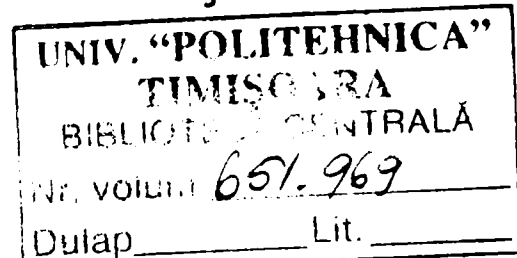


STUDIUL STABILITĂȚII ȘI DUCTILITĂȚII HALELOR METALICE UȘOARE CU STRUCTURI ÎN CADRE CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4

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

Ing. Ionel-Mircea Cristuțiu



Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.dr.ing. Dan Dubină
prof.dr.ing. Jean Pierre Jaspert
prof.dr.ing. Luis Simoes da Silva
prof.dr.ing. Daniel Grecea

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

Cuvânt înainte

Lucrarea de față prezintă rezultatele obținute în urma activității de cercetare desfășurată în cadrul Centrului de Cercetare pentru Mecanica Materialelor și Siguranța Structurilor (CEMSIG - Centru de Excelență) din cadrul Facultății de Construcții a Universității „Politehnica” din Timișoara. Încercările experimentale, stagiile la universitățile europene și întreaga activitate de cercetare efectuată pe parcursul elaborării tezei au fost realizate în cadrul unor programe de cercetare naționale și europene. Autorul mulțumește pe această cale Comisiei Europene și Guvernului României (MEC, CNCSIS) pentru sprijinul acordat.

Mulțumesc pentru încrederea și încurajarea de care m-am bucurat din partea conducătorului științific, d-lui prof.dr.ing. Dan Dubină, pe parcursul celor cinci ani de elaborare a tezei. Deschiderea internațională pe care mi-a oferit-o, prin participarea conferințe internaționale și cunoașterea unor personalități marcante din țară și străinătate, și-a lăsat cu siguranță amprenta asupra acestei lucrări.

Îi sunt recunoscător d-lui prof.dr.ing. Tudor Clipii pentru citirea atentă și analiza minuțioasă a manuscrisului, pentru comentariile utile și greșelile semnalate.

Sunt onorat de acceptul d-ilor prof.dr.ing. Jean-Pierre Jaspard, prof.dr.ing. Luis Simoes da Silva și prof.dr.ing. Daniel Grecea 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. Discuțiile pe care le-am avut cu diverse ocazii în stadiile inițiale de elaborare a tezei au marcat considerabil forma actuală a lucrării. Mulțumesc d-lui prof.dr.ing. Radu Băncilă pentru prezidarea comisiei de doctorat.

Prietenia, ajutorul reciproc și îndrumarea colegului dr. ing Viorel Ungureanu mi-au fost de mare folos atât în primii pași în domeniul cercetării cât și pe tot parcursul celor cinci ani de elaborare a tezei. Nu pot să nu amintesc aici și să nu adresez mulțumiri companiei multinaționale Lindab, reprezentată de ing. Zsolt Nagy, care mi-au pus la dispoziție materialele/specimenele pentru încercările experimentale. Mulțumesc de asemenea conf.dr.ing. Mircea Georgescu, dr. Adrian Ciutina, dr. Aurel Stratan, dr. Raul Zaharia, dr. Florea Dinu, drd. Nicu Muntean, drd. Adrian Dogaru, drd. Radu Hepuț, drd. Bogdan Neagoie și drd. Daniel Țicle, a căror ajutor și sprijin sunt de neprețuit.

Încercările experimentale nu ar fi fost posibile fără ing. Viorel Popa, Dan Scarlat și Mircea Dumitrășcuță. Le mulțumesc pentru spiritul practic și răbdarea de care au dat dovadă.

