

$$F_{b,cff,Rd} = 4 \times \frac{2.5 \times 1.00 \times 519 \times 20 \times 2.8 \times 10^{-3}}{1.00} = 290.64 \text{ kN},$$

$$F_{b,cff,Rd} = 290.64 \text{ kN}$$

– Rigiditatea: $k_{b,cff}$

$$k_{b,cff} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

$$k_b = k_{b1} = 0.25 \frac{e_b}{d} + 0.5 \leq 1.25,$$

$$k_t = 1.5 \frac{t_j}{d_{M16}} \leq 2.5$$

$$k_{b1} = 1.25,$$

$$k_t = 1.5 \frac{2.8}{16} = 0.2625 \leq 2.5$$

$$k_{b,cff} = \frac{24 \times 2 \times 1.25 \times 0.2625 \times 20 \times 519}{210000} = 0.70065 \text{ mm}$$

$$k_{b,cff} = 0.70065 \text{ mm}$$

B.4.3 Peretele găurii din profilul de îmbinare supusă la compresiune

- Rezistența: $F_{b,bf,Rd}$

$$F_{b,bf,Rd} = \frac{2.5\alpha_b f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 20} = 0.83$$

- pentru primul rînd de șuruburi

$$\alpha_b = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{115}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1.67 > 1$$

- pentru al doilea rînd de șuruburi = 1,00

$$F_{b,bf,Rd} = 2 \times \frac{2.5 \times 0.83 \times 360 \times 20 \times 8 \times 10^{-3}}{1.00} +$$

$$+ 2 \times \frac{2.5 \times 1.00 \times 360 \times 20 \times 8 \times 10^{-3}}{1.00} = 527kN,$$

$$F_{b,bf,Rd} = 527kN$$

- Rigiditatea: $k_{b,bf}$

$$k_{b,bf} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

$$k_t = 1.5 \frac{8}{16} = 0.75 \leq 2.5$$

$$k_{b,bf} = \frac{24 \times 2 \times 1.125 \times 0.75 \times 20 \times 360}{210000} = 1.388mm$$

$$k_{b,bf} = 1.388mm$$

B.5 Rîndul 2 și 3 de șuruburi (șuruburi pe inimă)

2 șuruburi (echivalent cu 1 rînd de șuruburi conform EC3-1.8)

B.5.1 Șuruburi solificate la forfecare

- Rezistența: $F_{v,w,Rd}$ (2 șuruburi, 2 planuri de forfecare)

$$F_{v,w,Rd} = 2 \times 2B_{s,Rd} = 2 \times 2 \times \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 4 \times \frac{0.6 \times 600 \times 251 \times 10^{-3}}{1.00} = 361.44kN,$$

$$F_{v,w,Rd} = 361.44kN$$

- Rigiditatea: $k_{v,w}$

$$k_{v,w} = \frac{16n_b d^2 f_{u,b}}{Ed_{M16}} = 2 \times \frac{16 \times 1 \times 20^2 \times 600}{210000 \times 16} = 2.2857mm,$$

$$k_{v,w} = 2.2857mm$$

B.5.2 Peretele găurii din profilul C supusă la compresiune

– Rezistența: $F_{b,cfw,Rd}$

$$F_{b,cfw,Rd} = \frac{2.5\alpha_b f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3d_0} = 1 \text{ - pentru primul și al doilea rînd de șuruburi}$$

$$F_{b,cfw,Rd} = 2 \times 2 \times \frac{2.5 \times 1.0 \times 519 \times 20 \times 2.8 \times 10^{-3}}{1.00} = 290.64$$

$$F_{b,cfw,Rd} = 290.64 \text{ kN}$$

– Rigiditatea: $k_{b,cfw}$

$$k_{b,cfw} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

$$k_b = k_{b1} \leq 1.25,$$

$$k_t = 1.5 \frac{t_j}{d_{M16}} \leq 2.5$$

$$k_{b1} = 1.25,$$

$$k_t = 1.5 \frac{2.8}{16} = 0.2625 \leq 2.5$$

$$k_{b,cfw} = 2 \times \frac{24 \times 1 \times 1.25 \times 0.2625 \times 20 \times 519}{210000} = 0.7785 \text{ mm}$$

(2 × două planuri de forfecare)

$$k_{b,cfw} = 0.7785 \text{ mm}$$

B.5.3 Peretele găurii din profilul de îmbinare supusă la compresiune

– Rezistența: $F_{b,bw,Rd}$

$$F_{b,bw,Rd} = \frac{2.5\alpha_b f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = 1 \text{ - pentru ambele rînduri de șuruburi}$$

$$F_{b,bw,Rd} = 2 \times \frac{2.5 \times 1.00 \times 360 \times 20 \times 8 \times 10^{-3}}{1.00} = 288 \text{ kN}$$

$$F_{b,bw,Rd} = 288 \text{ kN}$$

– Rigiditatea: $k_{b,bw}$

$$k_{b,bw} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

$$k_t = 1.5 \frac{8}{16} = 0.75 \leq 2.5,$$

$$k_b = k_{b1} \leq 1.25$$

$$k_{b,bw} = \frac{24 \times 1 \times 1.25 \times 0.75 \times 20 \times 360}{210000} = 0.7714mm$$

$$k_{b,bw} = 0.7714mm$$

B.6 Momentul capabil – specimen RIS FB

- $F_{c,cf,Rd} = 343.22kN$ (Tălpile profilului C solicitat la compresiune / întindere)
 $F_{c,bf,Rd} = 750.84kN$ (Tălpile piesei de îmbinare solicitat la compresiune / întindere)
 $F_{v,f,Rd} = 361.44kN$ (Rîndul 1, 4 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $F_{b,cf,Rd} = 290.64kN$ (Peretele găurii din talpa profilului C supusă la compresiune)
 $F_{b,bf,Rd} = 527kN$ (Peretele găurii din talpa profilului de îmbinare la compresiune)
 $F_{v,w,Rd} = 361.44kN$ (Rîndul 2, 3 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $F_{b,cfw,Rd} = 290.64kN$ (Peretele găurii din inima profilului C la compresiune)
 $F_{b,bw,Rd} = 288kN$ (Peretele găurii din inima profilului de îmbinare la compresiune)
 $k_{c,fc,Rd} = \infty$
 $k_{v,f} = 2.286mm$ (Rîndul 1, 4 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $k_{b,cfj} = 0.7785mm$ (Peretele găurii din talpa profilului C supusă la compresiune)
 $k_{b,bf} = 1.388mm$ (Peretele găurii din talpa profilului de îmbinare la compresiune)
 $k_{v,w} = 2.2857mm$ (Rîndul 2, 3 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $k_{b,cfw} = 0.7785mm$ (Peretele găurii din inima profilului C la compresiune)
 $k_{b,bw} = 0.7714mm$ (Peretele găurii din inima profilului de îmbinare la compresiune)

Asamblarea componentelor

Tabela B.2: Matricea de rezistență a nodului de coamă

Resistance	Bracket		Bolt	Cold formed section		$F_{rd,row}$
	Tens/comp	Bearing	Shear	Bearing	Tens/comp	
Bolt row 1	750.84	527.04	361.44	290.64	343.22	290.64
Bolt row 2		288.00	361.44	290.64		288.00
Bolt row 3		288.00	361.44	290.64		288.00
Bolt row 4	750.84	527.04	361.44	290.64	343.22	290.64

Tabela B.3: Matricea de rigiditate a nodului de coamă

Stiffness	Bracket		Bolt	Cold formed section		$F_{rd,row}$
	Tens/comp	Bearing	Shear	Bearing	Tens/comp	
Bolt row 1	infinite	1.3886	2.2857	0.7785	infinite	0.4095
Bolt row 2		0.7714	2.2857	0.7785		0.3313
Bolt row 3		0.7714	2.2857	0.7785		0.3313
Bolt row 4	infinite	1.3886	2.2857	0.7785	infinite	0.4095

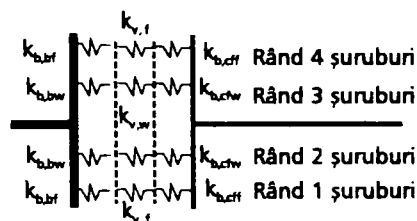


Figura B.4: Ansamblul de componente nod coamă

B.6.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)

$$F_{t1,rd} = \min(F_{v,f,Rd}, F_{b,cf,Rd}, F_{b,bf,Rd})$$

$$F_{t1,Rd} = \min[F_{v,Rd,i}, F_{b,cf,Rd,i}, F_{b,bf,d,i}] = 290.64kN$$

B.6.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)

$$F_{t2,rd} = \min(F_{v,w,Rd}, F_{b,cfw,Rd}, F_{b,bw,Rd})$$

$$F_{t2,Rd} = \min[F_{v,Rd,i}, F_{b,cfw,Rd,i}, F_{b,bw,d,i}] = 288kN$$

B.6.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)

$$F_{t3,rd} = \min(F_{v,w,Rd}, F_{b,cfw,Rd}, F_{b,bw,Rd})$$

$$F_{t3,Rd} = \min[F_{v,Rd,i}, F_{b,cfw,Rd,i}, F_{b,bw,d,i}] = 288kN$$

B.6.4 Momentul capabil al îmbinării specimen RIS-FB

$F_{tx,Rd} \geq 1.9F_{t,Rd}$ și $F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} \cdot \frac{h_r}{h_x}$ nu se impune în cazul de față.

$$F_{t1,Rd} \leq F_{tx,Rd} \cdot \frac{h_r}{h_x}$$

$$M_{j,Rd} = \sum_r F_{tr,Rd} h_r = 290.64x(345) + 288x(285 + 65) = 201.07kNm$$

$$M_{j,Rd} = \min(M_{j,Rd}, M_{cf,Rd})$$

$$M_{j,Rd} = \min[193.88, 117, 8] = 117.8kNm, \quad M_{j,Rd} = 117.8kNm$$

Momentul elastic:

$$M_{j,Ed} = 0.9 \times 117.8 = 106.02kNm, \quad M_{j,Ed} = 106.02kNm$$

B.7 Rigiditate – specimen RIS-FB

B.7.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}}$$

$$k_{eff,1} = k_{eff,4} = \frac{1}{\frac{1}{k_{v,f}} + \frac{1}{k_{b,eff}} + \frac{1}{k_{b,bf}}}$$

$$k_{eff,1} = k_{eff,4} = \frac{1}{\frac{1}{2.2857} + \frac{1}{0.7785} + \frac{1}{1.3886}} = 0.4095mm$$

B.7.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{v,w}} + \frac{1}{k_{b,cwf}} + \frac{1}{k_{b,bw}}}$$

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{2.2857} + \frac{1}{0.7785} + \frac{1}{0.7714}} = 0.3313mm$$

B.7.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\frac{1}{k_{v,w}} + \frac{1}{k_{b,cwf}} + \frac{1}{k_{b,bw}}}$$

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\frac{1}{2.2857} + \frac{1}{0.7785} + \frac{1}{0.7714}} = 0.3313mm$$

B.7.4 Rigiditatea echivalentă a rîndurilor de șuruburi 1-3

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}}, \quad z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} = \frac{0.4095 \times 345 + 0.3313 \times 285 + 0.3313 \times 65}{299.5} = 0.8587mm$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = \frac{0.4095 \times 345^2 + 0.3313 \times 285^2 + 0.3313 \times 65^2}{0.4095 \times 345 + 0.3313 \times 285 + 0.3313 \times 65} = 299.5mm$$

B.7.5 Rigiditatea flexurală a nodului

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_{i=1}^3 \frac{1}{k_i}} = \frac{S_{j,ini}}{\mu}$$

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_{i=1}^3 1/k_i} = \frac{Ez^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_{eff,4}}} = \frac{210000 \times 299.5^2 \times 10^{-6}}{\frac{1}{0.8587} + \frac{1}{0.4095}} = 5224 \text{ kNm/rad}$$

B.7.6 Diagrama M- Φ – RIS FB

$$S_{j,ini} = 5224 \text{ kNm/rad (analytic)}$$

$$S_{j,ini} = 6026 \text{ kNm/rad (experimental)}$$

$$M^{\max} = 108 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Rd} = 117.8 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Ed} = 0.9 \times 117.8 = 106 \text{ kNm}$$

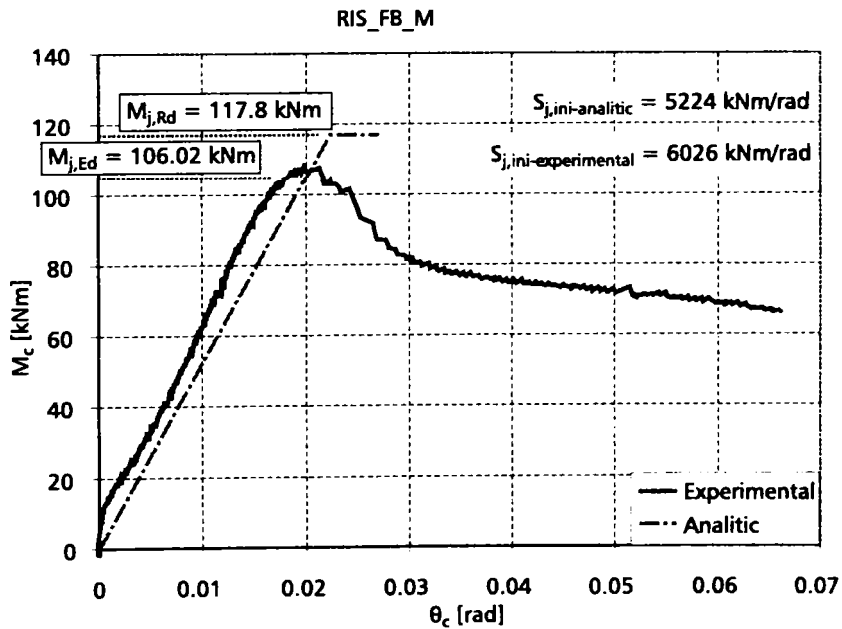


Figura B.5: Diagrame moment rotire analitic vs experimental – RIS-FB

B.8 Calculul caracteristicilor mecanice ale îmbinării de streășină de tip KIP-FB

Componente asemănătoare cu specimenul RIS FB

- $F_{c,cf,Rd} = 343,22kN$ (Tălpile profilului C solicitat la compresiune / întindere)
 $F_{c,bf,Rd} = 750.84kN$ (Tălpile piesei de îmbinare solicitat la compresiune / întindere)
 $F_{v,f,Rd} = 361.44kN$ (Rîndul 1, 4 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $F_{b,cf,Rd} = 290.64kN$ (Peretele găurii din talpa profilului C supusă la compresiune)
 $F_{b,bf,Rd} = 527kN$ (Peretele găurii din talpa profilului de îmbinare la compresiune)
 $F_{v,w,Rd} = 361.44kN$ (Rîndul 2, 3 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $F_{b,cfw,Rd} = 290.64kN$ (Peretele găurii din inima profilului C la compresiune)
 $F_{b,bw,Rd} = 288kN$ (Peretele găurii din inima profilului de îmbinare la compresiune)
 $k_{c,fc,Rd} = \infty$
 $k_{v,f} = 2,286mm$ (Rîndul 1, 4 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $k_{b,cf} = 0.7785mm$ (Peretele găurii din talpa profilului C supusă la compresiune)
 $k_{b,bf} = 1.388mm$ (Peretele găurii din talpa profilului de îmbinare la compresiune)
 $k_{v,w} = 2.2857mm$ (Rîndul 2, 3 de șuruburi solicitate la forfecare)
 $k_{b,cfw} = 0.7785mm$ (Peretele găurii din inima profilului C la compresiune)
 $k_{b,bw} = 0.7714mm$ (Peretele găurii din inima profilului de îmbinare la compresiune)

Tabela B.4: Matricea de rezistență a nodului de streășină

Resistance	Bracket		Bolt	Cold formed section		$F_{rd,row}$
	Tens/comp	Bearing	Shear	Bearing	Tens/comp	
Bolt row 1	750.84	527.04	361.44	290.64	343.22	290.64
Bolt row 2		288.00	361.44	290.64		288.00
Bolt row 3		288.00	361.44	290.64		288.00
Bolt row 4	750.84	527.04	361.44	290.64	343.22	290.64

Tabela B.5: Matricea de rigiditate a nodului de streășină

Stiffness	Bracket		Bolt	Cold formed section		$F_{rd,row}$
	Tens/comp	Bearing	Shear	Bearing	Tens/comp	
Bolt row 1	infinite	1.3886	2.2857	0.7785	infinite	0.4095
Bolt row 2		0.7714	2.2857	0.7785		0.3313
Bolt row 3		0.7714	2.2857	0.7785		0.3313
Bolt row 4	infinite	1.3886	2.2857	0.7785	infinite	0.4095

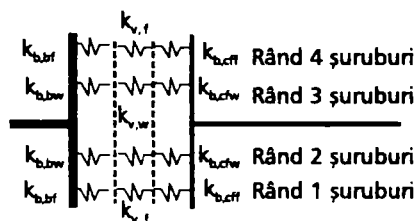


Figura B.6: Ansamblul de componente nod streășină

B.8.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)

$$F_{t1,rd} = \min(F_{v,f,Rd}, F_{b,cfw,Rd}, F_{b,bf,Rd})$$

$$F_{t1,Rd} = \min[F_{v,Rd,i}, F_{b,cfw,Rd,i}, F_{b,bf,d,i}] = 290.64kN$$

B.8.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)

$$F_{t2,rd} = \min(F_{v,w,Rd}, F_{b,cfw,Rd}, F_{b,bw,Rd})$$

$$F_{t2,Rd} = \min[F_{v,Rd,i}, F_{b,cfw,Rd,i}, F_{b,bw,d,i}] = 288kN$$

B.8.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)

$$F_{t3,rd} = \min(F_{v,w,Rd}, F_{b,cfw,Rd}, F_{b,bw,Rd})$$

$$F_{t3,Rd} = \min[F_{v,Rd,i}, F_{b,cfw,Rd,i}, F_{b,bw,d,i}] = 288kN$$

B.8.4 Momentul capabil al îmbinării specimen KIP-FB

$F_{tx,Rd} \geq 1.9F_{t,Rd}$ și $F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} \cdot \frac{h_r}{h_x}$ nu se impune în cazul de față.

$$F_{t1,Rd} \leq F_{tx,Rd} \cdot \frac{h_r}{h_x}$$

$$M_{j,Rd} = \sum_r F_{tr,Rd} h_r = 290.64x(345) + 288x(285 + 65) = 201.07kNm$$

$$M_{j,Rd} = \min(M_{j,Rd}, M_{cf,Rd})$$

$$M_{j,Rd} = \min[201.07, 117.8] = 117.8kNm, \quad M_{j,Rd} = 117.8kNm$$

Momentul elastic:

$$M_{j,Ed} = 0.9 \times 117.8 = 106.02kNm, \quad M_{j,Ed} = 106.02kNm$$

B.9 Rigiditate – specimen KIP FB

B.9.1 Rîndul 1 de șuruburi (talpă)

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}}$$

$$k_{eff,1} = k_{eff,4} = \frac{1}{\frac{1}{k_{v,f}} + \frac{1}{k_{b,eff}} + \frac{1}{k_{b,bf}}}$$

$$k_{eff,1} = k_{eff,4} = \frac{1}{\frac{1}{2.2857} + \frac{1}{0.7785} + \frac{1}{1.3886}} = 0.4095mm$$