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

Timișoara, decembrie 2006

Ing. Ionel-Mircea CRISTUȚIU

Cristuțiu, Ionel-Mircea

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 2, Editura Politehnica, 2006, 278 pagini, 155 figuri, 40 tabele.

ISSN:1842-581x

ISBN (10): 973-625-388-0; ISBN (13) 978-973-625-388-1

Cuvinte cheie:

Hale metalice, cadre metalice parter, cadre cu inima plină, secțiuni zvelte, elemente cu secțiune variabilă, soluții constructive, rezistența critică de flambaj, flambaj lateral prin încovoiere, flambaj lateral prin încovoiere-răsucire, analiza de stabilitate, analiza de ductilitate, comportarea îmbinărilor, metoda componentelor, simulări numerice, program experimental, criterii de performanță, structuri tipizate.

Rezumat:

Lucrarea abordează comportarea cadrelor metalice parter din punct de vedere al stabilității și ductilității, cadre având elemente cu secțiuni variabile, zvelte, utilizate la realizarea halelor industriale. În acest scop au fost întreprinse investigații numerice, au fost realizate analize cu elemente finite și teste experimentale pentru evaluarea caracteristicilor îmbinărilor. A fost studiată influența blocajelor laterale, asigurate în practică de structura secundară a închiderilor: paneele de acoperiș și riglele de perete. Au fost determinați coeficienți de reducere a acțiunii seismice, care țin cont de modul de legare laterală a cadrului. Se poate concluziona că în comportamentul cadrului un rol major este jucat de clasa secțiunii tălpii, iar clasa secțiunii inimii are un efect redus. În acest sens soluția cea mai eficientă, din punct de vedere al consumului de material și al rezistenței, pentru realizarea elementelor componente este: tălpi de clasă 2 și inimă de clasă 4.

CUPRINS

LISTA FIGURILOR.....	VI
LISTA TABELELOR.....	XI
TABLE OF CONTENT	XIII
LIST OF FIGURES.....	XVII
LIST OF TABLES.....	XXIII
REZUMAT	XXV
SUMMARY	XXIX
1. INTRODUCERE	1
2. SOLUȚII CONSTRUCTIVE ȘI PROBLEME SPECIFICE ALE CALCULULUI ȘI PROIECTĂRII HALELOR CU STRUCTURĂ METALICĂ DIN CADRE CU INIMĂ PLINĂ ȘI ÎMBINĂRI CU ȘURUBURI.....	4
2.1. INTRODUCERE	4
2.2. SOLUȚII CONSTRUCTIVE ALE CADRELOR PARTER	4
2.2.1. Cadre parter cu o singură deschidere	5
2.2.2. Cadre cu stâlpi intermediari	6
2.2.3. Cadre cu tirant.....	6
2.2.4. Soluții constructive pentru realizarea cadrelor parter cu o singură deschidere.....	7
2.3. SOLUȚII CONSTRUCTIVE ALE SISTEMELOR DE ÎNCHIDERI	10
2.3.1. Generalități	10
2.3.2. Influența sistemului de închidere în costul cadrului	10
2.3.3. Sisteme de închideri folosind tablă lăcuită din oțel	11
2.3.4. Pane de acoperiș și rigle de perete	12
2.4. PROBLEME SPECIFICE DE CALCUL	12
2.4.1. Generalități	12
2.4.2. Probleme de stabilitate.....	13
2.4.3. Comportarea în zone seismice.....	15
2.4.4. Comportarea îmbinărilor.....	16

2.5. METODE ȘI PRESCRIPȚII DE CALCUL PENTRU VERIFICAREA LA STABILITATE	18
2.5.1. Generalități	18
2.5.2. Calculul rezistenței critice de flambaj	19
2.5.3. Evaluarea rezistenței critice cu ajutorul calculatorului.....	20
2.5.4. Evaluarea rezistenței critice de flambaj Davies (1990)[13]	20
2.5.5. Determinarea lungimii de flambaj a stâlpilor – Ermopoulos[23]	22
2.5.6. Verificarea la flambaj a elementelor cu secțiuni de clasă 3 și 4	24
2.5.7. Pierderea stabilității laterale a barelor încastrate la extremități, având talpa comprimată nelegată	28
2.5.8. Metoda generală de verificare la flambaj lateral sau flambaj lateral prin încovoiere-răsucire EN1993-1.1[18].....	31
2.6. PRESCRIPȚII PENTRU CALCULUL CADRELOR METALICE PARTER ÎN ZONE SEISMICE	33
2.6.1. Generalități. Criterii de proiectare antiseismică în conformitate cu P100-92 și P100/2006 (EN 1998-1)	33
2.6.2. Recomandări pentru alcătuirea și calculul structurilor pentru hale metalice parter	36
2.6.3. Asigurarea stabilității generale și configurarea antiseismică	39
2.6.4. Metode de proiectare antiseismică	40
2.6.5. Factorii de reducere a forțelor seismice	41
2.6.6. Metode de analiză structurală	44
2.7. CONCLUZII.....	45
3. PROGRAM DE SIMULĂRI NUMERICE PE CADRE METALICE CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4	47
3.1. INTRODUCERE	47
3.2. STABILITATEA CADRELOR METALICE PARTER AVÂND ELEMENTE CU SECȚIUNI VARIABILE	48
3.2.1. Stabilitatea în planul cadrului și efectele de ordinul doi.....	48
3.2.2. Calibrarea modelelor de calcul	49
3.2.3. Stabilitatea generală.....	54
3.2.4. Stabilitatea în planul cadrului	61
3.2.5. Cazuri practice de proiectare.....	63
3.2.6. Influența imperfecțiunilor asupra comportării cadrelor metalice parter având elemente cu secțiuni variabile.....	65
3.2.7. Influența blocajelor laterale elastice asupra comportamentului cadrului...71	
3.2.8. Metoda generală de calcul din EN1993-1-1	72
3.3. DUCTILITATEA CADRELOR METALICE PARTER AVÂND ELEMENTE CU SECȚIUNI VARIABILE	74
3.3.1. Generalități. Analiza neliniară Pushover.....	74
3.3.2. Performanțe seismice, factorul q	77

3.3.3.	Metoda spectrului de capacitate	80
3.3.4.	Analiza neliniară dinamică	83
3.3.5.	Cazuri practice de proiectare.....	88
3.4.	CONCLUZII.....	92
4. PROGRAM EXPERIMENTAL PENTRU EVALUAREA PERFORMANTELOR ÎMBINĂRILOR RIGLĂ-STÂLP LA CADRE METALICE PARTER CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4		94
4.1.	INTRODUCERE	94
4.2.	PROGRAMUL EXPERIMENTAL.....	95
4.2.1.	Scopul încercărilor și montajul	95
4.2.2.	Specimenele	97
4.2.3.	Caracteristicile materialelor	99
4.2.4.	Procedura de încărcare.....	101
4.2.5.	Prelucrarea datelor experimentale	102
4.3.	REZULTATELE TESTELOR EXPERIMENTALE	103
4.3.1.	Rezultate încercări monotone.....	104
4.3.2.	Rezultate încercări ciclice.....	107
4.3.3.	Influența diferitelor componente în rotirea totală a îmbinării	110
4.4.	PROGRAM DE SIMULĂRI NUMERICE.....	112
4.5.	CONCLUZII.....	115
5. APLICAREA METODEI COMPONENTELOR PENTRU CARACTERIZAREA COMPORTĂRII ÎMBINĂRILOR RIGLĂ-STÂLP LA CADRE METALICE PARTER CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4		116
5.1.	METODA COMPONENTELOR	116
5.1.1.	Introducere	116
5.1.2.	Etapele metodei componentelor	117
5.1.3.	Componentele de bază conform EN1993-1.8 și legea moment-rotire.....	119
5.1.4.	Determinarea rigidității inițiale	122
5.1.5.	Determinarea momentului rezistent.....	124
5.2.	PARTICULARITĂȚI ALE ÎMBINĂRILOR LA FORȚĂ AXIALĂ ȘI MOMENT ÎNCOVOIETOR.....	126
5.2.1.	Generalități.	126
5.2.2.	Îmbinări structurale supuse la moment încovoietor M și forță axială N...	127
5.2.3.	Modelul mecanic propus de Cerfontaine & Jaspert (2003)[8].....	130
5.3.	EVALUAREA CARACTERISTICILOR ÎMBINĂRILOR APLICÂND METODA COMPONENTELOR.	131
5.3.1.	Determinarea diagramei de interacțiune pentru îmbinare	131
5.3.2.	Comparație metoda componentelor teste experimentale.	135
5.3.3.	Clasificarea îmbinărilor în conformitate cu EN1993-1.8[20].....	137