B.9.2 Rîndul 2 de șuruburi (inimă)

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{v,w}} + \frac{1}{k_{b,cwf}} + \frac{1}{k_{b,bw}}}$$

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{2.2857} + \frac{1}{0.7785} + \frac{1}{0.7714}} = 0.3313mm$$

B.9.3 Rîndul 3 de șuruburi (inimă)

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\frac{1}{k_{v,w}} + \frac{1}{k_{b,cwf}} + \frac{1}{k_{b,bw}}}$$

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\frac{1}{2.2857} + \frac{1}{0.7785} + \frac{1}{0.7714}} = 0.3313mm$$

B.9.4 Rigiditatea echivalentă a rîndurilor de șuruburi 1-3

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}}, \quad z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} = \frac{0.4095 \times 345 + 0.3313 \times 285 + 0.3313 \times 65}{299.5} = 0.8587mm$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = \frac{0.4095 \times 345^2 + 0.3313 \times 285^2 + 0.3313 \times 65^2}{0.4095 \times 345 + 0.3313 \times 285 + 0.3313 \times 65} = 299.5mm$$

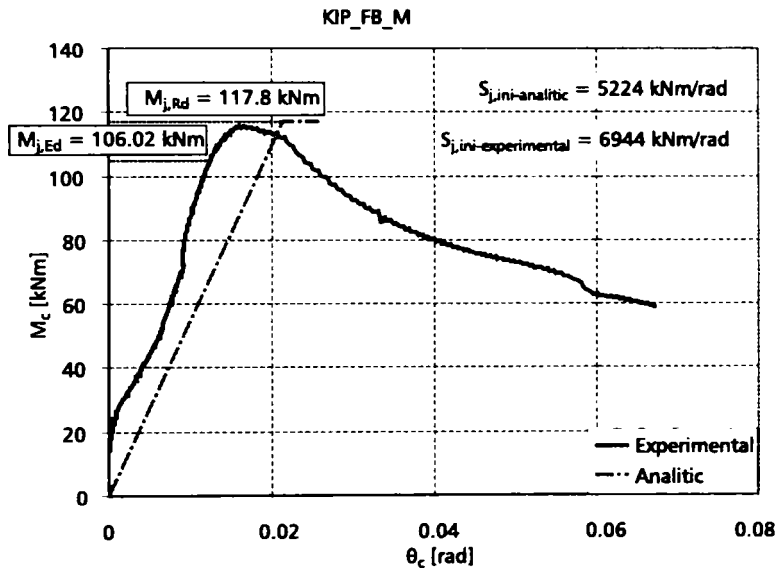


Figura B.7: Diagrame de moment rotire analitic vs experimental – KIP-FB

B.9.5 Rigiditatea flexurală a nodului

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_{i=1}^3 \frac{1}{k_i}} = \frac{S_{j,ini}}{\mu}$$

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_{i=1}^3 1/k_i} = \frac{Ez^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_{eff,4}}} = \frac{210000 \times 299.5^2 \times 10^{-6}}{\frac{1}{0.8587} + \frac{1}{0.4095}} = 5224 \text{ Nm/rad}$$

B.9.6 M- ϕ diagram – KIP FB

$$S_{j,ini} = 5224 \text{ kNm/rad (analytic)}$$

$$S_{j,ini} = 6944 \text{ Nm/rad (experimental)}$$

$$M^{\text{exp}} = 116.7 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Rd} = 117.8 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Ed} = 0.9 \times 117.8 = 106 \text{ kNm}$$

Anexa C

Proiectarea cadrului din profile formate la rece

C.1 Proiectarea pe cale tradițională

Acest exemplu consideră proiectarea cadrului principal al unei structuri realizate din profile cu pereți subțiri pe cale tradițională – considerînd în analiza cadrului nodurile continue. Cadrul de referință este alcătuit din profile formate la rece de tip C (cadrul testat la capitolul 5), avînd nodurile de coamă și streășină de forma celor studiate în capitolele anterioare (cap. 3 și 4). Stîlpii la bază sînt considerate articulați în fundație.

Geometria cadrului: 12 m deschidere interax și 4 m înălțime, cadrul se consideră izolat dintr-o structură cu travee de 5 m.

Închiderile (acoperiș și perete) se consideră realizate din pane de acoperiș și rigle de pereți de tip Z, peste care se dispun table cutate. Dimensionarea elementelor secundare nu se detaliază în prezentul exemplu.

Proiectarea cadrului se va face urmînd norma de proiectare EN 1993-1-3 și necesită următorii pași:

- Pas1: Idealizare, modelare structură, elemente considerate ca bare, introducerea proprietăți caracteristice elemente în funcție de analiza decisă
- Pas2: Determinare încărcări în funcție de standardele naționale
- Pas3: Predimensionare bazată pe experiență anterioară sau modele simplificate de calcul
- Pas4: Analiză globală în vederea determinării eforturilor în elementele structurii
- Pas5: Verificare elemente structurale în SLR, SLEN, verificare stabilitate elemente
- Pas6: Ajustare secțiunilor elementelor, care nu corespund la verificările de la pasul 5 sau se dovedesc a fi supradimensionate
- Pas 7/8: Eforturile și secțiunile rezultate se consideră date de intrare pentru proiectarea îmbinărilor și verificarea acestora

În cele ce urmează se prezintă proiectarea cadrului de referință urmînd calea tradițională de proiectare.

Pas 1: Idealizare, modelare structură, elemente considerate ca bare, introducerea proprietății caracteristice elemente în funcție de analiza decisă

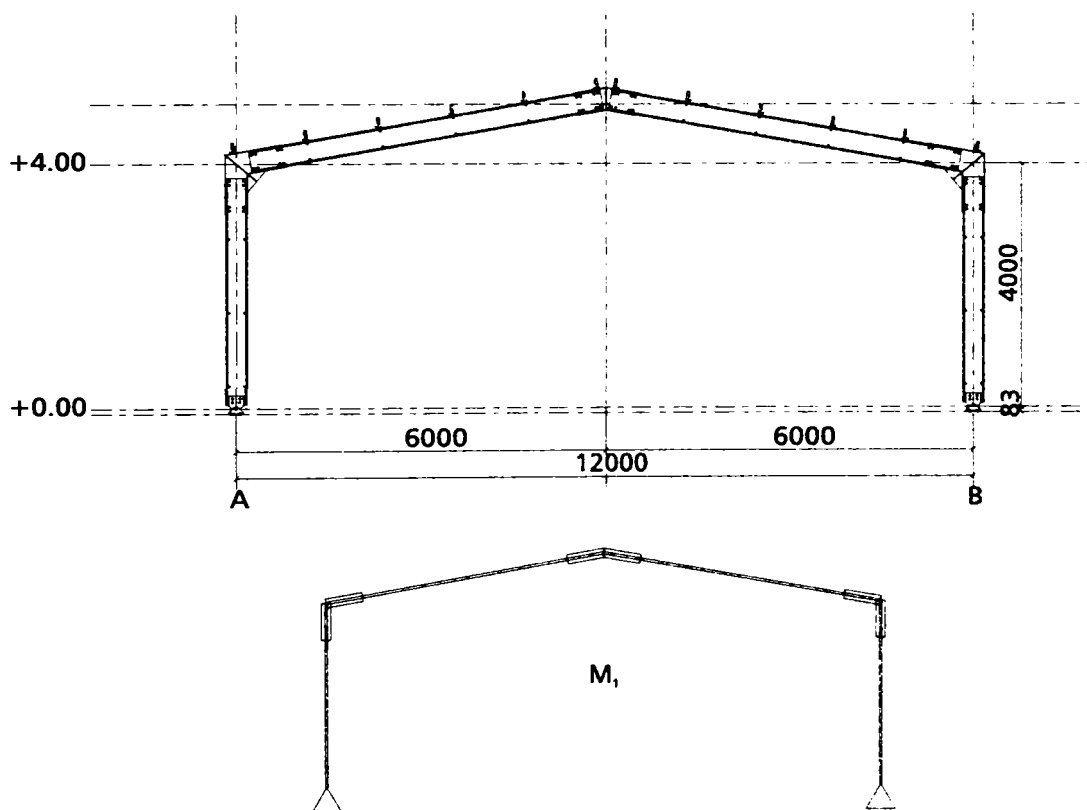


Figura C.1: Forma cadrului și modelarea structurii pentru analiză

Pas 2: Determinare încărcări în funcție de standardele naționale

Încărcările pe cadru:

- încărcarea proprie a închiderilor: 0.35 kN/m^2 ($\gamma_{SLU} = 1,1$; $\gamma_{SLEN} = 1,0$)
 - încărcare din vânt: 0.58 kN/m^2 ($\gamma_{ULS} = 1.2$)
 - încărcare din zăpadă: 0.72 kN/m^2 ($\gamma_{SLU} = 2,0$; $\gamma_{SLEN} = 0,3$)
 - încărcare seismică: forță orizontală echivalentă 13.5 kN
- Greutatea proprie a cadrului se va lua în mod automat de programul de calcul.

Pas 3: Predimensionare bazată pe experiență anterioară sau modele simplificate de calcul

Pe bază de experiență anterioară se aleg profile C350/3,0 spate-n spate atât pentru secțiunea stîlpului cît și pentru secțiunea grinzii.

Pas 4: Analiză globală în vederea determinării eforturilor în elementele structurii: Cadru cu noduri rigide – diagrame de eforturi

Pe baza analizei structurii supuse la încărcările date au rezultat următoarele diagrame de eforturi în gruparea cea mai defavorabilă (fundamentală: greutate proprie+zăpadă):

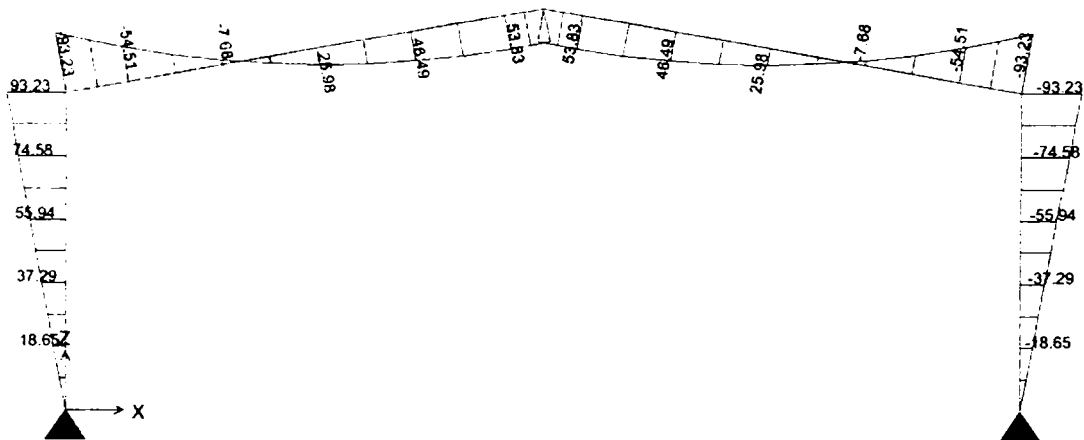


Figura C.2: Diagrama de momente încovoietoare

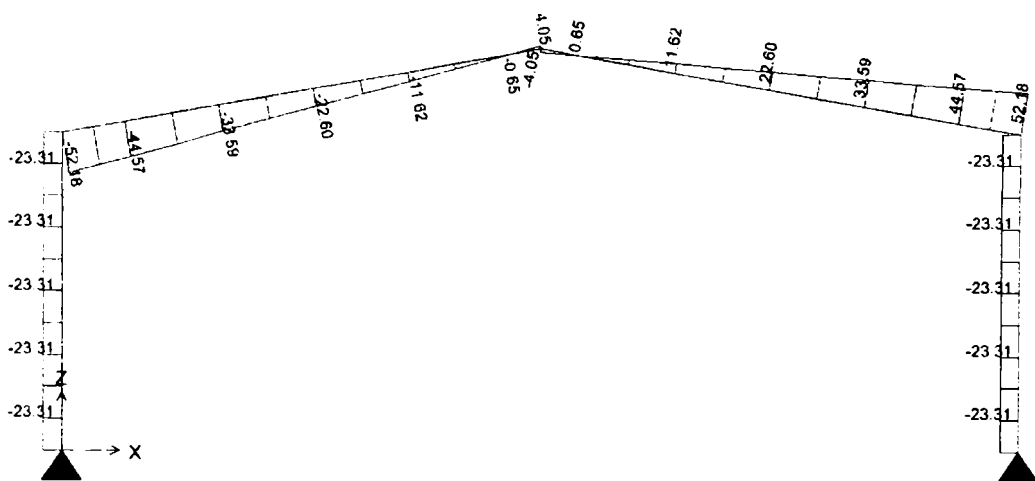


Figura C.3: Diagrama de forțe tăietoare

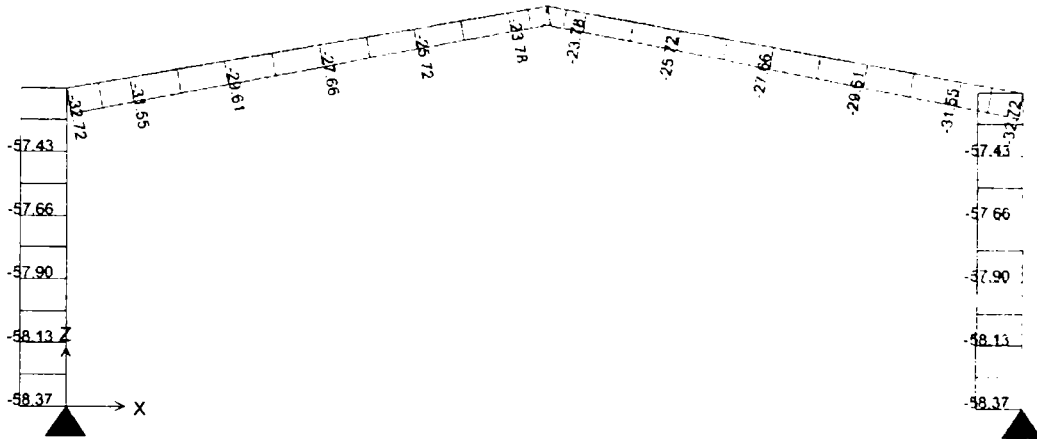


Figura C.4: Diagrama de forțe axiale

Pas 5: Verificare elemente structurale în SLU, SLEN, verificare stabilitate elemente

Se verifică elementul grindă și stîlp realizată din 2C350/3, furnizor Lindab:

Calculul de verificare a riglei în secțiunea cea mai solicitată (cazul cadrului cu îmbinări continue) ajunge la următoarea ecuații de interacțiune:

A) Verificarea de rezistență a grinzii (încovoiere cu compresiune):

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.661$$

B) Verificarea grinzii la flambaj prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare a fenomenul de încovoiere-răsucire "LT"):

$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.744$$

C) Verificarea de rezistență a stîlpului (încovoiere cu compresiune):

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.922$$

D) Verificarea stîlpului la flambaj prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare a fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”):

$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.991$$

Calculul detaliat vezi în Anexa D.

Pas 6: Ajustare secțiunilor elementelor, care nu corespund la verificările de la pasul 5 sau se dovedesc a fi supradimensionate

Elementele se consideră corespunzătoare.

Pas 7/8: Eforurile și secțiunile rezultate se consideră date de intrare pentru proiectarea îmbinărilor și verificarea acestora

Dimensionarea îmbinărilor de coamă și streășină.

C.2 Proiectarea pe cale inovativă

Același exemplu de proiectarea cadrului principal al unei structuri realizate din profile cu pereți subțiri se va relua urmînd calea inovativă de proiectare – considerînd în analiza cadrului nodurile semi-rigide. Cadrul de referință identic celui de la punctul anterior.

Pas 1: Concepție structurală: Modelarea structurii prin modelarea comportării estimate ale nodurilor, se configurează nodurile (tip, număr șuruburi, dispunere etc.)

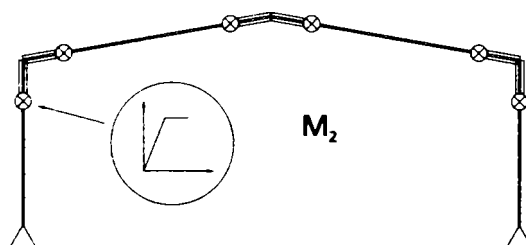


Figura C.5: Modelarea structurii pentru analiză cu noduri semi-rigide

Pentru simplitate se aleg configurațiile de noduri de coamă și streășină testate și configurate. Pot fi alese configurații similare celor analizate, cu alte dimensiuni și alt număr de șuruburi. Se va respecta condiția ca lungimea îmbinării să fie min 450 mm.

Pas 2: Evaluare încărcări și predimensionare

Sînt valabile încărcările prezentate în pasul 2 din calculul anterior.

Pas 3: Alegere elemente și clasificarelor

Pe bază de experiență anterioară se aleg profile C350/3,0 spate-n spate atît pentru secțiunea stîlpului cît și pentru secțiunea grinzii.

Atît elementele structurii cît și nodurile sînt modelate prin răspunsurile mecanice caracteristice, care devin date de intrare ale analizei. Nodurile se vor modela prin resorturi, atribuind acestora rigiditatea flexurală evaluată prin metoda componentelor propusă.

În urma clasificării nodurilor conform EN1993-1.8 după rigiditate rezultă că nodurile sînt semi-rigide.

Pas 4: Determinare proprietăți mecanice și analiză

Deoarece analiza se va face în domeniul elastic, este suficient considerarea doar a rigidității nodului pentru analiză.