5.3.4. Studiu parametric privind comportarea îmbinărilor riglă-stâlp la cadre metalice parter aplicând metoda componentelor.....	141
5.4. CONCLUZII.....	144
6. METODOLOGII DE PROIECTARE BAZATE PE CRITERII DE PERFORMANȚĂ ALE CADRELOR METALICE PARTER CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4 ȚINÂND SEAMA DE COMPORTAREA REALĂ A ÎMBINĂRILOR	146
6.1. INTRODUCERE	146
6.1.1. Noduri semirigide	146
6.1.2. Metode de analiză structurală și modelarea nodurilor pentru analiza structurală.....	146
6.2. ANALIZA STATICĂ LINIARĂ ȚINÂND CONT DE RIGIDITATEA REALĂ A ÎMBINĂRII	148
6.3. METODOLOGIE DE PROIECTARE A CADRELOR METALICE PARTER AVÂND NODURI SEMI-RIGIDE.....	152
6.4. PROIECTAREA BAZATĂ PE CRITERII DE PERFORMANȚĂ A CADRELOR METALICE PARTER	153
6.4.1. Generalități	153
6.4.2. Obiective și nivele de performanță.....	154
6.4.3. Nivele de performanță pentru structuri slab disipative.....	156
6.4.4. Definirea obiectivelor de performanță propuse	157
6.5. CONCLUZII.....	162
7. STRUCTURI TIPIZATE PENTRU HALE METALICE PARTER AVÂND CADRELE REALIZATE DIN ELEMENTE CU SECȚIUNI VARIABILE	164
7.1. INTRODUCERE	164
7.2. SOLUȚIA TIPIZATĂ ȘI PROIECTAREA EI CONCEPTUALĂ.....	166
7.2.1. Proiectarea conceptuală și reguli de configurare	166
7.2.2. Soluția de închidere (acoperiș și perete).....	171
7.3. EXEMPLU DE APLICAȚIE	171
7.4. PERFORMANȚE TEHNICO-ECONOMICE ALE TIPIZĂRII	173
7.5. CONCLUZII.....	174
8. CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE	175
8.1. CONCLUZII.....	175
8.2. CONTRIBUȚII PERSONALE	180
8.3. VALORIFICAREA REZULTATELOR	181
BIBLIOGRAFIE.....	184
ANEXA 1 - REZULTATELE ANALIZEI ELASTO-PLASTICE DISTRIBUȚIA EFORTURILOR UNITARE ȘI MODURI DE CEDARE	190

ANEXA 2 - VERIFICAREA LA STABILITATE A ELEMENTELOR UNUI CADRU PORTAL CONFORM EN1993-1-1.....	194
ANEXA 3 - ANALIZA PUSHOVER APARIȚIA ZONELOR PLASTICE.....	213
ANEXA 4 - CALCULUL CLASEI SECȚIUNILOR	221
ANEXA 5 - REZULTATE COMPARATIVE STUDIU PARAMETRIC PRIVIND COMPORTAREA NODURILOR RIGLĂ-STÂLP LA CADRE METALICE PARTER APLICÂND METODA COMPONENTELOR	223
ANEXA 6 - DIMENSIONAREA ELEMENTELOR COMPONENTE LA HALE TIPIZATE....	228
ANEXA 7 - CONSUM DE MATERIAL PENTRU STRUCTURI TIPIZATE KG /MP ȘI KG /MC	245

LISTA FIGURILOR

Figura 2 1: Cadre parter cu o singură deschidere.....	5
Figura 2 2: Cadre cu stâlpi intermediari.....	6
Figura 2 3: Cadre cu tirant.....	7
Figura 2 4 : Prinderea stâlpului la baza.....	8
Figura 2 5: Tipuri de îmbinare rigla-stâlp.....	8
Figura 2 6: Tipuri de blocaje laterale.....	9
Figura 2 7: Sisteme de contravântuiri.....	9
Figura 2 8: Sistem de închidere realizate cu pane de acoperiș și rigle de pereți.....	10
Figura 2 9: Sistem de închidere realizat din tablă cu cută înaltă.....	10
Figura 2 10: Contrafișă pentru legarea tălpii comprimate.....	11
Figura 2 11: Elemente pentru fixarea panelor și a riglelor de structura principală.....	12
Figura 2 12: Geometria cadrelor testate Li și Li (2002)[43].....	14
Figura 2 13: Tipuri de blocaje laterale: tip a-împiedică răsucirea și tip b-împiedică deplasarea laterală.....	18
Figura 2 14: Tipuri de blocaje pentru prevenirea răsucirii.....	19
Figura 2 15: Elementul cu secțiune variabilă.....	22
Figura 2 16: Element variabil în structura cu: a) noduri deplasabile; b) noduri fixe.....	23
Figura 2 17: Cadru metalic parter realizat din elemente cu secțiune variabilă, articulată în fundație.....	24
Figura 2 18: Curbele de flambaj și factorii de imperfecțiune corespunzători.....	27
Figura 2 19: Bare încastrate la extremități cu talpa comprimată nelegată.....	28
Figura 2 20: Axa elementelor de legătură și axa elementului verificat.....	30
Figura 2 21: Valori intermediare ale momentelor.....	31
Figura 2 22: Hale industriale și alte structuri cu un singur nivel a)cu legături, riglă-stâlp rigide; b) cu legături, riglă-stâlp articulate.....	34
Figura 2 23: Clasificarea secțiunilor conform EN1993-1.1.....	38
Figura 2 24: Structura tipică a unei hale metalice cu contravântuiri în X.....	39
Figura 2 25: Analiza inelastică Pushover.....	40
Figura 2 26: Definiția factorilor de reducere.....	42
Figura 2 27: Relație calitativă tipică între factorii de reducere q_u/q_S și perioada T (Fischinger și Fajfar, 1994[28]).....	43
Figura 3 1: Efectele P-Δ asupra cadrelor portal.....	48
Figura 3 2: Fenomenul de instabilitate.....	48
Figura 3 3: Schema statică.....	50
Figura 3 4: Modelele analizate în ANSYS.....	52
Figura 3 5: Curba de material.....	52