Evaluarea rigidității și rezistenței nodului se va face prin metoda componentelor, metodă propusă de autor în cap. 4.

$$\text{Rezultă } S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_{i=1}^3 1/k_i} = 5224 \text{ kNm/rad și } M_{j,Ed} = 106.02 \text{ kNm}$$

Pas 5: Cadru cu noduri semi-rigide – diagrame de eforturi

În cazul de față s-au folosit următoarele ipoteze la determinarea rigidității nodurilor:

- S-a luat în considerare în analiză doar grupul exterior de șuruburi (fig. 1.1.2). La identificarea caracteristicilor principale ale îmbinării în metoda componentelor doar la aceste șuruburi se face referire.
- Centrul de compresiune a fost considerat la fața exterioară a tălpii profilului C format la rece (fig. 1.1.2).
- La calculul componentelor s-au utilizat dimensiunile geometrice reale (măsurate) ale profilelor C

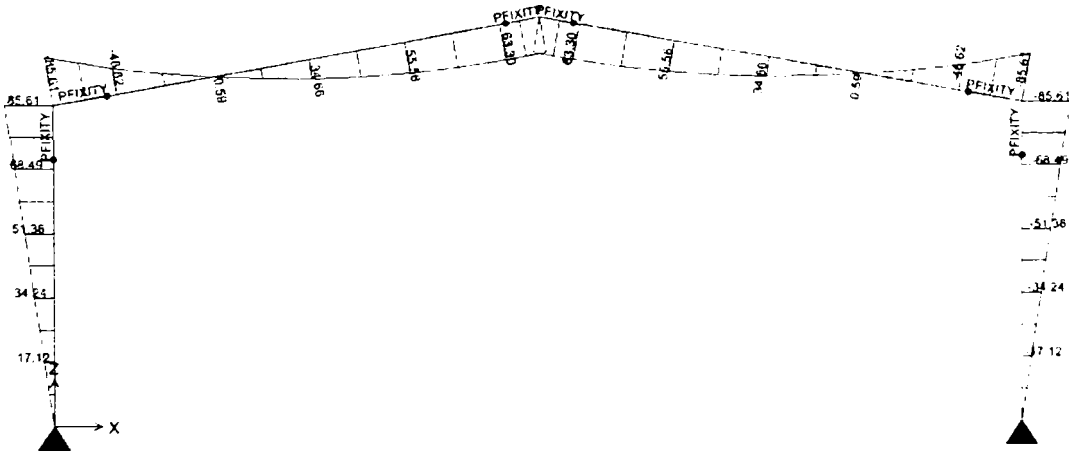


Figura C.6: Diagrama de momente încovoietoare

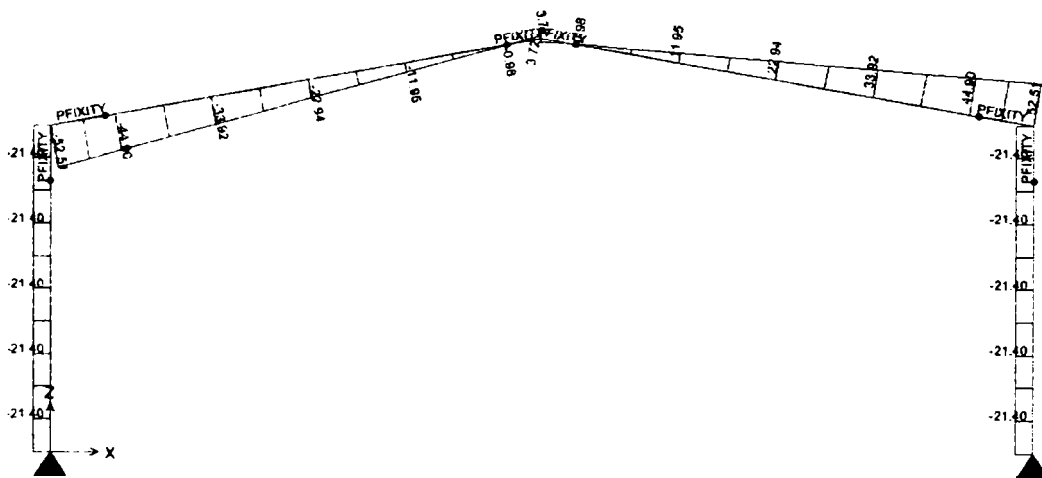


Figura C.7: Diagrama de forțe tăietoare

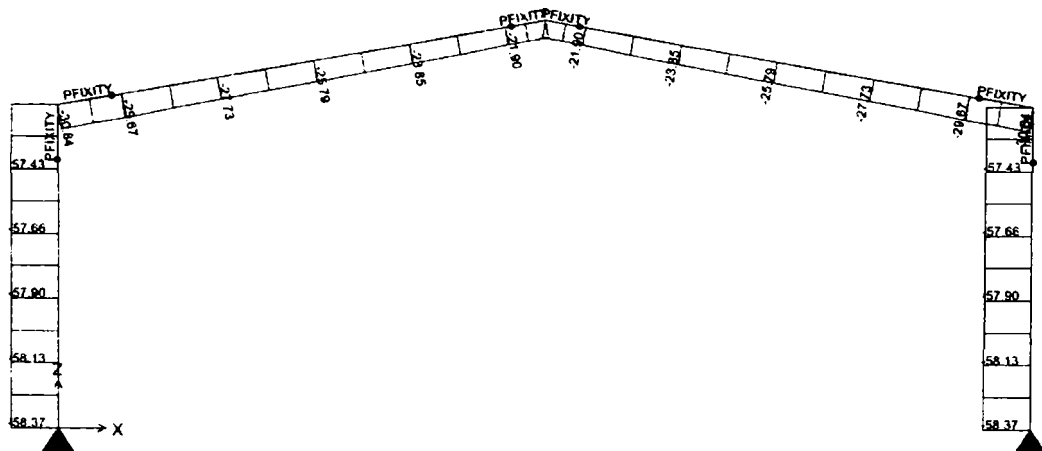


Figura C.8: Diagrama de forțe axiale

Pas 6: Verificare elemente structurale în SLU, SLEN, verificare stabilitate elemente

Se verifică elementul grindă și stîlp realizată din 2C350/3, tip LINDAB:

Calculul de verificare a riglei în secțiunea cea mai solicitată (cazul cadrului cu îmbinări continue) ajunge la următoarea ecuații de interacțiune:

A) Verificarea de rezistență a grinzii (încovoiere cu compresiune):

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_y Sd + \Delta M_y Sd}{f_y \cdot \frac{W_{y,eff}}{1.1}} = 0.736$$

B) Verificarea grinzii la flambaj prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare a fenomenul de încovoiere-răsucire "LT"):

$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_y Sd + \Delta M_y Sd}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{y,eff}}{1.1}} = 0.822$$

C) Verificarea de rezistență a stîlpului (încovoiere cu compresiune):

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_y Sd + \Delta M_y Sd}{f_y \cdot \frac{W_{y,eff}}{1.1}} = 0.855$$

D) Verificarea stîlpului la flambaj prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare a fenomenul de încovoiere-răsucire "LT"):

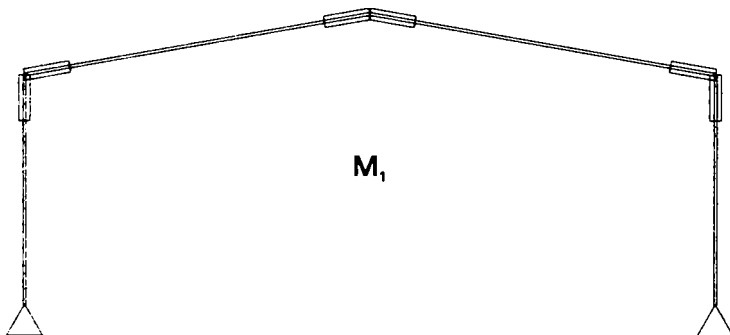
$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_y Sd + \Delta M_y Sd}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{y,eff}}{1.1}} = 0.926$$

Structura se consideră adecvată. Calculul detaliat vezi în Anexa D.

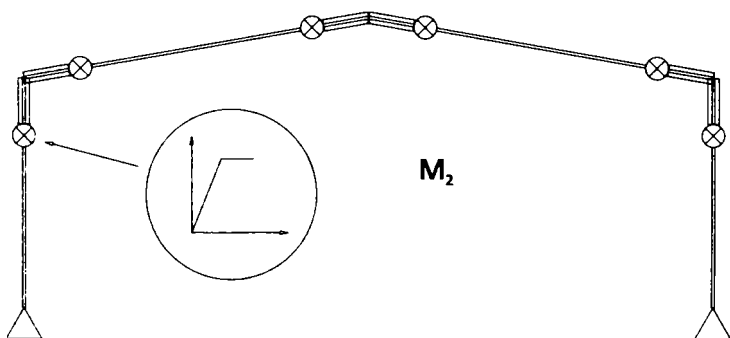
Anexa D

Verificarea elementelor cadrului din profile formate la rece

Anexa prezintă verificarea elementelor cadrului în cele două variante D1, D2 Calcul de rezistență și stabilitate considerând cadru cu îmbinări continue



D3, D4 Calcul de rezistență și stabilitate considerând cadru cu îmbinări semi-rigide



D.1 Calculul de verificare a riglei, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări continue

Se verifică secțiunea realizată din 2C350/3, tip LINDAB:

Caracteristici secționale brute	Caracteristici secționale eficace		
$A = 34.48cm^2$			
$I_y = 6162.71cm^4$	$A_{eff} = 18.32cm^2$		
$I_z = 1992.2cm^4$	$I_{y,eff} = 5413.22cm^4$	$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$	$\beta_A = 0.531$
$I_\omega = 103591cm^6$	$W_{y,eff} = 284.69cm^3$		
$I_t = 0.9664cm^4$			

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad i_y = 13.369cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad i_z = 7.601cm$$

Lungimi / Lungimi de flambaj ale elementelor

$$L = 6100mm$$

$$L_T = 3050mm$$

$$L_{fy} = LL_{fy} = 6100mm$$

$$L_{fz} = 1200mm - \text{distanța dintre pane}$$

$$E = 210000 N/mm^2$$

$$f_y = 350 N/mm^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 76.953$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = 45.628$$

$$\lambda_{y\text{bar}} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{y\text{bar}} = 0.432$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + 0.21(\lambda_{y\text{bar}} - 0.2) + \lambda_{y\text{bar}}^2]$$

$$\phi_y = 0.618$$

$$x_y = if \left[\frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{y\text{bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{y\text{bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right]$$

$$x_y = 0.944$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = 52.623$$

$$\lambda_{z\text{bar}} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{z\text{bar}} = 0.15$$

$$\begin{aligned}\phi_z &= 0.5 \cdot [1 + 0.34(\lambda_{z \text{ bar}} - 0.2) + \lambda_{z \text{ bar}}^2] & \phi_z &= 0.503 \\ x_z &= \text{if} \left[\frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right] & x_z &= 1 \\ \lambda_{\text{bar } F} &= \text{if}(\lambda_{z \text{ bar}} > \lambda_{y \text{ bar}}, \lambda_{z \text{ bar}}, \lambda_{y \text{ bar}}) & \lambda_{\text{bar } F} &= 0.432 \\ x_m &= \text{if}(x_y < x_z, x_y, x_z) & x_m &= 0.944 \\ N_{b \text{ Rd}} &= x_m \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{1.1} & N_{b \text{ Rd}} &= 550.33 \text{ kN}\end{aligned}$$

Flambajul prin răsucire sau incovoiere-răsucire

$$\begin{aligned}y_0 &= 0 \text{ cm} - \text{secțiune dublu simetrică} \\ i_0 &= (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2)^{0.5} & i_0 &= 15.379 \text{ cm} \\ \sigma_{\text{cr } T} &= \frac{1}{A \cdot i_0^2} \left(G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_\omega}{L_T^2} \right) & \sigma_{\text{cr } T} &= 293 \text{ N/mm}^2 \\ \beta &= 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 & \beta &= 1 \\ \sigma_{\text{cr } y} &= \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{fy}}{i_y} \right)^2} & \sigma_{\text{cr } y} &= 996 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{\text{cr } TF} &= \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{\text{cr } y} + \sigma_{\text{cr } T}) - \sqrt{(\sigma_{\text{cr } y} + \sigma_{\text{cr } T})^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{\text{cr } y} \cdot \sigma_{\text{cr } T}} \right] & \sigma_{\text{cr } TF} &= 293 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{\text{cr}} &= \text{if}(\sigma_{\text{cr } TF} < \sigma_{\text{cr } T}, \sigma_{\text{cr } TF}, \sigma_{\text{cr } T}) & \sigma_{\text{cr}} &= 293 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{\text{bar } T} &= \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{cr}}}} \cdot \sqrt{\beta_A} & \lambda_{\text{bar } T} &= 0.797 \\ \lambda_{\text{bar } FT} &= \text{if}(\lambda_{\text{bar } T} > \lambda_{\text{bar } F}, \lambda_{\text{bar } T}, \lambda_{\text{bar } F}) & \lambda_{\text{bar } FT} &= 0.797 \\ \phi_{FT} &= 0.5 \cdot [1 + 0.34(\lambda_{\text{bar } FT} - 0.2) + \lambda_{\text{bar } FT}^2] & \phi_{FT} &= 0.919 \\ x_{FT} &= \frac{1}{\phi_{FT} + (\phi_{FT}^2 - \lambda_{\text{bar } FT}^2)^{0.5}} & x_{FT} &= 0.726 \\ x_{\text{min}} &= \text{if}(x_m < x_{FT}, x_m, x_{FT}) & x_{\text{min}} &= 0.726\end{aligned}$$

Calculul momentului critic

$$\begin{aligned}C_1 &= 1 \\ l &= L_T \\ M_{\text{cr}} &= C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{l^2} \cdot \left(\frac{I_\omega}{I_z} + l^2 \cdot G \cdot \frac{I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0.5} & M_{\text{cr}} &= 325.44 \text{ kN m} \\ \lambda_{LT} &= \sqrt{f_y \cdot \frac{W_{y \text{ eff}}}{M_{\text{cr}}}} & \lambda_{LT} &= 0.553 \\ \phi_{LT} &= 0.5 \cdot [1 + 0.21(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] & \phi_{LT} &= 0.69\end{aligned}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} \quad x_{LT} = 0.907$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \cdot W_{yeff} \cdot \frac{f_y}{1.1} \quad M_{bRd} = 82.145 \text{ kNm}$$

Verificarea de stabilitate din încovoiere cu compresiune

$$N_{Sd} = 34.33 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{ySd1} = -93.23 \text{ Nmm}$$

$$\Delta M_{ySd2} = 25.98 \text{ Nmm}$$

$$\Delta M_{ySd} = 0 \text{ Nmm} \quad - \text{ secțiunea este dublu simetrică și nu apare deplasarea centrului de greutate}$$

$$M_{ySd} = 54.51 \text{ kNm}$$

A) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (fara a lua în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\psi = \frac{M_{ySd2}}{M_{ySd1}} \quad \psi = -0.279$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 1.7 \cdot \psi \quad \beta_{My} = 1.995$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{My} \quad \beta_{MLT} = 1.995$$

$$\mu_y = \lambda_{ybar} \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) \quad \mu_y = -0.4265 \times 10^3$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{x_y \cdot f_y \cdot A_{eff}} \quad K_y = 1$$

$$\frac{N_{Sd}}{x_{min} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_y \cdot \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.683$$

B) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \lambda_{LT} \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} = 0.0156$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{x_z \cdot f_y \cdot A_{eff}} \quad K_{LT} = 0.99917$$

$$x_{lat} = if(x_z < x_{FT}, x_z, x_{FT}) \quad x_{lat} = 0.726$$

$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.744$$

Verificarea de rezistență (încovoiere cu compresiune)

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.661$$

D.2 Calculul de verificare a stâlpului, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări continue

Se verifica secțiunea realizata din 2C350/3, tip LINDAB:

Caracteristici secționale brute	Caracteristici secționale eficace		
$A = 34.48cm^2$	$A_{eff} = 18.32cm^2$		
$I_y = 6162.71cm^4$	$I_{y,eff} = 5413.22cm^4$	$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$	$\beta_A = 0.531$
$I_z = 1992.2cm^4$	$W_{y,eff} = 284.69cm^3$		
$I_\omega = 103591cm^6$			
$I_t = 0.9664cm^4$			

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} i_y = 13.369cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} i_z = 7.601cm$$

Lungimi / Lungimi de flambaj ale elementelor

$$L = 4000mm$$

$$L_T = 2800mm$$

$$L_{fy} = 2.43 \times L$$

$$L_{fy} = 9720mm$$

$$L_{fz} = 4000mm - \text{distanța dintre pane}$$

$$E = 210000 N/mm^2$$

$$f_y = 350 N/mm^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 76.953$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = 83.177$$

$$\lambda_{ybar} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{ybar} = 0.689$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + 0.21 (\lambda_{ybar} - 0.2) + \lambda_{ybar}^2]$$

$$\phi_y = 0.788$$

$$x_y = if \left[\frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{ybar}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{ybar}^2)^{0.5}}, 1 \right]$$

$$x_y = 0.853$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \quad \lambda_z = 52.623$$

$$\lambda_{z \text{ bar}} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \cdot \beta_A^{0.5} \quad \lambda_{z \text{ bar}} = 0.498$$

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + 0.34 (\lambda_{z \text{ bar}} - 0.2) + \lambda_{z \text{ bar}}^2] \quad \phi_z = 0.675$$

$$x_z = if \left[\frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right] \quad x_z = 0.885$$

$$\lambda_{\text{bar } F} = if(\lambda_{z \text{ bar}} > \lambda_{y \text{ bar}}: \lambda_{z \text{ bar}}, \lambda_{y \text{ bar}}) \quad \lambda_{\text{bar } F} = 0.689$$

$$x_m = if(x_y < x_z, x_y, x_z) \quad x_m = 0.853$$

$$N_{b \text{ Rd}} = x_m \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{1.1} \quad N_{b \text{ Rd}} = 497.22 \text{ kN}$$

Flambajul prin răsucire sau încovoiere-răsucire

$$y_0 = 0 \text{ cm} - \text{secțiune dublu simetrică}$$

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2)^{0.5} \quad i_0 = 15.379 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cr T} = \frac{1}{A \cdot i_0^2} \left(G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_\omega}{L_T^2} \right) \quad \sigma_{cr T} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \quad \beta = 1$$

$$\sigma_{cr y} = \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{fy}}{i_y} \right)^2} \quad \sigma_{cr y} = 392 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr TF} = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{cr y} + \sigma_{cr T}) - \sqrt{(\sigma_{cr y} + \sigma_{cr T})^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{cr y} \cdot \sigma_{cr T}} \right] \quad \sigma_{cr TF} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} = if(\sigma_{cr TF} < \sigma_{cr T}, \sigma_{cr TF}, \sigma_{cr T}) \quad \sigma_{cr} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{\text{bar } T} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \lambda_{\text{bar } T} = 0.734$$

$$\lambda_{\text{bar } FT} = if(\lambda_{\text{bar } T} > \lambda_{\text{bar } F}, \lambda_{\text{bar } T}, \lambda_{\text{bar } F}) \quad \lambda_{\text{bar } FT} = 0.734$$

$$\phi_{FT} = 0.5 \cdot [1 + 0.34 (\lambda_{\text{bar } FT} - 0.2) + \lambda_{\text{bar } FT}^2] \quad \phi_{FT} = 0.86$$

$$x_{FT} = \frac{1}{\phi_{FT} + (\phi_{FT}^2 - \lambda_{\text{bar } FT}^2)^{0.5}} \quad x_{FT} = 0.764$$

$$x_{\min} = if(x_m < x_{FT}, x_m, x_{FT}) \quad x_{\min} = 0.764$$

Calculul momentului critic

$$C_1 = 1.879$$

$$l = L_T$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{l^2} \cdot \left(\frac{I_\omega}{I_z} + l^2 \cdot G \cdot \frac{I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0.5} \quad M_{cr} = 723.7 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{M_{cr}}} \quad \lambda_{LT} = 0.371$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + 0.21(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad \phi_{LT} = 0.587$$

$$\alpha_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} \quad \alpha_{LT} = 0.96$$

$$M_{bRd} = \alpha_{LT} \cdot W_{yeff} \cdot \frac{f_y}{1.1} \quad M_{bRd} = 86.983 \text{ kNm}$$

Verificarea de stabilitate din incovoiere cu compresiune

$$N_{Sd} = 57.43 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{ySd} = 0 \text{ Nmm} \quad \text{- secțiunea este dublu simetrică și}$$

$$M_{ySd} = 74.58 \text{ kNm} \quad \text{nu apare deplasarea centrului de greutate}$$

A) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (fără a lua în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\psi = 0$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 1.7 \cdot \psi \quad \beta_{My} = 1.8$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{My} \quad \beta_{MLT} = 1.8$$

$$\mu_y = \lambda_{ybar} \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) \quad \mu_y = -0.275$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\alpha_y \cdot f_y \cdot A_{eff}} \quad K_y = 1.029$$

$$\frac{N_{Sd}}{\alpha_{min} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_y \cdot \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.976$$

B) Flambajul prin incovoiere cu compresiune (cu luarea in cosiderare fenomenul de incovoiere-rasucire „LT”)

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \lambda_{LT} \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} = -0.0498$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\alpha_z \cdot f_y \cdot A_{eff}} \quad K_{LT} = 1.00504$$

$$\alpha_{lat} = i f (x_z < x_{FT}, x_z, x_{FT}) \quad \alpha_{lat} = 0.764$$

$$\frac{N_{Sd}}{\alpha_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{\alpha_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.991$$

Verificarea de rezistenta (incovoiere cu compresiune)

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.922$$

D.3 Calculul de verificare a riglei, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări semirigide

Se verifică secțiunea realizată din 2C350/3, tip LINDAB:

Caracteristici secționale brute	Caracteristici secționale eficace		
$A = 34.48cm^2$ $I_y = 6162.71cm^4$ $I_z = 1992.2cm^4$ $I_w = 103591cm^6$ $I_t = 0.9664cm^4$	$A_{eff} = 18.32cm^2$ $I_{y,eff} = 5413.22cm^4$ $W_{y,eff} = 284.69cm^3$	$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$	$\beta_A = 0.531$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} i_y = 13.369cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} i_z = 7.601cm$$

Lungimi / Lungimi de flambaj ale elementelor

$$L = 6100mm$$

$$L_T = 3050mm$$

$$L_{fy} = LL_{fy} = 6100mm$$

$$L_{fz} = 4000mm - \text{distanța dintre pane}$$

$$E = 210000 N/mm^2$$

$$f_y = 350 N/mm^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 76.953$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = 45.628$$

$$\lambda_{y \text{ bar}} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{y \text{ bar}} = 0.432$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + 0.21 (\lambda_{y \text{ bar}} - 0.2) + \lambda_{y \text{ bar}}^2]$$

$$\phi_y = 0.618$$

$$x_y = if \left[\frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{y \text{ bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{y \text{ bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right]$$

$$x_y = 0.944$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = 15.787$$

$$\lambda_{z \text{ bar}} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{z \text{ bar}} = 0.15$$

$$\begin{aligned}\phi_z &= 0.5 \cdot [1 + 0.34(\lambda_{z \text{ bar}} - 0.2) + \lambda_{z \text{ bar}}^2] & \phi_z &= 0.503 \\ x_z &= \text{if} \left[\frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right] & x_z &= 1 \\ \lambda_{\text{bar } F} &= \text{if}(\lambda_{z \text{ bar}} > \lambda_{y \text{ bar}}, \lambda_{z \text{ bar}}, \lambda_{y \text{ bar}}) & \lambda_{\text{bar } F} &= 0.432 \\ x_m &= \text{if}(x_y < x_z, x_y, x_z) & x_m &= 0.944 \\ N_{b \text{ Rd}} &= x_m \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{1.1} & N_{b \text{ Rd}} &= 550.33 \text{ kN}\end{aligned}$$

Flambajul prin răsucire sau încovoiere-răsucire

$$\begin{aligned}y_0 &= 0 \text{ cm} - \text{secțiune dublu simetrică} \\ i_0 &= (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2)^{0.5} & i_0 &= 15.379 \text{ cm} \\ \sigma_{cr T} &= \frac{1}{A \cdot i_0^2} \left(G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_\omega}{L_T^2} \right) & \sigma_{cr T} &= 293 \text{ N/mm}^2 \\ \beta &= 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 & \beta &= 1 \\ \sigma_{cr y} &= \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{fy}}{i_y} \right)^2} & \sigma_{cr y} &= 996 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cr TF} &= \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{cr y} + \sigma_{cr T}) - \sqrt{(\sigma_{cr y} + \sigma_{cr T})^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{cr y} \cdot \sigma_{cr T}} \right] & \sigma_{cr TF} &= 293 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cr} &= \text{if}(\sigma_{cr TF} < \sigma_{cr T}, \sigma_{cr TF}, \sigma_{cr T}) & \sigma_{cr} &= 300 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{\text{bar } T} &= \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \cdot \sqrt{\beta_A} & \lambda_{\text{bar } T} &= 0.797 \\ \lambda_{\text{bar } FT} &= \text{if}(\lambda_{\text{bar } T} > \lambda_{\text{bar } F}, \lambda_{\text{bar } T}, \lambda_{\text{bar } F}) & \lambda_{\text{bar } FT} &= 0.797 \\ \phi_{FT} &= 0.5 \cdot [1 + 0.34(\lambda_{\text{bar } FT} - 0.2) + \lambda_{\text{bar } FT}^2] & \phi_{FT} &= 0.919 \\ x_{FT} &= \frac{1}{\phi_{FT} + (\phi_{FT}^2 - \lambda_{\text{bar } FT}^2)^{0.5}} & x_{FT} &= 0.726 \\ x_{\min} &= \text{if}(x_m < x_{FT}, x_m, x_{FT}) & x_{\min} &= 0.726\end{aligned}$$

Calculul momentului critic

$$\begin{aligned}C_1 &= 1 \\ l &= L_T \\ M_{cr} &= C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{l^2} \cdot \left(\frac{I_\omega}{I_z} + l^2 \cdot G \cdot \frac{I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0.5} & M_{cr} &= 325.44 \text{ kN m} \\ \lambda_{LT} &= \sqrt{f_y \cdot \frac{W_{y \text{ eff}}}{M_{cr}}} & \lambda_{LT} &= 0.553 \\ \phi_{LT} &= 0.5 \cdot [1 + 0.21(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] & \phi_{LT} &= 0.69\end{aligned}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} \quad x_{LT} = 0.907$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \cdot W_{yeff} \cdot \frac{f_y}{1.1} \quad M_{bRd} = 82.145 \text{ kNm}$$

Verificarea de stabilitate din încovoiere cu compresiune

$$N_{Sd} = 21.91 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{ySd1} = -85.61 \text{ Nmm}$$

$$\Delta M_{ySd2} = 34.66 \text{ Nmm}$$

$$\Delta M_{ySd} = 0 \text{ Nmm} \quad - \text{ secțiunea este dublu simetrică și}$$

$$M_{ySd} = 63.3 \text{ kNm} \quad \text{nu apare deplasarea centrului de greutate}$$

A) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (fără a lua în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\psi = \frac{M_{ySd2}}{M_{ySd1}} \quad \psi = -0.405$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 1.7 \cdot \psi \quad \beta_{My} = 2.083$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{My} \quad \beta_{MLT} = 2.083$$

$$\mu_y = \lambda_{ybar} \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) \quad \mu_y = 0.072$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{x_y \cdot f_y \cdot A_{eff}} \quad K_y = 0.997$$

$$\frac{N_{Sd}}{x_{min} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_y \cdot \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.749$$

B) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \lambda_{LT} \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} = 0.0229$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{x_z \cdot f_y \cdot A_{eff}} \quad K_{LT} = 0.99922$$

$$x_{lat} = i f (x_z < x_{FT}, x_z, x_{FT}) \quad x_{lat} = 0.726$$

$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.822$$

Verificarea de rezistență (încovoiere cu compresiune)

$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_{ySd} + \Delta M_{ySd}}{f_y \cdot \frac{W_{yeff}}{1.1}} = 0.736$$

D.4 Calculul de verificare a stâlpului, în secțiunea cea mai solicitată, pentru cadrul cu îmbinări semirigide

Se verifică secțiunea realizată din 2C350/3, tip LINDAB:

Caracteristici secționale brute	Caracteristici secționale eficace		
$A = 34.48cm^2$			
$I_y = 6162.71cm^4$	$A_{eff} = 18.32cm^2$		
$I_z = 1992.2cm^4$	$I_{y,eff} = 5413.22cm^4$	$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$	$\beta_A = 0.531$
$I_w = 103591cm^6$	$W_{y,eff} = 284.69cm^3$		
$I_t = 0.9664cm^4$			

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$i_y = 13.369cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

$$i_z = 7.601cm$$

Lungimi / Lungimi de flambaj ale elementelor

$$L = 4000mmL_T$$

$$= 2800mm$$

$$L_{fy} = 2.78 \times L$$

$$L_{fy} = 11120mm$$

$$L_{fz} = 4000mm - \text{distanța dintre pane}$$

$$E = 210000 N/mm^2$$

$$f_y = 350 N/mm^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 76.953$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = 83.177$$

$$\lambda_{y\text{ bar}} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{y\text{ bar}} = 0.788$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + 0.21 (\lambda_{y\text{ bar}} - 0.2) + \lambda_{y\text{ bar}}^2]$$

$$\phi_y = 0.872$$

$$x_y = if \left[\frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{y\text{ bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_{y\text{ bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right]$$

$$x_y = 0.803$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = 52.623$$

$$\lambda_{z\text{ bar}} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_{z\text{ bar}} = 0.498$$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0.5 \cdot [1 + 0.34(\lambda_{z \text{ bar}} - 0.2) + \lambda_{z \text{ bar}}^2] & \phi_z &= 0.675 \\ x_z &= \text{if} \left[\frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}} < 1, \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_{z \text{ bar}}^2)^{0.5}}, 1 \right] & x_z &= 0.885 \\ \lambda_{\text{bar } F} &= \text{if}(\lambda_{z \text{ bar}} > \lambda_{y \text{ bar}}, \lambda_{z \text{ bar}}, \lambda_{y \text{ bar}}) & \lambda_{\text{bar } F} &= 0.788 \\ x_m &= \text{if}(x_y < x_z, x_y, x_z) & x_m &= 0.803 \\ N_{b \text{ Rd}} &= x_m \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{1.1} & N_{b \text{ Rd}} &= 467.82 \text{ kN} \end{aligned}$$

Flambajul prin răsucire sau încovoiere-răsucire

$$\begin{aligned} y_0 &= 0 \text{ cm} - \text{secțiune dublu simetrică} \\ i_0 &= (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2)^{0.5} & i_0 &= 15.379 \text{ cm} \\ \sigma_{cr T} &= \frac{1}{A \cdot i_0^2} \left(G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_\omega}{L_T^2} \right) & \sigma_{cr T} &= 345 \text{ N/mm}^2 \\ \beta &= 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 & \beta &= 1 \\ \sigma_{cr y} &= \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{fy}}{i_y} \right)^2} & \sigma_{cr y} &= 300 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cr TF} &= \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{cr y} + \sigma_{cr T}) - \sqrt{(\sigma_{cr y} + \sigma_{cr T})^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{cr y} \cdot \sigma_{cr T}} \right] & \sigma_{cr TF} &= 300 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cr} &= \text{if}(\sigma_{cr TF} < \sigma_{cr T}, \sigma_{cr TF}, \sigma_{cr T}) & \sigma_{cr} &= 300 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{\text{bar } T} &= \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \cdot \sqrt{\beta_A} & \lambda_{\text{bar } T} &= 0.788 \\ \lambda_{\text{bar } FT} &= \text{if}(\lambda_{\text{bar } T} > \lambda_{\text{bar } F}, \lambda_{\text{bar } T}, \lambda_{\text{bar } F}) & \lambda_{\text{bar } FT} &= 0.788 \\ \phi_{FT} &= 0.5 \cdot [1 + 0.34(\lambda_{\text{bar } FT} - 0.2) + \lambda_{\text{bar } FT}^2] & \phi_{FT} &= 0.91 \\ x_{FT} &= \frac{1}{\phi_{FT} + (\phi_{FT}^2 - \lambda_{\text{bar } FT}^2)^{0.5}} & x_{FT} &= 0.732 \\ x_{\text{min}} &= \text{if}(x_m < x_{FT}, x_m, x_{FT}) & x_{\text{min}} &= 0.732 \end{aligned}$$

Calculul momentului critic

$$\begin{aligned} C_1 &= 1.879 \\ l &= L_T \\ M_{cr} &= C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{l^2} \cdot \left(\frac{I_\omega}{I_z} + l^2 \cdot G \cdot \frac{I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0.5} & M_{cr} &= 723.7 \text{ kNm} \\ \lambda_{LT} &= \sqrt{f_y \cdot \frac{W_{y \text{ eff}}}{M_{cr}}} & \lambda_{LT} &= 0.371 \\ \phi_{LT} &= 0.5 \cdot [1 + 0.21(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] & \phi_{LT} &= 0.587 \\ x_{LT} &= \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} & x_{LT} &= 0.96 \\ M_{b \text{ Rd}} &= x_{LT} \cdot W_{y \text{ eff}} \cdot \frac{f_y}{1.1} & M_{b \text{ Rd}} &= 86.983 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Verificarea de stabilitate din încovoiere cu compresiune

$$\begin{aligned}
 N_{Sd} &= 57.43 \text{ kN} \\
 \Delta M_{y Sd} &= 0 \text{ N mm} && \text{– secțiunea este dublu simetrică și} \\
 M_{y Sd} &= 68.49 \text{ kN m} && \text{nu apare deplasarea centrului de greutate}
 \end{aligned}$$

A) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (fără a lua în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\begin{aligned}
 \psi &= 0 \\
 \beta_{M y} &= 1.8 - 1.7 \cdot \psi && \beta_{M y} = 1.8 \\
 \beta_{M LT} &= \beta_{M y} && \beta_{M LT} = 1.8 \\
 \mu_y &= \lambda_{y \text{ bar}} \cdot (2 \cdot \beta_{M y} - 4) && \mu_y = -0.315 \\
 K_y &= 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{x_y \cdot f_y \cdot A_{eff}} && K_y = 1.035
 \end{aligned}$$

$$\frac{N_{Sd}}{x_{\min} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_y \cdot \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.917$$

B) Flambajul prin încovoiere cu compresiune (cu luarea în considerare fenomenul de încovoiere-răsucire „LT”)

$$\begin{aligned}
 \mu_{LT} &= 0.15 \cdot \lambda_{LT} \cdot \beta_{M LT} - 0.15 && \mu_{LT} = -0.0498 \\
 K_{LT} &= 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{x_z \cdot f_y \cdot A_{eff}} && K_{LT} = 1.00504 \\
 x_{lat} &= i f (x_z < x_{FT}, x_z, x_{FT}) && x_{lat} = 0.732
 \end{aligned}$$

$$\frac{N_{Sd}}{x_{lat} \cdot f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{x_{LT} \cdot f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.926$$

Verificarea de rezistență (încovoiere cu compresiune)

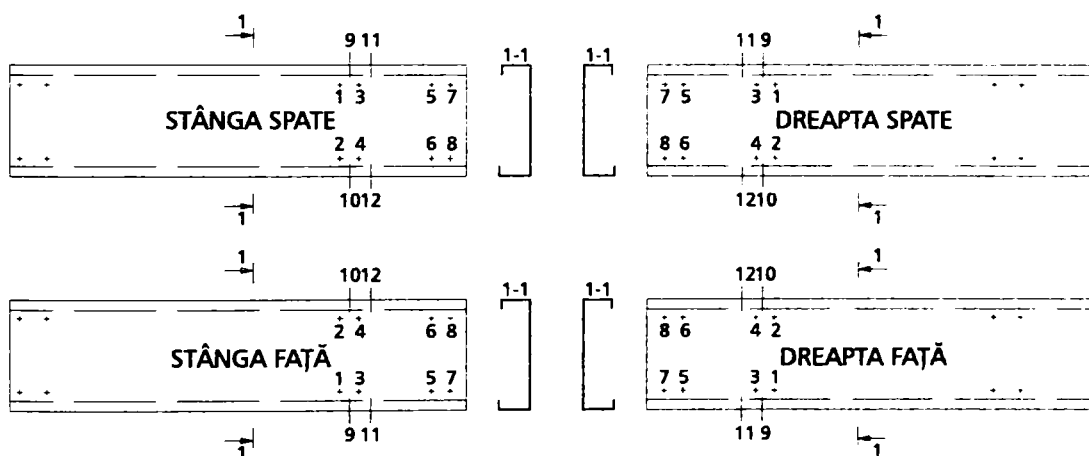
$$\frac{N_{Sd}}{f_y \cdot \frac{A_{eff}}{1.1}} + \frac{M_{y Sd} + \Delta M_{y Sd}}{f_y \cdot \frac{W_{y eff}}{1.1}} = 0.855$$

Anexa E

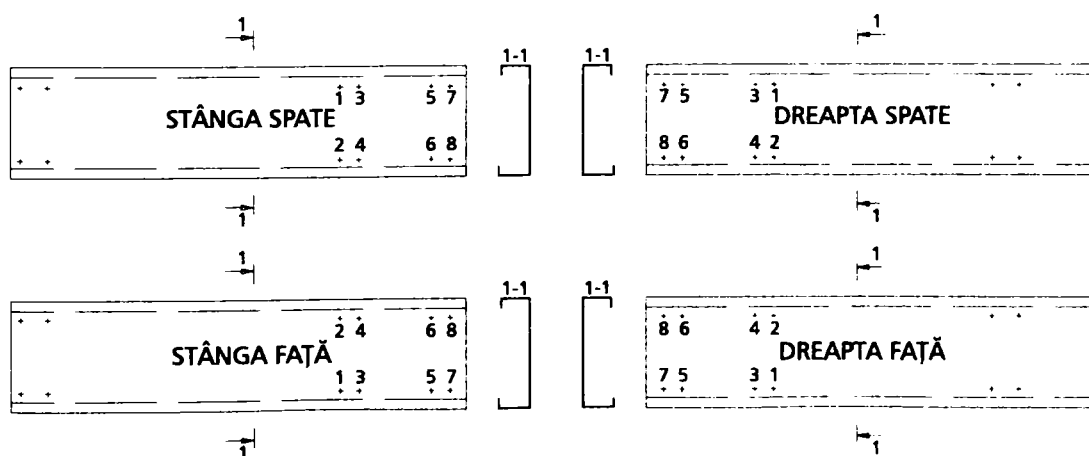
Ovalizarea găurilor măsurat în urma testelor pe noduri de coamă

În această anexă sînt centralizate rezultatele măsurătorilor care demonstrează ovalizarea găurilor în zonele cele mai solicitate.

Sistemul de referință pentru specimene cu șuruburi pe talpă și pe inimă:



Sistemul de referință pentru specimene cu șuruburi numai pe inimă:



În cele ce urmează sînt prezentate rezultatele măsurătorilor găurilor ovalizate pe speciamentele distruse în urma testelor.