Figura 3 6:Comparație între rezultatele experimentale și analiza neliniară	53
Figura 3 7:Moduri de prindere a stâlpilor in fundație	54
Figura 3 8: Tipuri de cadre portal	54
Figura 3 9: Tipuri de prinderi laterale	54
Figura 3 10:Analiza elasto-plastică plană	58
Figura 3 11: Analiza elasto-plastică spațială.....	58
Figura 3 12: Moduri de cedare.....	58
Figura 3 13: Valorile forțelor critice în funcție de tipul de prindere	60
Figura 3 14: Modurile de flambaj-cadru tip 1C (stâlp cu secțiune variabila)	60
Figura 3 15: Modurile de flambaj - cadru tip 3C (stâlp cu secțiune constanta)	60
Figura 3 16: Geometria cadrelor analizate	64
Figura 3 17: Moduri de cedare.....	65
Figura 3 18: Imperfecțiuni considerate in analize numerice.....	67
Figura 3 19: Imperfecțiuni de montaj observate pe șantier	67
Figura 3 20: Factori de încărcare	68
Figura 3 21. Factori de încărcare	69
Figura 3 22: Cuplarea modurilor de flambaj local-global	70
Figura 3 23 : Influenta imperfecțiunilor asupra factorului elastic critic	71
Figura 3 24: Blocaje laterale elastice.....	71
Figura 3 25: Influenta blocajelor laterale elastice.....	72
Figura 3 26: Rezultate metoda generala vs MEF	73
Figura 3 27: Comparație între metoda generala si formulele de calcul din EN1993-1.1	74
Figura 3 28:Analiza inelastice Pushover	75
Figura 3 29:Deformarea cadrelor.....	75
Figura 3 30: Curbele de comportament, analize pushover.....	76
Figura 3 31: Dezvoltarea zonelor plastice în riglă.....	76
Figura 3 32: Dezvoltarea zonelor plastice si apariția articulațiilor plastice la baza stâlpului	76
Figura 3 33: Modelul simplificat al capacității de redistribuire plastică.....	77
Figura 3 34: Factori q.....	78
Figura 3 35: Criterii de performanță.....	78
Figura 3 36:Curba moment-rotire (riglă)	79
Figura 3 37:Curba moment-rotire (stâlp).....	79
Figura 3 38: Spectrul liniar elastic conform EN1998-1[22]	80
Figura 3 39: Metoda spectrului de capacitate	81
Figura 3 40: Elementul tip fibra	83
Figura 3 41: Modelarea curbei de material	84
Figura 3 42: Modelarea cu fibra a unei secțiuni dublu T	84
Figura 3 43: Curba de material.....	85
Figura 3 44: Rezultate Drain 3DX	85

Figura 3 45: Rezultate comparative Ansys-Drain 3DX.....	86
Figura 3 46: Accelerograme utilizate în analize.....	86
Figura 3 47: Curbele de capacitate Drain 3DX.....	87
Figura 3 48: Compararea factorilor q Ansys v5.4-Drain 3DX.....	88
Figura 3 49: Prinderea articulată a stâlpului la bază.....	88
Figura 3 50: Factori q.....	90
Figura 3 51: Curbe forță-deplasare elemente cu secțiuni de clasă 3.....	90
Figura 3 52: Curbe forță-deplasare elemente cu secțiuni de clasă 4.....	91
Figura 3 53: Factori q pentru elemente cu secțiuni de clasă 3.....	91
Figura 3 54: Factori q pentru elemente cu secțiuni de clasă 4.....	92
Figura 4 1: Standul experimental pentru încercarea specimenelor.....	95
Figura 4 2: Vedere de ansamblu asupra standului de încercare.....	95
Figura 4 3: Articulație mobilă la capătul grinzii.....	96
Figura 4 4: Articulație la baza stâlpului.....	96
Figura 4 5: Geometrie cadre.....	97
Figura 4 6: Gabarite specimene.....	98
Figura 4 7: Tipuri de suduri utilizate pentru realizarea specimenelor.....	98
Figura 4 8: Elemente componente nod testat.....	99
Figura 4 9: Încercarea de tracțiune. Montaj.....	99
Figura 4 10: Definierea parametrilor din Tabelul 4 3.....	100
Figura 4 11: Schema statică de încărcare și procedura ECCS[16] pentru determinarea forței de curgere.....	101
Figura 4 12: Procedura de aplicare a încărcării ciclice în conformitate cu prevederile ECCS: a) standard, b) modificată.....	101
Figura 4 13: Aranjamentul experimental.....	102
Figura 4 14: Exemplu de determinare a limitei de curgere.....	103
Figura 4 15: Curbe comportament încărcări monotone.....	104
Figura 4 16: Moduri de cedare – încărcări monotone.....	104
Figura 4 17: Comparație FEM vs experimental.....	105
Figura 4 18: Modul de determinare a momentelor capabile și a rotirilor.....	106
Figura 4 19: Ductilitate încărcare monotonă.....	106
Figura 4 20: Mecanismul de cedare la încărcări monotone.....	107
Figura 4 21: Rând suplimentar de șuruburi pentru îmbunătățirea comportamentului la acțiuni ciclice.....	108
Figura 4 22: Comportarea specimenelor la încărcări ciclice: a) curba moment-rotire; b) mod de cedare).....	109
Figura 4 23: Ductilitate încărcare ciclică.....	110
Figura 4 24: Definierea rotirii panoului de inimă a nodului.....	110
Figura 4 25: Definierea rotirii panoului de inimă a grinzii.....	111
Figura 4 26: Influenta diferitelor componente in rotirea totala a îmbinării.....	111