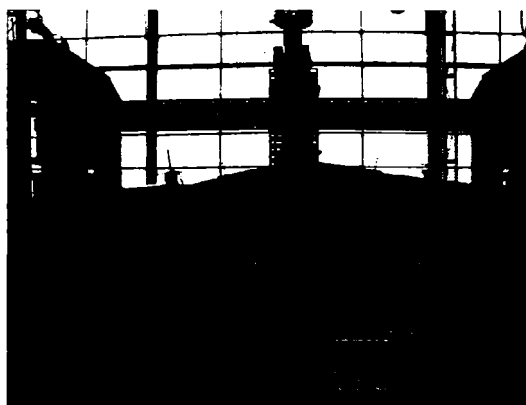
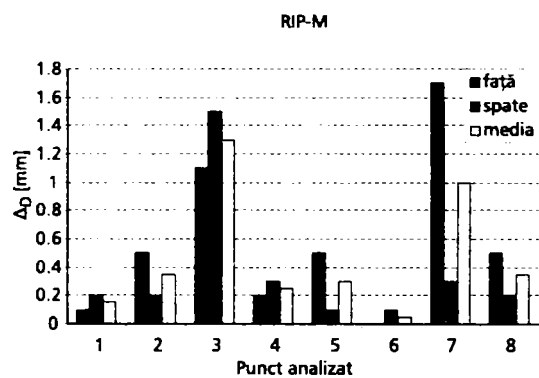


Figura E.1: Specimen RIP-M

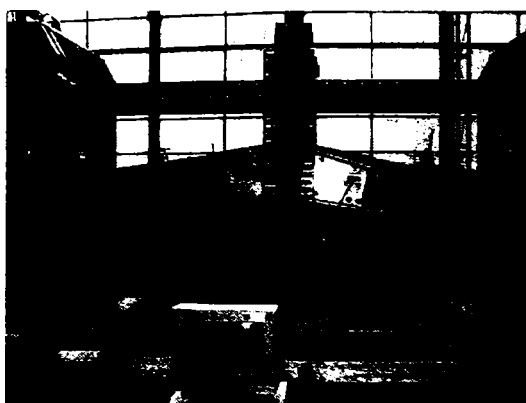
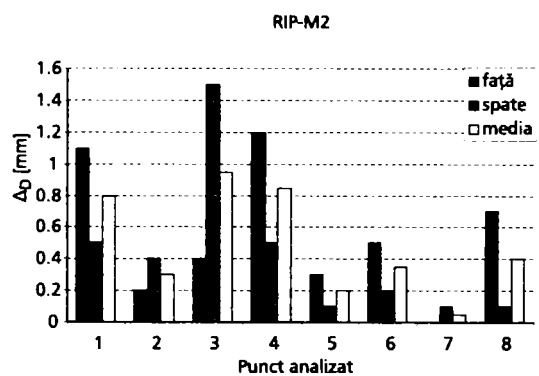


Figura E.2: Specimen RIS-M

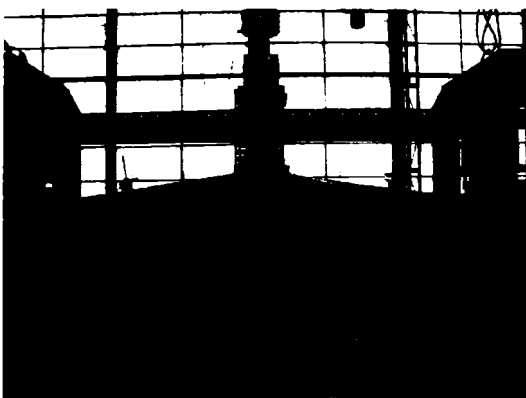
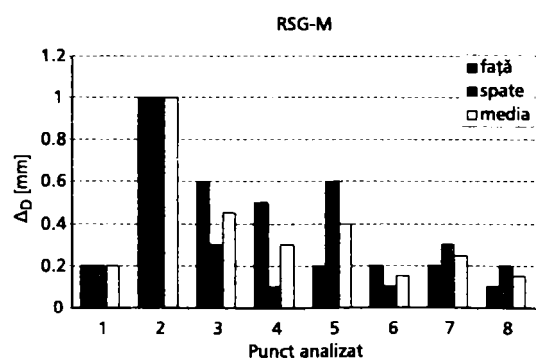


Figura E.3: Specimen RSG-M

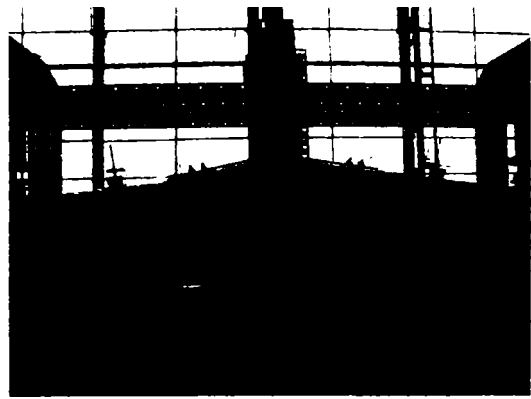
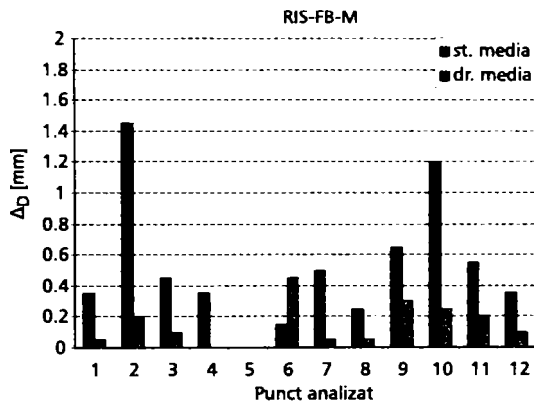


Figura E.4: Specimen RIS-FB-M

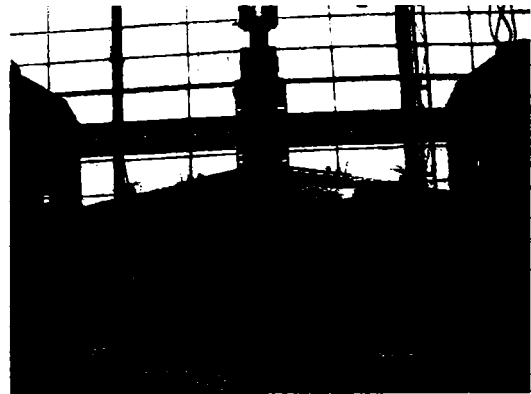
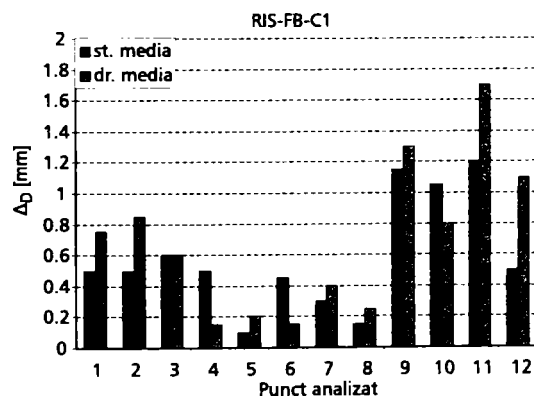


Figura E.5: Specimen RIS-FB-C1

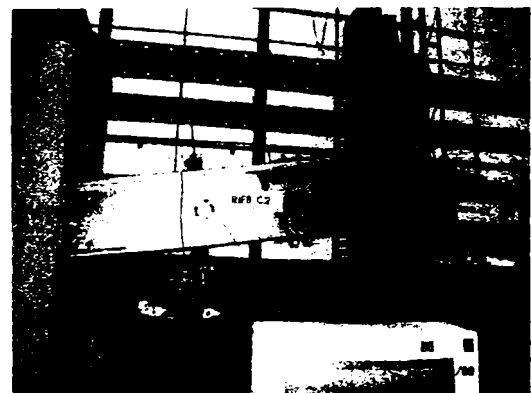
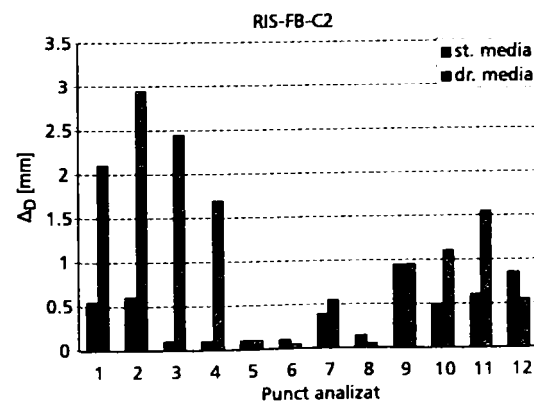


Figura E.6: Specimen RIS-FB-C2

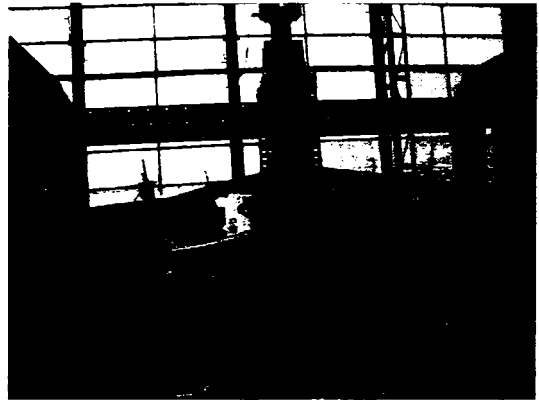
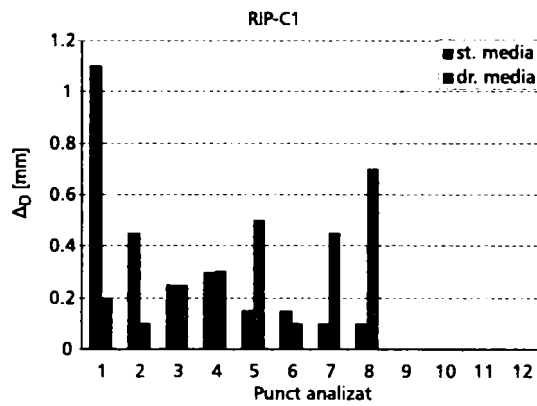


Figura E.7: Specimen RIP-C1

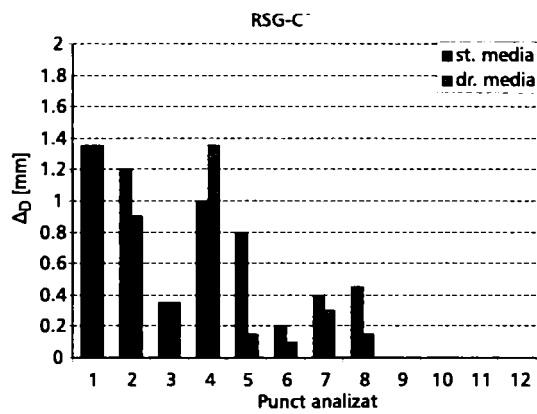


Figura E.8: Specimen RSG-C1

Anexa F

Mecanismul de cedare al cadrului sub efectul încărcărilor orizontale

În această anexă sînt redate principalele momente ale testului.

Test cadru nr. 1 – data 12.11.2005, ora 16,50 – $T_{ext} = 10$ grade

- Pas 80-85: Prima pompă dă uşoare semne de instabilitate (nu se reuşeşte creşterea presiunii în ea). Se porneşte a II-a pompă
- Pas 90-95: Rigla stînga spate – pe zona de îmbinare –se observă o uşoară voalare a inimii în zona prinderilor cu şuruburi
- Pas 130: Se produce o „aşezare” a cadrului suport presă (se aude un zgomot puternic)
- Pas 132: Cele două prese funcţionează bine împreună, prima presă reuşeşte să menţină aceeaşi presiune ca şi cea de a II-a
- Pas 141: Stîlp stînga spate - puternic curbat – nu voalează însă nici inima, nici tălpile. Se comportă foarte bine
- Pas 174: Încărcare 11 tone. Început de voalare pe inima riglei din partea stînga spate
- Pas 200: Slabă voalare pe coama spate
- Pas 243: Slaba voalare pe rigla faţă stînga în zona de îmbinare streaşină
- Pas 245: CEDARE! Rigla faţă dreapta la aprox. 1,5 m faţă de nodul riglă-stîlp. Răsucirea puternică a tălpii inferioare a riglei, urmată de voalarea inimii. Încărcare 14,45 tone.
- Pas 267: CEDARE! Rigla stînga spate – zona de îmbinare colţ cadru. Încărcarea a scăzut la 11 tone, deplasarea creşte. Se produce o torsionare a primelor două pane de acoperiş din zona stîngă (presă). Tabla de acoperiş este puternic afectată.
- Pas 319: CEDARE! Rigla dreapta spate – îmbinare streaşină – talpa inferioară a riglei.
- Pas 336: CEDARE! Rigla stînga faţă – îmbinare streaşină – talpa superioară şi inima riglei.
- Pas 438: Se re poziţionează captorii DLS2F, DLS2S – au ajuns la capătul cursei.
- Pas 497: Presele au ajuns la capătul cursei. Se începe descărcarea

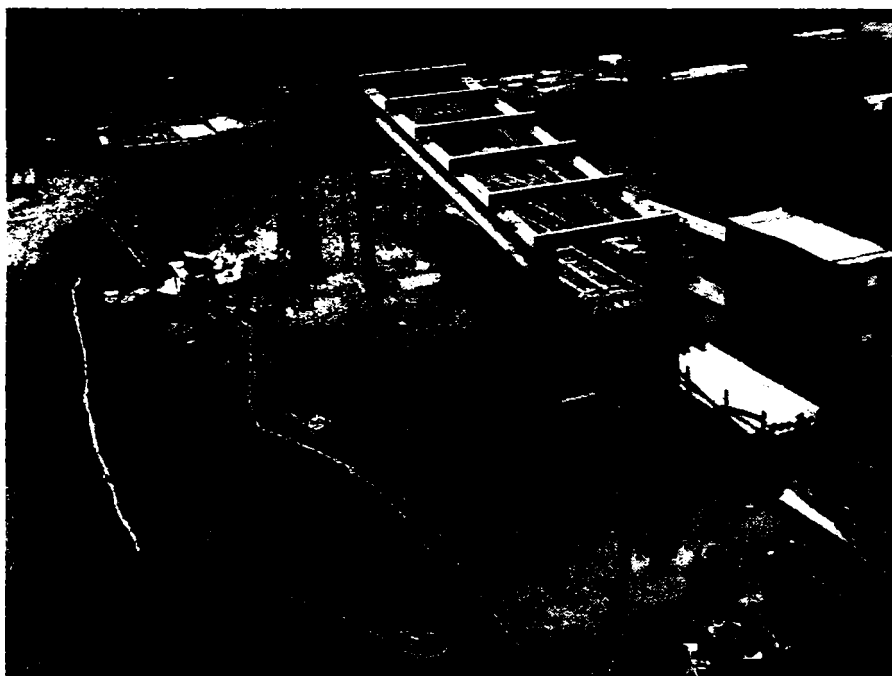


Figura F.1: Cadrul în testul nr. 1 – pregătirea testului

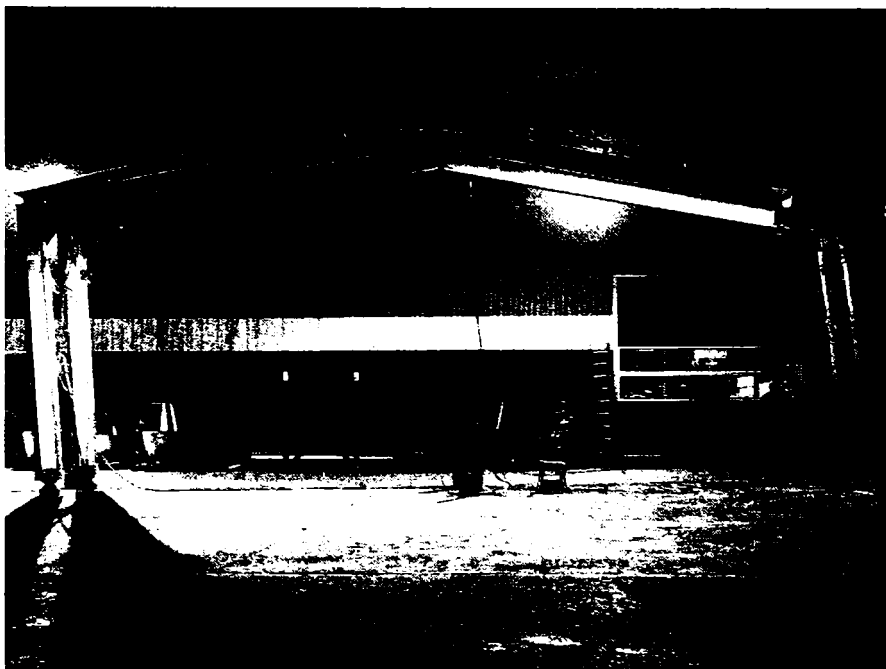


Figura F.2: Cadrul în testul nr. 1 – după încercare

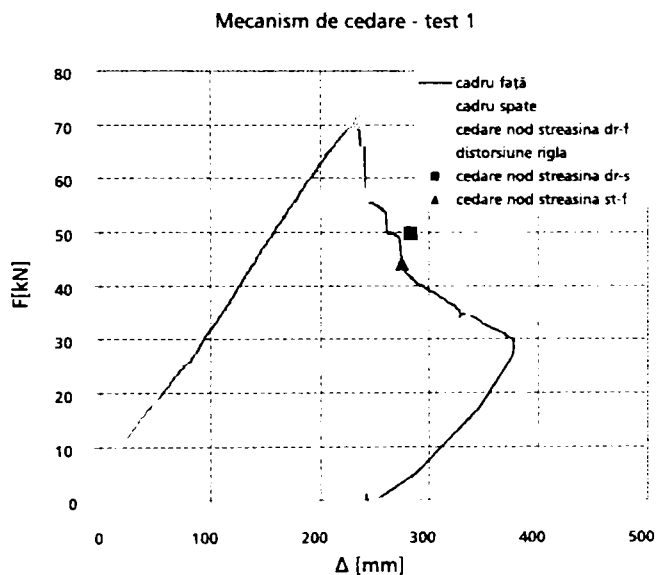


Figura F.3: Mecanism de cedare – test 1



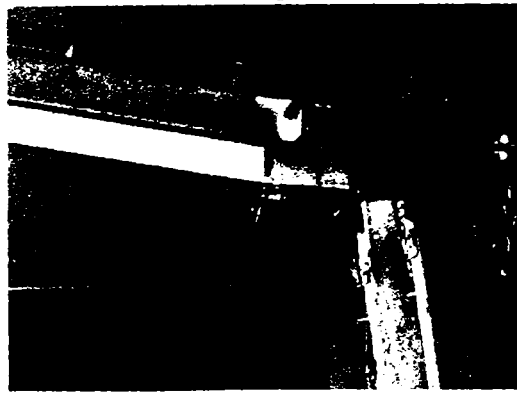
Voalare streașină cadru față



Distorsiune grindă față



Voalare streașină stînga față



Voalare streașină dreapta spate

Figura F.4: Fenomenul de pierdere a stabilității locale

Anexa G

Mecanismul de cedare al cadrului sub efectul încărcărilor verticale și orizontale

În această anexă sînt redată principalele momente ale testului.

Test cadru nr. 2 – data 11.12.2005

Faza 1: Lestare. Înregistrări în fișierul C2_lestare.spd

Faza 2: Aplicarea forței: presa are o excentricitate de cca 3,5 cm față de CG

Pas 34: Pană de curent. Ne salvează UPS-ul instalat. Înregistrările se reiau direct în fișierul inițial.

Pas 232: Ridicarea tablelor în colțul din dreapta datorită deplasării laterale.

Pas 350: Început de strîmbare a primei pane din stînga

Pas 623: Pocnitură în cadru

Pas 761: 12,95 tone și început de voalare riglă dreapta față

Pas 795: Cedare stîlp dreapta spate

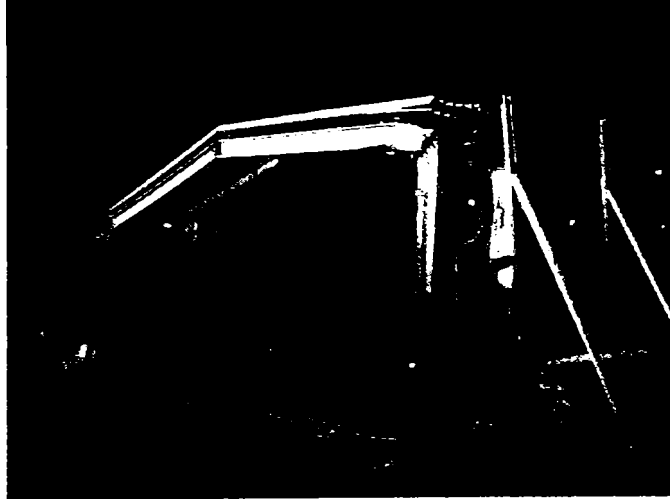


Figura G.1: Cadrul în testul nr. 2

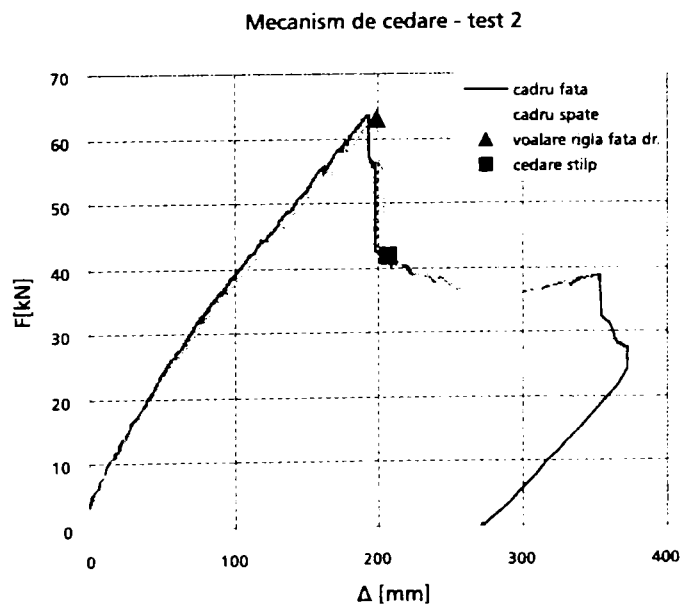
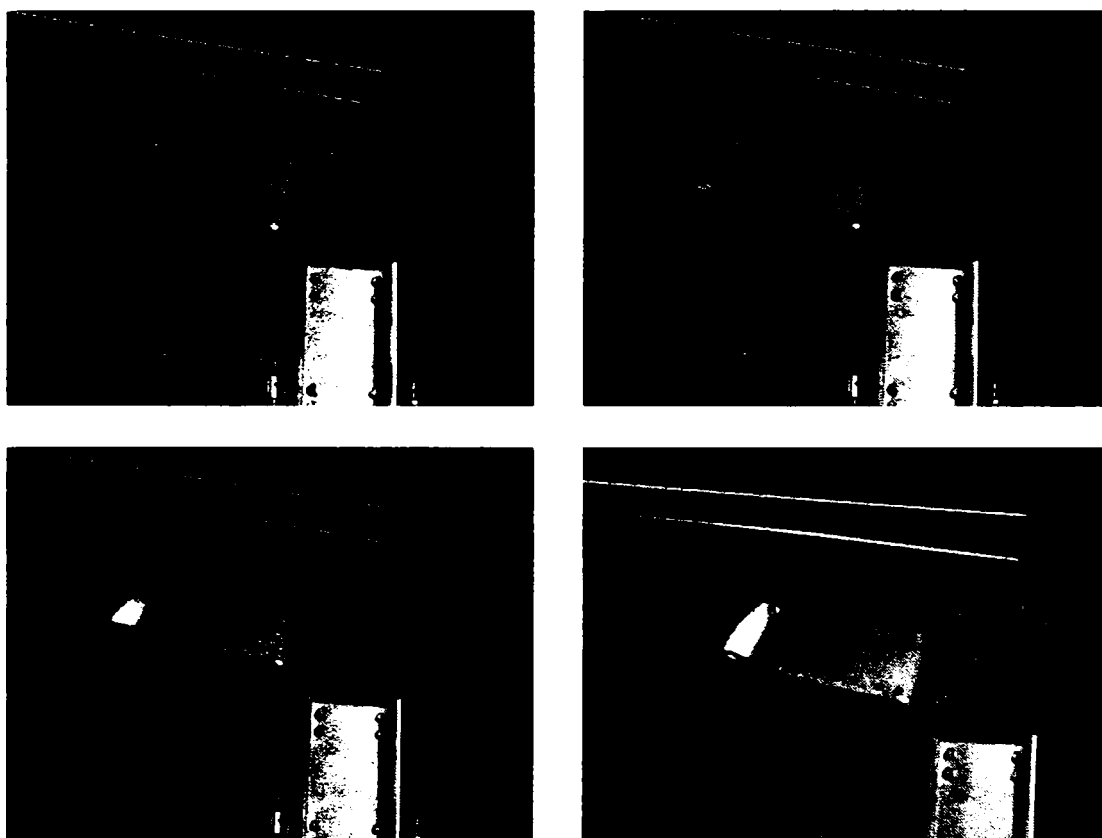


Figura G.2: Mecanism de cedare - test 2



Îmbinare riglă stîlp



Stîlp

Figura G.3: Fenomenul de pierderea stabilității locale

Anexa H

Imperfecțiunile geometrice măsurate ale cadrului (test nr. 2)

În această anexă sînt redată imperfecțiunile cadrului în cadrul testului nr. 2 determinate prin măsurători topo.

Măsurători topo, test cadru nr. 2 – data 07.12.2005

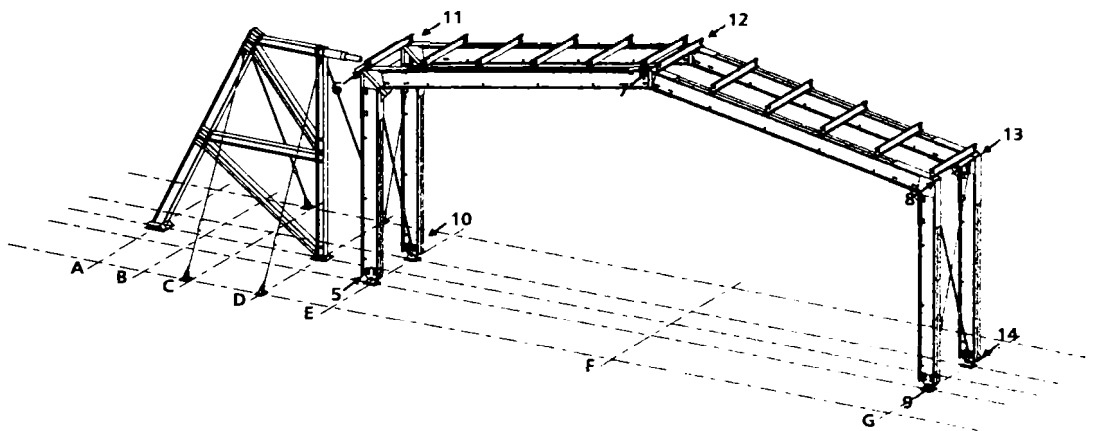
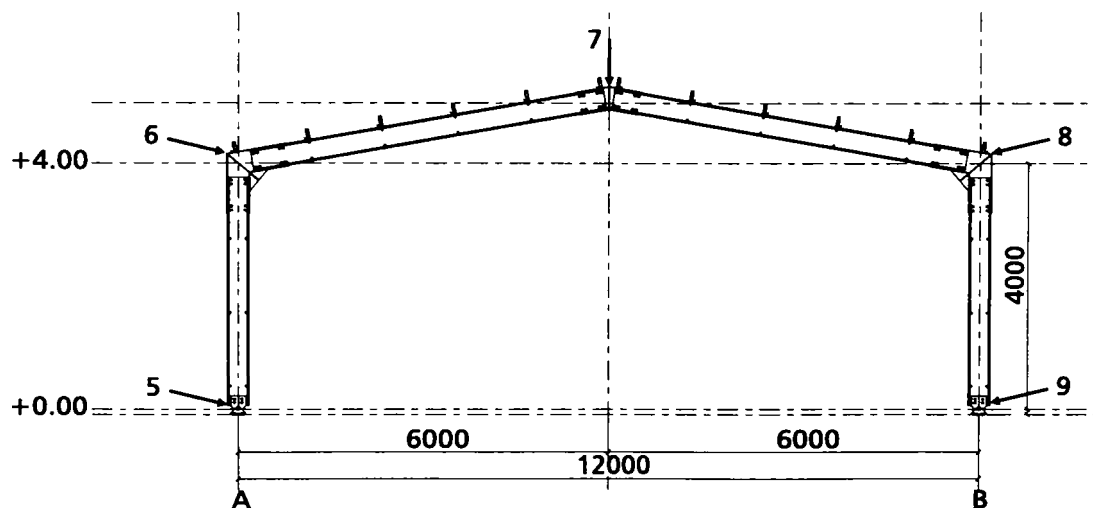


Figura H.1: Erori inițiale determinate prin măsurători topo. Puncte de bază: 5, 10, 9, 14; puncte colț cadru: 6, 11, 13, 8; puncte coame: 7, 12

Tabela H.1: Rezultate măsurători topo

Punct	Absolute			Relative			Diferențe			
	x[m]	y[m]	z[m]	x[m]	y[m]	z[m]	între	x[m]	y[m]	z[m]
1	492.07	998.38					5 și 6	-0.010	0.020	-4.243
2	493.75	998.03					10 și 11	0.010	0.000	-4.246
3	496.29	1009.75					9 și 8	0.030	0.020	-4.24
4	494.62	1010.11					14 și 13	-0.010	0.000	-4.241
5	493.7	997.85	99.776	0	0	0				
6	493.71	997.83	104.019	0.010	-0.020	4.243	5 și 10			0
7	495.02	1003.9	105.112	1.320	6.050	5.336	5 și 9			0.006
8	496.3	1009.92	104.01	2.600	12.070	4.234	4 și 14			0.011
9	496.33	1009.94	99.77	2.630	12.090	-0.006				
10	492.03	998.19	99.776	-1.670	0.340	0				
11	492.02	998.19	104.022	-1.680	0.340	4.246				
12	493.35	1004.24	105.094	-0.350	6.390	5.318				
13	494.66	1010.3	104.006	0.960	12.450	423				
14	494.65	1010.3	99.765	0.950	12.450	-0.011				
23	492.69	996.59	103.913	-1.010	-1.260	4.137				
24	492.35	996.57	99.757	-1.050	-1.280	-0.019				



Puncte de bază: 5, 9 (cadru față) + 10, 14 (cadru spate)
 Puncte colț cadru: 6, 8 (cadru față) + 11, 13 (cadru spate)
 Puncte coame: 7, (cadru față) + 12 (cadru spate)

Figura H.2: Localizare puncte măsurate

Anexa I

Modelarea rigidităților experimentale ale nodurilor de coamă și streășină pentru calculul numeric

În această anexă sînt prezentate curbele simplificate ale rigidităților nodurilor de coamă și streășină pentru analiza numerică, determinate pe baza rezultatelor experimentale.

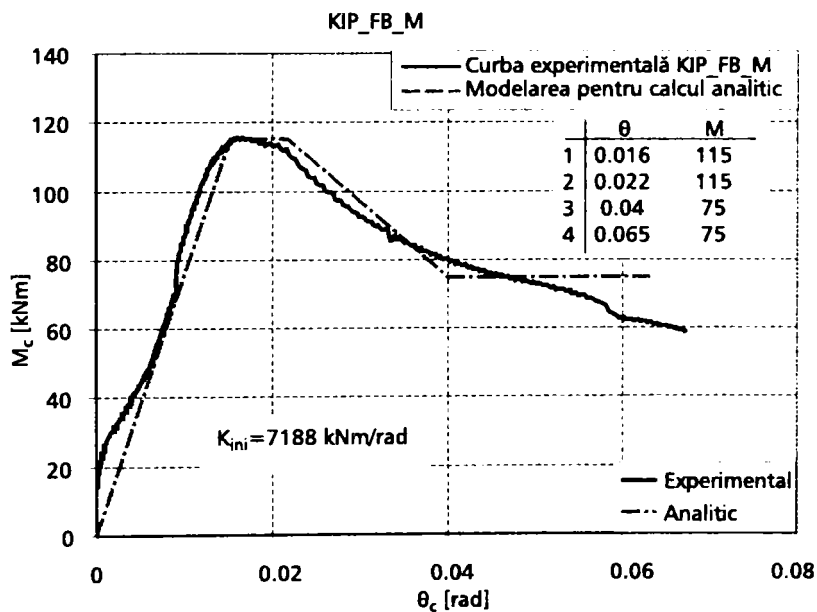


Figura I.1: Modelare nod de streășină

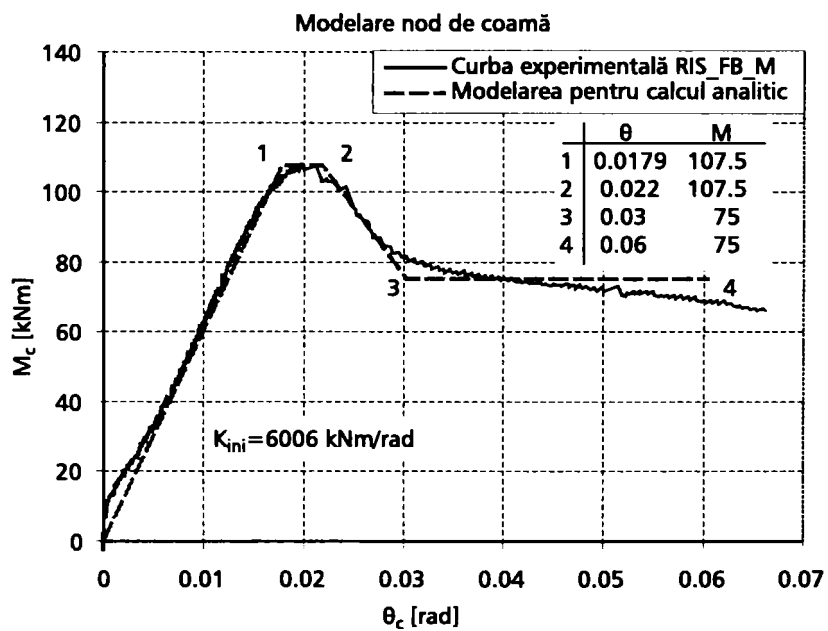


Figura I.2: Modelare nod de coamă

Bibliografie

Documente normative

- [1] AISI–American Iron and Steel Institute (1996). Cold-Formed Steel Design Manual, Washington, D.C., 1996.
- [2] AISI–American Iron and Steel Institute (1999). Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary, Supplement No. 1, Washington, D.C., 1999.
- [3] AISI–American Iron and Steel Institute (2001). North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary, Washington, D.C., 2001.
- [4] AS/NZS 4600–Australian Standards/New Zealand Standards (1996). Cold-formed Steel Structures, Sydney, Australia.
- [5] AS/NZS–Australian Standards/New Zealand Standards (1998). Cold-formed Steel Structures–Commentary (Supplement 1 to AS/NZS 4600:1996), Sydney.
- [6] Deutsches Institut für Normung e.v. DIN 18800 Teil 2-Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Stäten und Stabwerken, November, 1990.
- [7] E.C.C.S. (1978). European Recommendations for Steel Construction. European Convention for Constructional Steelwork, EG 77-2E, March.
- [8] ECCS–European Convention for Constructional Steelwork (1987). European recommendations for design of light gauge steel members, ECCS Technical Committee 7, Brussels.
- [9] ECCS (1985). „Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads”, European Convention for Constructional Steel-work, TWG 13 Seismic Design, Report No. 45, 1985
- [10] EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part. 1.1: General rules and rules for buildings.
- [11] EN 1993-1-3 (2001). „Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting”. European Committee for Standardization.
- [12] EN 1993-1-8 (2003). „Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints”. European Committee for standardization.
- [13] NPO 12-1997 (1997). Normativ pentru calculul elementelor din oțel formate la rece, Buletinul Construcțiilor, Vol. 15, 1998.
- [14] SR EN 10002-1; Materiale Metalice. Încercarea la Tracțiune. Partea1: Metodă de Încercare (la Temperatură Ambientă), Institutul Român de Standardizare;

Lucrări științifice, cărți

- [15] Abdel-Rahman, N., Sivakumaran, K.S. (1997). Material properties models for analysis of cold-formed steel members. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 9, p. 1135-1143.
- [16] Baigent, A.H. and Hancock G. J. (1982) „The behavior of portal frames composed of cold-formed members”. *Thin walled structures – Recent technical advances and trends in design, research and construction*, Oxford, Elsevier Applied Sciences.
- [17] Batista, E.M. (1986) *Essais de profils C et U en acier pliees a froid*. Laboratoire de Stabilité des Constructions. Université de Liege, Rapport Nr. 157, Septembre 1986.
- [18] Batista, E. de M., Rodrigues, F.C. (1992). Residual stress measurements on cold-formed profiles. *Experimental Techniques*, 16(5), 25-29.
- [19] Bernard, E.S. (1993). *Flexural Behavior of Cold-Formed Profiled Steel Decking*. Ph.D. Thesis, University of Sydney, Australia.
- [20] Brune B. Die dreiseitig gelagerte Platte in der Methode der wirksamen Breiten, *Stahlbau*, 67(1998), Heft 11, 851-863.
- [21] Brune B. Wirksame Breiten für druck- und biegebeanspruchte Stahlbleche im plastischen Zustand, *Stahlbau*, 68(1999), Heft 12, 1044-1057.
- [22] Bryan, E.R. (1985) „The analysis, design and testing of Swagebeam portal frames and components”, Department of Civil Engineering Report No. 852/96, University of Salford
- [23] Carr, J. , Mansour, A., Mills, J., Self-drilling Screwed Knee-joints for Cold-formed Steel Portal frames in Cyclonic Regions. Proc. of the 17th int. Specialty conf. „Recent advances and developments in cold-formed steel design and construction”, Orlando, Florida, USA, 04-05 Nov. 2004. Univ. of Missouri-Rolla, Ed. R.A. LaBoube, W-W. Yu, p. 713-725.
- [24] Chajes, A., Britvec, S.J., Winter, G. (1963). Effects of cold-straining on structural sheet steels. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 89, ST2, April, p. 1-32.
- [25] Chung, K.F. and Lau, L. (1999). „Experimental investigation on bolted moment connections among cold formed steel members”, *Engineering Structures*, Vol.21, No.10: 898-911
- [26] Costa Ferreira, C.M., Rondal, J. (1985). *Etude experimental de la stabilité des cornieres a parois minces profilees a froid*. Université de Liege, Laboratoire de Stabilité des Constructions, Rapport Nr. 149, Janvier.
- [27] Costa Ferreira, C.M. (1986). *Essais de cornieres en acier pliees a froid*. Université de Liege, Laboratoire de Stabilité des Constructions, Rapport Nr. 155, Septembre 1986.
- [28] CUFSM2.5: Elastic Buckling Analysis of Thin-Walled Members Using the Classical Finite Strip Method, version 2.5 (Software, User's manual and Tutorials), Ben Schafer, www.ce.jhu.edu/bschafer.

- [29] Dat, D.T., Peköz, T.P. (1980). The Strength of Cold-Formed Steel Columns. Department of Structural Engineering, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Report No. 80-4, Ithaca, New York.
- [30] Davies, J. M., Leach P. (1994). First-Order Generalised Beam Theory, *J Construct. Steel Research*, 31(1994), p. 187-220.
- [31] Davies, J. M., Leach P. (1994). Second-Order Generalised Beam Theory, *J Construct. Steel Research*, 31(1994), p. 221-241.
- [32] Davies, J.M., Jiang, C. (1996). Design of Thin-Walled Columns for Distortional Buckling, În: *Coupled Instabilities of Metal Structures*, Imperial College Press, London, p. 165-172.
- [33] Dubina, D. Ungureanu, V. Zaharia, R. Nagy, Zs. (2004). Calculul și proiectarea construcțiilor din profile cu pereți subțiri formate la rece. Editat de Lindab
- [34] Dubina, D. si Ungureanu, V. (2002). Plastic Strength of Thin-Walled Members. In: *Proc. of the 16th Int. Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, 17-18 October 2002, Orlando, Florida, USA, p. 324-338. Dubina, D. (1996). Coupled instabilities în bar members, General Report. În: *Coupled Instabilities în Metal Structures – CISM'96* (Rondal J., Dubina D. & Gioncu V., Editori) Imperial College Press, London, p. 119-132.
- [35] Dubina, D. (2001). The ECBL approach for interactive buckling of thin-walled steel members, *Steel & Composite Structures* 2001, 1(1), p. 75-96.
- [36] Dubina, D. (2000). Recent research advances and trends on coupled instability of bar members, General Report – Session 3: Bar Members. În: *Coupled Instabilities în Metal Structures – CIMS'2000* (Camotin D., Dubina D. And Rondal J., Editori), Imperial Colleague Press, Lisbon, London, p. 131-144.
- [37] Dubina, D. si Ungureanu, V. (2000). Elastic-plastic interactive buckling of thin-walled steel compression members. In: *Proc. of the 15th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, 19-20 October 2000, St. Louis, Missouri, USA, p. 223-237.
- [38] Dubina, D., Goina, D., Zaharia, R., Ungureanu, V. (1997). Numerical Modelling of Instability Phenomena of Thin-walled Steel Members, In: *Proc. Of The 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, SDSS'97* (ed. T. Usami), Nagoya, Japan, 29-31 July 1997, vol. 2, p.755.
- [39] Dubina, D., Zaharia R. . (1998). Cold-Formed Steel Trusses with Semi-Rigid Joints. *Thin Walled Structures*, Vol. 29, pp. 273-287.
- [40] Dubina, D. (1993). Coupled Instabilities in Thin-Walled Structures; Erosion Coefficient Approach in Overall-Local Buckling Interaction, Research Report Ref. ERB 3510PL922443, Commission of the European Communities for Co-operation in Science and Technology with Central and Eastern European Countries, Liege, October 1993.
- [41] Dundu, M., Kemp, A.R. (2006). „Strength requirements of single cold formed channels connected back-to-back”. *Journal of constructional Steel Research*, Vol. 62, Issue 3: 250-261

- [42] Georgescu, M. (1998). Probleme de instabilitate la bare cu pereți subțiri. Teza de doctorat. Universitatea „Politehnica” din Timișoara, decembrie 1998.
- [43] Georgescu, M., and Dubina, D. (1999). ECBL and EUROCODE 3 Annex Z based calibration procedure for buckling curves of compression steel members, In: Proc. of the 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures – SDSS’99, Timișoara, 9-11 September, p. 501-508.
- [44] Gioncu, V. (1994). General Theory of Coupled Instabilities – General Report. Thin-Walled Structures, 19(1-4), p. 81-127.
- [45] Grumbach, M., Prudhomme, M., Proprietes des profiles a froid, Construction Metallique, No. 1, 1974.
- [46] Hancock, G.J. (1998). Design of Cold-formed Steel Structures, 3rd Edition, Australian Institute of Steel Construction, Sydney.
- [47] Hancock, G.J. (1997). Light Gauge Construction. Progress în Structural Engineering and Materials, Vol. I (I), p. 25-30.
- [48] Hancock, G. J. (1995). Design for Distortional Buckling of Flexural Members. În: Proc. of the 3rd International Conference on Steel and Aluminium Structures, Istanbul, Turkey, 24-26 May 1995.
- [49] Hancock, G.J, Kwon, Y.B. and Bernard E.S. (1994). Strength Design Curves for Thin-Walled Sections undergoing Distortional Buckling. Journal of Constructional Steel Research, ASCE, 1994, 31(2,3), p. 169-186.
- [50] Ho, H.C. and Chung, K.F. (2006). „Analytical prediction on deformation characteristics of lapped connections between cold-formed steel Z sections”. Thin-Walled Structures. Vol. 44, Issue 1: 115-130
- [51] Jaspart, J.P., Steenhuis, M., Anderson, D. (1999). „Characterisation of the joint properties by means of the component method”. Control of semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. COST C1. Proc. of the int. conf, Liege, 17-19 September 1998.
- [52] Karren, K.W. (1967). Corner properties of cold-formed steel shapes. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 89, ST2, p. 401-432.
- [53] Karren, K.W., Winter, G. (1967). Effects of cold-forming on light-gage steel members. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 93, ST1, p. 433-469.
- [54] Kirk, P., (1986). „Design of a cold-formed section portal frame building system”. Proc. 8-th International Speciality Conference on Cold-formed Steel Structures, St. Louis, University of Missouri-Rolla , p:295.
- [55] Kwon, Y.B., Chung, H.S., and Kim, G.D., (2006). „Experiments of cold-formed steel connections and portal frames”. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 4: 600-607.
- [56] Kwon, Y.B., Hancock, G.J. (1992). Strength Tests of Cold-formed Channel Sections Undergoing Local and Distortional Buckling. ASCE Journal of Structural Engineering, 118(7).

- [57] Lau, S.C.W. (1988). Distortional Buckling of Thin-Walled Columns. Ph.D. Thesis, University of Sydney, Australia.
- [58] Lau, S.C.W., Hancock, G.J. (1987). Distortional Buckling Formulas for Channel Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 5, p 1063-1078.
- [59] Lim, J.B.P. and Nethercot, D.A. (2002). „Evaluation of bolt hole elongation stiffness for the stiffness prediction of cold-formed steel bolted moment-connections”. Proc. of the 16th int. Specialty Conf. on Cold-formed Steel Structures, Orlando, Florida, USA, 17-18 Oct. 2002., p. 709-729.
- [60] Lim, J.B.P. and Nethercot, D.A. (2003). „Ultimate strength of bolted moment-connections between cold-formed members”, *Thin-Walled Structures*, Vol.41, No.11: 1019-1039
- [61] Lim, J.B.P. and Nethercot, D.A. (2004). „Stiffness prediction for bolted moment-connections between cold-formed steel members”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.60, Issue 1: 85-107
- [62] Lind, N.C., Schroff, D.K. (1975). Utilization of cold work in cold-formed steel. *Journal of the Structural Division*, Vol. 101, ST1, p. 67-78.
- [63] Lim, J.B.P. (2001). „Joint effects in cold-formed steel portal frames”. University of Nottingham, PhD thesis.
- [64] Maquoi, R., Rondal, J. (1978). Mise en equation des nouvelles courbes europeennes de flambement. *Construction Metallique*, No 1, 1978.
- [65] Mateescu, D. (1994). Considerations on the value of the reduction factor for lateral-torsional buckling of beams in bending. *Thin-Walled Structures*, 20(1994), p. 265-277.
- [66] Mills, J., LaBoube R. (2002). „Self-drilling screw joints for cold-formed channel portal frames”. Proc. of the 16th int. Specialty Conf. on Cold-formed Steel Structures, Orlando, Florida, USA, 17-18 Oct. 2002., p. 825-837.
- [67] Mills, J. (2003). „Knee-joints in portal frames constructed from thick cold-form channel members”. *Advances in Structures*, Hancock et all. 2003, p. 269-275.
- [68] Mulligan, G.P. (1983). The Influence of Local Buckling on the Structural Behavior of Singly Symmetric Cold-Formed Steel Columns. Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, New York.
- [69] Popovic, D., Hancock, G.J., Rasmussen, K.J.R. (1999). Axial compression tests of cold-formed angles. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 5, p. 515-523.
- [70] Rondal, J., Maquoi, R. (1979). Formulation d'Ayrton-Perry pour le flambement des barres metalliques. *Construction Metallique* no. 4/1979.
- [71] Rondal, J. (1986). Thin-walled structures, General Report, in *Stability of Steel Structures* (Ed. Ivanyi M.), Akademiai Kiado, Budapest, Vol. 2, p. 849-866.
- [72] Rondal J., Dubina D. (1993). Profils a parois minces - Cours didactic utilizat în comun la Universitatea din Liege și Universitatea „Politehnica” din Timișoara.

- [73] Schafer, B., Peköz, T. (1996). Geometric imperfections and residual stresses members. In: Proc. of The 13th International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri, USA, 17-18 October, p. 649-664.
- [74] Schafer, B., Peköz, T. (1997). Geometric imperfections and residual stresses for use in the analytical modeling of cold-formed steel members. In: Proc. of Experimental Model Research and Testing of Thin-Walled Structures, Prague, Czech Republic, 22-24 September 1997, p. 287-302.
- [75] Schafer, B., Peköz, T. (1999). Laterally Braced Cold-formed Steel with Edge Stiffened Flanges, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 2, p. 118-127.
- [76] Schafer, B. (2000). Distortional buckling of cold-formed steel columns. Research Report, John Hopkins University, USA.
- [77] Schafer, B. (2001). Direct Strength Prediction of Thin-Walled Beams and Columns, Research Report, John Hopkins University, USA.
- [78] Schafer, B. (2002). Progress on Direct Strength Method. În: Proc. of The 16th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, Florida, USA, 17-18 October, p. 647-662.
- [79] Scharadt, R. (1989). *Verallgemeinerte Technische Biegetheorie (Generalised Beam Theory)*, Springer Verlag.
- [80] Sivakumaran, K.S., Abdel-Rahman, N. (1998). A finite element analysis model for the behaviour of cold-formed steel members. *Thin-Walled Structures*, 31(1998), p. 305-324.
- [81] Timoshenko, S.P., Gere, J.M. (1961). *Theory of elastic stability*, McGraw-Hill, New York.
- [82] Thomasson, P. (1978). *Thin-Walled C-Shaped Panels in Axial Compression*. Swedish Council for Building Research, D1:1978.
- [83] Trebilcock, P.J. (1994). *Building Design Using Cold-formed Steel Sections. An Architect's Guide*. SCI Publication P130. The Steel Construction Institute.
- [84] Ungureanu, V. (2003). Raport experimental privind încercarea tronsoanelor scurte cu secțiune de tip UC și HC, solicitate la compresiune. Laboratorul CEMSIG, Facultatea de Construcții și Arhitectură, Universitatea „Politehnica” Timișoara.
- [85] Ungureanu, V., Dubina, D. (2002). Local-overall and distortional-overall interactive buckling of thin-walled members. În: *Proceedings of The 3rd European Conference on Steel Structures – Eurosteel 2002*, 19-20 September 2002, Coimbra, Portugal, Vol. I, p. 743-752.
- [86] Ungureanu, V., Dubina, D. (2002). Local-overall and distortional-overall interactive buckling of thin-walled members. În: *Proceedings of The 3rd European Conference on Steel Structures – Eurosteel 2002*, 19-20 September 2002, Coimbra, Portugal, Vol. I, p. 743-752.

- [87] Ungureanu, V. (2003). „Contribuții la studiul flambajului prin încovoiere răsu-cire a grinzilor din profile cu pereți subțiri” – Teză de doctorat, Facultatea de Construcții și Arhitectură, Universitatea „Politehnica” Timișoara.
- [88] Weng, C.C., Pekoz, T. (1990). Residual stresses in cold-formed steel members. *Journal of Structural Engineering*, 116(6), p. 1611-1625.
- [89] Wong, M.F. and Chung, K.F. (2002). „Structural behaviour of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames”, *Journal of Constructional Steel Re-search*, Vol.58, Issue 2: 253-274
- [90] Young, B., Rasmussen, K.J.R. (1995a). Compression tests of fixed-ended and pin-ended cold-formed lipped channels. Research Report R715, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, NSW 2006, Australia, 1995.
- [91] Young, B., Rasmussen, K.J.R. (1995b). Compression tests of fixed-ended and pin-ended cold-formed plain channels. Research Report R714, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, NSW 2006, Australia, 1995.
- [92] Yu, Wei-Wen (2000). *Cold-formed Steel Design* (3rd Edition), John Willey & Sons, New York.
- [93] Yu, W.K., Chung, K.F. and Wong, M.F. (2005). „Analysis of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, Issue 9: 1332-1352
- [94] Zaharia R., Dubina D., (2006). „Stiffness of joints in bolted connected cold-formed steel trusses”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62,

Lucrării cu participarea autorului tezei (în ordine invers cronologică)

- [95] Stratan A. , Nagy Zs., and Dubina D. (2006) Cold-formed steel pitched-roof portal frames of back-to-back plain channel sections and bolted joints. Proc. of the 18th int. Specialty conf. „Recent advances and developments in cold-formed steel design and construction”, Orlando, Florida, USA, Oct. 2006. Univ. of Missouri-Rolla (in press)
- [96] Nagy, Zs., Stratan, A., Dubina, D., (2006). „Application of component method for bolted cold-formed steel joints”. Proc. of the Int. Conf. on Metal Structures ICMS 2006 „Steel – a new and traditional material for building”, Poiana Brasov, September 20-22, 2006 p. 207-215.
- [97] Zs. Nagy, I.M. Cristuțiu, A. Dogariu, (2005) „Performanțele tehnico-economice ale tipizării în domeniul halelor cu structura metalică”. Zilele Academice Timișene, Timișoara, Romania, Mai 2005, (în curs de publicare).
- [98] Dubina, D. , Stratan, A., Ciutina, A., Fulop, L., Nagy, Zs. (2004). „Performance of ridge and eaves joints in cold-formed steel portal frames”. Proc. of the 17th int. Specialty conf. „Recent advances and developments in cold-formed steel design and construction”, Orlando, Florida, USA, 04-05 Nov. 2004. Univ. of Missouri-Rolla, Ed. R.A. LaBoube, W-W. Yu, p. 727-742.

- [99] Dubina, D., Stratan, A, Ciutina, A., Nagy, Zs. (2004). „Experimental research on monotonic and cyclic performance of joints of cold-formed pitched roof portal frames”. Proc. „The Second Int. Conf. on Steel & Composite Structures ICSCS'04”, Ed. C.K. Choi, H.W. Lee, H.G. Kwak, 2-4 September 2004, Seoul, Korea. pp: 176-190.
- [100] Dubina, D. , Stratan, A., Ciutina, A., Fulop, L., Nagy, Zs. (2004). „Strength, stiffness and ductility of cold-formed steel bolted connections”. Proc. Of the Fifth International Workshop, Ed. F.S.K. Bijlaard, A.M. Gresnigt, G.J. van der Vege, Amsterdam, The Netherlands, 3-4 June 2004, pp: 263-272
- [101] Dubina, D., Stratan, A, Ciutina, A., Fulop, L., Zs, Nagy. (2004). „Monotonic and cyclic performance of joints of cold formed steel portal frames”. 4th International Conference on Thin-walled Structures, ICTWS'2004, Ed. J. Loughlan, Loughborough, UK, 23-24 June 2004 pp:381-388.
- [102] D. Dubina, V. Ungureanu, F. Dinu, Zs. Nagy (2003) „Wall Stud Modular System for Residential and Non-Residential Buildings”. Proc. of the 10-th Int. Conf. on Metal Structures ICMS 2003, Ed. M. Ivan, Timișoara, Romania, 16-17 October 2003, pp. 109-117.
- [103] Zs. Nagy (2003) „Sisteme de Construcții Industriale – studii de caz”. Volumul celei de-a VIII-a ediții a Zilelor Academice Timișene – Preocupări actuale în construcții metalice și sudură, Timișoara, Romania, 23 Mai 2003, pp. 69-78.
- [104] M. Georgescu, T. Lengyel, Zs. Nagy, D. Dubina (2002). „Influence of Column-base performance on the behavior of pitched roof portal frames”. Proc. Of the Fifth International Conference on Stability and Ductility of Steel Structures, Ed. M. Iványi, Budapest, Hungary, 26-28 September 2002, pp: 307-314
- [105] D.Dubina, I.M. Cristuțiu, V. Ungureanu, Zs. Nagy, (2002). „Stability and ductility performances of light steel industrial building portal frames”. Proc. Of the Third European Conference on Steel Structures , Ed. A. Lamas, L. S. da Silva, Coimbra, Portugal, 19-20 September 2002, pp: 635-644
- [106] D. Dubina, V. Ungureanu, L. Fülöp, Zs. Nagy & H. Larsson (2002), „Lightweight Steel Structures Using Lindab Cold-formed Sections for Residential and non-residential buildings”, Proceedings of the International IASS Symposium on Lightweight Structures in Civil Engineering –Warsaw, Poland, 24-28 June 2002, pp. 667-676.
- [107] D. Dubina, V. Ungureanu, L. Fülöp, Zs. Nagy & H. Larsson (2001) LINDAB Cold-Formed Steel Structures for Small and Medium Size Non-Residential Buildings in Seismic Zones. The 9th Nordic Steel Construction Conference – NSCC2001, Helsinki, Finland, 18-20 June 2001, pp. 463-470.
- [108] D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu, I. Szabo, Zs. Nagy (2000): Cold-formed steel structures for residential and non-residential buildings. The 9th Int. Conference on Metal Structures – ICMS'2000, Timisoara, Romania, 19-22 October 2000, pp. 308-317
- [109] D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu, Zs. Nagy (2000): Cold-formed Steel Structures for Single Storey Buildings. International Conference on Steel Structures of the 2000's, 11-13 September 2000, Istanbul, Turkey, pp. 191-196.

- [110] D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu, Zs. Nagy (1999): Cold-formed steel structural solutions for residential and non-residential buildings, XVII Congresso C.T.A., Napoli, 3-7 October 1999, vol. 3, pp. 31-46.
- [111] D. Dubina, R. Zaharia, M. Georgescu, F. Dinu, Olar Gh., Zs. Nagy (1998): „Some Particular Problems regarding the use of light steel single storey industrial structures in Romania”, Special Issue of the Journal of Constructional Steel research, Second World Conference on Steel in Construction, Donostia San Sebastian, 11-13 May 1998, pp. 331-335.

Summary

The present work analyzing the influence of semi-rigid joints over the mechanical response of the structures made by cold-formed steel back-to-back C sections. The analysis starting with the experimental study of the ridge and knee joints – extracted from a portal frame and continue with the experimental study of the full scale portal frames.

The behavior of the structures made by cold-formed steel profiles emphasizes the importance of the joint configuration and imposed to analyze these joints in terms of strength, rigidity and ductility. It was demonstrated the importance of the joint semi-rigidity in the structural modeling and analysis. It has been also emphasized that the distribution of bolt forces differ significantly – in some cases – from the classical assumption of forces proportional to the bolt centre of gravity.

In the present work it was analyzed the design prescription for cold formed steel sections and structures of three codes: European, North-American and Australian /New Zealand. It was also presented the actual trends in the research of cold-formed steel design – particularly the research concerning the behavior of joints of cold formed steel structures.

The mechanical response of the structures with semi-rigid joints made by cold-formed steel sections has been evaluated through experimental investigations on sub-assemblies (experimental testing on joints) and full scale tests on cold-formed steel frames. The results of these investigations showed the influence of the joint configuration over the mechanical responses. No significant post-elastic strengths of this kind of structures have been observed also. Finally – using the component method – the author propose an analytical methodology in order to evaluate the mechanical characteristics to modeling this joints and a design methodology of this kind of structures has been presented.

The aim of this study was to emphasize the influence of semi-rigid behavior of the joints over the global mechanical responses of the structures made by cold-formed steel sections. The author of the thesis studied different joint configurations (web bolts only, web and flange bolts) and it has been proven to be efficient just some of this configurations. The joint configuration with web and flange bolts showed better performance due to the full resistance of the joints. The performance and the efficiency of the cold-formed steel structures made by back-to-back C sections have been proven to be fully satisfactory in elastic range. The optimization of this kind of structures can be realized avoiding the premature local buckling in the structure – aspect underlined in this work. Practically this objective can be achieved – realizing the structures with full resistant joints, obtaining the failure mechanism at almost at the same resistance as the resistance of the cold-formed steel section.

In the present work is proposed a design methodology of steel frames made by cold-formed steel back-to-back C sections, having a joint configuration with web and flange bolts also. This joints being a full resistant one, it can be achieved the resistance of the joined cold-formed profiles. The experimental test confirms the feasibility of the solution and it was reached the real behavior of the structure through numerical modeling.

Contributions of the Author

Summary

In this thesis has been analyzed the mechanical response of the structures made by cold-formed back to back C sections. To be able to evaluate the performance of these structures, it was performed numerical calculations using analytical models proposed by the author of the thesis. These models are based on the prescriptions of actual codes, the actual results existing in the literature and the experience of the author. The findings have been validated by laboratory testing on full scale test.

Chapter 2 presents a short review of the most important factors which affects the behavior of the cold-formed steel structures. This can be classified in two major categories:

- The effect of the fabrication process over the geometrical and mechanical characteristics of the cold-formed profiles;
- The wall slenderness of the profiles which affects the resistance and stability of the profiles.

The main factors could be represented in the following cause - effect diagram (fig. M.1):

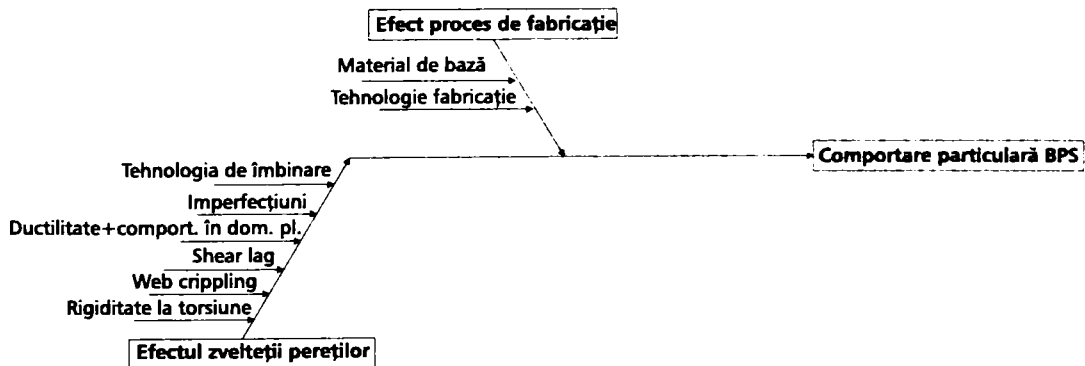


Figure M.1: Diagram: the specific behavior of cold formed steel members

It has been analyzed how the prescriptions of different codes are covering the design process of this kind of structures. A short review of the recent advances in research of joint behavior in cold-formed steel structures it was also been presented. Last section of this chapter shows the structural solutions applied in Romania by the major market players.

Chapter 3 describes the experimental results obtained by laboratory testing on different joint configurations made by cold-formed steel sections. Here are emphasized some of the advantages and disadvantages in case of different joint typologies. The author proposed a modified ECCS cyclic loading procedure in displacement control for the experimental investigations of those specimens which have low or limited ductility, to be able to achieve the hysteretic curves.

Chapter 4 proposes an analytical method to evaluate the mechanical responses of joints made by cold-formed steel sections – using the component method. The classification of analyzed joints according to the criteria proposed by EN1993-1.8 shows that the analyzed joint typologies are semi-rigid and partial resistant, having low or limited ductility.

It has been proven also that the major source of flexibility of this joints is coming from bolt hole elongation, this being the component which have a major influence over the global rigidity of the joint.

Chapter 5 describes the experimental results obtained by laboratory testing on frames made by cold-formed steel sections. The tested frames are the same which has been used as reference frames for joint testing. It was investigated the failure mechanism of the frame under horizontal loading by testing. The test results have been compared with the results obtained by numerical analysis, using the mechanical characteristics determined analytically and experimentally. A quite good correlation between the analytical and experimental results has been obtained. The outcomes recommend an elastic design of the structures made by cold-formed steel sections taking into consideration the semi-rigidity of the joints.

Chapter 6 proposes a design methodology which includes the semi-rigid behavior of the joints in the design process. Even the presence of earthquake, the design criteria of this kind of structures is in Ultimate Limit State (ULS).

We need to pay attention also for Serviceability Limit States (SLS) checking's. The mechanical response of the structures with semi-rigid joints differs significantly from the structures with continuous joints in terms of displacements. Even these conditions are checked in case of continuous joints – considering the semi-rigid behavior – under the effect of horizontal forces de displacements are increasing considerable, but there are closer to the real behavior of the structure.

Personal contributions

Based on the conclusions and the results presented, it can be emphasized the following major contributions of the author:

- The importance of modeling the semi-rigid joints in the global mechanical response of the structures made by cold-formed steel.
- The solutions itself for the studied joint typology and the proposed analytical methodology to determine the initial stiffness of this joints
- The conception of the experimental program, the solution for the specimen testing, the loading system, the evaluation of the results on joints and on full scale frame tests. This type of joints are used more and more in daily practice, but there is just a few information's in codes and in the specialty literature about the way to determine the initial stiffness. The methodology to determine the initial stiffness of the joints using the component method has been done by the author. The most important conclusions of the experimental programs are including: (1) stable behavior of the studied joints made by cold-formed steel back-to-back C sections under monotonic and cyclic loading in elastic range, limited post-elastic strength and ductility; (2) the importance of joint configuration, (3) the influence of the semi-rigidity of the joints over the global behavior, the positive effect over the stress distribution between the column and beam and the negative effect over the deformations in the structure. The experimental program is unique in Romania and in some aspects as the

- non-linear distribution of the efforts in the joint bolts related to the bolt group center of gravity representing an individual solution.
- The proposed design methodology of the cold-formed steel frames considering semi-rigid joints.

Using the results

The analytic and experimental studies it has been integrated in several contracts and research programmes. One of the major programs was: MEC-CNCSIS project, Grant 3853 A11/164 "Experimental study of frames for residential and industrial buildings in seismic areas", finished in 2005.

Under the PhD studies the author has participated in several research and development projects, standard solutions development, implemented in practice through Lindab organization.

The author is an active member of TWG 7.5 and TWG 7.10 of ECCS and he is contributed to finish two publications:

The revision of ECCS publication no. 21: "The Testing of Connections with Mechanical Fasteners in Steel Sheeting and Sections"

A new ECCS publication: "Worked examples according to EN 1993-1-3 Eurocode 3, Part 1.3"

The author has published several articles and papers in journals and specialty conferences, including:

- one book
- Two articles in Romanian journals
- Seventeen articles in national and international conferences

The best performance was the special award of the scientific committee of "Fourth International Conference on Thin Walled structures Technology" in Loughborough - England (June, 2004): "**THE BEST CONFERENCE PAPER**" with the article: MONOTONIC AND CYCLIC PERFORMANCE OF JOINTS OF COLD FORMED STEEL PORTAL FRAMES, research team: D. Dubină, A. Stratan, A. Ciutină, L. Fülöp, **Zs. Nagy**

Fulfillment of the objectives

Checking the initial objectives of the thesis, we can conclude:

- The main objective of the thesis was the investigations of the joint behavior in cold-formed steel structures.

It was studied several joint types under monotonic and cyclic loading, the final results offering the possibility of a complete solution at least one of the studied typology.

- The design of an experimental program which helps to investigate the failure mechanism of joints through laboratory testings and to predict the failure mechanism through analytical methods.

It was presented an extensive experimental program on joints and on full scale frames. It was investigated the failure mechanism, this mechanism it was obtained through numerical modelling, presented in chapter 5.

- To understand this failure mechanisms and to identify the main parameters which influence them.

The test results confirm that these joints are semi-rigid and usually partial resistant. The major impact over the behavior of this joints is determined by the the bearing resistance of the bolts and the web crippling phenomena. Local stability problems appear due to the local stress concentration which is followed by the drop down in resistance of the joint.

- To determine the mechanical characteristics of the joints and to compare with the experimental results (from experiments and from the literature).

It was adapted the component method in order to determine the mechanical characteristics of the joints. The results obtained show a good corelation between the analytical and experimental results.

- To develop a design methodology for the analysed joint and structural typology.

It was developed a design methodology which can deal with the semi-rigid behavior of the joints.

Contents

1 Introduction	1
2 State of the art – evaluation and results	4
2.1 Introduction	4
2.2 Specific aspects of the design and the behavior of steel structures made by cold-formed sections	5
2.2.1 The base material	6
2.2.2 The effects of fabrication technology over the mechanical characteristics	6
2.2.3 Specific stability and resistance problems	9
2.2.4 Influence of slenderness: the effective width	13
2.2.5 Torsion stiffness	15
2.2.6 Web crippling	17
2.2.7 Shear lag	17
2.2.8 Ductility and plastic behavior	18
2.2.9 Influence of imperfections over the stability	18
2.2.10 Connections technology for cold-formed steel sections	19
2.3 Characteristic aspects of the behavior of cold-formed steel structures covered by the codes	20
2.3.1 Cold-formed steel structures – Revision of AS/NZS 4600:1996 (Australia, New Zealand - 2003)	22
2.3.2 North American specification for the design of cold-formed steel structural members (2001)	27
2.3.3 Eurocode 3, part 1.3 (2004)	28
2.4 Constructive solutions and specific problems of the structures made by cold-formed steel sections	31
2.4.1 Advantages of using cold-formed steel in constructions	31
2.4.2 Frames for primary structures	32
2.5 Actual research works	38
2.5.1 Baigent and Hancock (1982)	38
2.5.2 Chung (1998, 1999)	40
2.5.3 Kirk (Swagebeam)	41
2.5.4 Lim and Nethercot	41
2.5.5 J.B.P Lim – Joint Effects in cold-formed steel portal frames (PhD. Thesis)	43
2.5.6 H.C. Ho, K.F. Chung – Analytical prediction on deformation characteristics of lapped connections between cold formed steel Z sections	43
2.5.7 W.K. Yu, K.F. Chung, M. F. Wong – Analysis of bolted moment connections in cold formed steel beam – column sub-frames	44

2.5.8 M. Dundu, A. R. Kemp – Strength requirements of single cold-formed channels connected back-to-back	45
2.5.9 R. Zaharia, D. Dubină – Cold-formed girders with semi-rigid joints	46
2.5.10 J. Carr, A. Mansour, J. Mills – Self drilling screwed knee-joints for cold formed steel portal frames in cyclonic region	47
2.6 Conclusions – similar researches	47
3 Experimental program to study the behavior of frame joints made by cold formed steel sections	49
3.1 Introduction	49
3.2 Experimental program	52
3.2.1 Scope and the arrangement of the stand	52
3.2.2 Design of the tested specimen	52
3.2.3 Design of joints	54
3.2.4 Diagrams – M, N, T	56
3.2.5 Characteristics of the cold-formed profiles	59
3.2.6 Preparing and testing of joints	59
3.2.7 Experimental testing results	62
3.3 Conclusions – Joint testing program	68
4 The component method	69
4.1 Introduction	69
4.2 Application of the component method	69
4.3 Conclusions – application of the component method	75
5 Experimental program for the study of frame behavior	76
5.1 Introduction	76
5.2 Full scale test preparing on frames	76
5.3 Instrumentation	77
5.4 Summary of the full scale loading tests	79
5.4.1 Frame test no. 1 - Horizontal loading only	79
5.4.2 Frame test no. 2 - Vertical and horizontal loading	79
5.5 Evaluation of the results and comparison with numerical models	80
5.6 Conclusions – full scale frame testing	85
6 Design methodology for the frames made by cold-formed steel sections	86
6.1 Introduction	86
6.2 Design methodology using the traditional way	86
6.3 Design methodology using the innovative way	89
6.4 Comments – traditional vs. innovative design methodology	89
6.5 Conclusions – traditional vs. innovative design process	90
7 Contributions of the author	91
7.1 Summary	91
7.2 Personal contributions	92
7.3 Using the results	93
7.4 Fulfillment of the objectives	93

Anexe	95
A Joint classification according to EN 1993-1-8 (2003)	97
B Analytical determination of mechanical characteristics using the component method	102
C Design of cold-formed steel frame	116
D Cold-formed steel frame element checking	124
E Measured bolt hole elongations for eave joints after the joint tests	137
F Failure mechanism of frame under horizontal loads only (frame test no. 1)	141
G Failure mechanism of frame under vertical and horizontal loads (test no. 2)	144
H Measured geometrical imperfections of the tested frame (test no. 2)	147
I Modelling of experimental stiffness for numerical analysis	149

List of Figures

2.1	Stress - Strain curves for steel	6
2.2	The influence of cold forming over the mechanical characteristics	7
2.3	The evidence of flexural residual stresses	8
2.4	Buckling waves for compressed cold-formed C section	10
2.5	Resistance of compressed C section depending by the half wave length	11
2.6	Behavior of usual and cold-formed compressed section	11
2.7	Failure of C section	12
2.8	Effects of buckling over the resistance	12
2.9	Buckling of compressed walls	14
2.10	Stress distribution after the buckling	14
2.11	Effective width of a buckled wall	15
2.12	Torsion deformation	16
2.13	Stress distribution in a flexural beam flange	17
2.14	The four basic Failure mechanism	20
2.15	Supplementary specific Failures for cold-formed connections	20
2.16	The content of the analyzed codes	21
2.17	Effective width according to AS-NZ, AISI and EC3	22
2.18	Critical buckling modes and the associated half-wave length for a cold-formed C section in compression	23
2.19	Lau and Hancock model for the distortional buckling	24
2.20	3D view of the structures using cold-formed Lindab profiles	33
2.21	Frame details using Lindab profiles	34
2.22	Frame modelling for the design	34
2.23	Structure of thermal power station Arbema - Arad	35
2.24	Joining element used by Kontirom	35
2.25	Structure made by Kontirom during execution	36
2.26	Frisomat type and Galcorom type structure	36
2.27	Knee joint in case of Galcorom structures	36
2.28	Girders made by Lindab and Frisomat	37
2.29	Structural system - Lindab light steel structures and specific details	37
2.30	"Astra" type structures by Frisomat	38
2.31	Eave detail studied by Baigent and Hancock	39
2.32	Loading position and lateral fixing	39
2.33	Joint typology tested by Chung	40
2.34	Swagebeam	41
2.35	Eave details studied by Lim and Nethercot	42
2.36	Ridge gusset plate details	42
2.37	Joint tested by Ho	43
2.38	Joint test arrangement by Dundu and Kemp	45

2.39	Joint tested by Dundu and Kemp	46
2.40	Joint detail with two bolts studied by Zaharia and Dubinã	47
3.1	Joint classification according to the joint stiffness	50
3.2	Joint modelling for structural analysis	50
3.3	Arrangement in case of ridge specimen and knee specimen	51
3.4	Reference portal frame	52
3.5	Pre-design of the frame with 10 kN/ml loading	53
3.6	M, T, N diagrams resulted	53
3.7	Section of the column and beam resulted	54
3.8	Sections of the tested specimens	54
3.9	M, N, T diagrams for ridge specimens	56
3.10	M, N, T diagrams for knee specimens	57
3.11	Ridge specimens	57
3.12	Knee specimens	58
3.13	Coupons for the tensometric test	59
3.14	Testing arrangement in case of ridge and knee joints test	60
3.15	ECCS loading procedure for cyclic loading	61
3.16	Yielding limit according to ECCS procedure	61
3.17	Failure mechanism in case of RIP-M and RIS-FB-M specimens	63
3.18	Failure mechanism in case of KIS-M and KIS-FB-M specimens	63
3.19	Comparative results from monotonic tests for ridge and knee joints	64
3.20	Comparative results from monotonic tests for ridge and knee joints	66
3.21	Propagation of cracks due to repeated buckling	67
3.22	Comparative results from cyclic tests for ridge and knee joints	67
4.1	The studied ridge and knee specimens in the component method	69
4.2	Stress concentration in case of specimens with bolts	70
4.3	Bolt groups considered in analysis	70
4.4	Rotation centre according to the FEM analysis	71
4.5	The evidence of bolt hole elongation in the global flexibility	71
4.6	Main steps obtaining the global rigidity of the component assembly	73
4.7	Moment-rotation curves analitically and experimentally	75
5.1	Scheme of full scale test on frames	76
5.2	Full scale test preparing on frames	77
5.3	Frametest instrumentation	78
5.4	Frame joint detail and loading unit	79
5.5	Load - displacement diagrams in case of tested frames	80
5.6	Considered structural models	80
5.7	Moment-rotation diagram experimental vs model M3	81
5.8	C1 frame: global view and local buckling of the left beam connection	82
5.9	Frame C1: experimental vs. numerical lateral load - deformation curves	82
5.10	C2 frame: global view and local buckling of the right beam connection	84
5.11	Frame C2: comparison of experimental and numerical lateral load - deformation curves	84
6.1	Design process diagram: traditional way	87
6.2	Design process diagram: innovative way	88
7.1	Diagram: the specific behavior of cold formed steel members	91

List of Tables

2.1	The influence over the yield limit depending by the fabrication process .	7
2.2	Type and intensity of residual stresses in case of steel sections	9
2.3	Testing results	42
3.1	List of tested specimens – Joint tests	58
3.2	Results for the base material of cold-formed steel	59
3.3	Experimental results: monotonic tests	64
3.4	Mechanical characteristics - monotonic loading	65
3.5	Experimental results – cyclic tests	67
3.6	Mechanical characteristics - cyclic loading	68
4.1	Component strength of the joint	74
4.2	Component stiffness of the joint	74
4.3	Mechanical characteristics experimentally and analitically	74
6.1	Difference in bending moments and deformations using different design methods	90