Figura 4 27: Discretizarea îmbinărilor pentru analiza cu MEF	112
Figura 4 28: Curba de material σ - ϵ	113
Figura 4 29: Imperfecțiuni considerate în analiza numerică	113
Figura 4 30: Moduri de cedare și comparație MEF – experimental	114
Figura 5 1: Componentele unei îmbinări rigla-stâlp	117
Figura 5 2: Tipuri de mecanisme plastice	118
Figura 5 3: Curba moment-rotire convențională	121
Figura 5 4: Modelul resorturilor pentru o îmbinare cu placa de capăt extinsă	122
Figura 5 5: Distribuția eforturilor interne	124
Figura 5 6: Îmbinare riglă-stâlp la cadre metalice parter cu rigla în pantă	127
Figura 5 7: Curba de interacțiune M-N.....	128
Figura 5 8: Îmbinare supusă la moment încovoietor și forță axială	129
Figura 5 9: Distribuția eforturilor interne în funcție de raportul M/N	129
Figura 5 10: Modelul mecanic propus de Cerfontaine și Jaspert	130
Figura 5 11: Numerotarea rândurilor de șuruburi.....	132
Figura 5 12: Moduri de interacțiune între rândurile de șuruburi	133
Figura 5 13: Exemplu de diagrama de interacțiune M-N (Cerfontaine 2003)[7]....	134
Figura 5 14: Caracteristici dimensionale îmbinări	135
Figura 5 15: Comparație analitic-experimental	136
Figura 5 16: Curbele moment-rotire obținute analitic	137
Figura 5 17: Relații moment-rotire pentru îmbinări tipice (Leon 1995)[42]	138
Figura 5 18: Clasificarea rigidității nodurilor în funcție de rigiditate	139
Figura 5 19: Clasificarea nodurilor în conformitate cu EN1993-1.8[20]	140
Figura 5 20: Definiție dimensiuni elemente.	143
Figura 5 21: Influența creșterii înălțimii inimii sau a lățimii tălpii.....	144
Figura 6 1: Idealizarea relației moment rotire	148
Figura 6 2: Dimensiuni cadru de referință	148
Figura 6 3: Parametrii monitorizați în gruparea fundamentală	150
Figura 6 4: Parametrii monitorizați în gruparea specială	150
Figura 6 5: Matricea obiectivelor seismice (SEAO Vision 2000, 1995)	155
Figura 6 6: Criteriile de performanță pentru structuri slab disipative (FEMA 274, 1997[29])	157
Figura 6 7: Modelarea unei secțiuni dublu T cu elemente de tip „fibră”	157
Figura 6 8: Accelerograme utilizate în analize.....	158
Figura 6 9: Definiția deplasarea laterală la colțul cadrului	159
Figura 6 10: Metoda spectrului de capacitate	160
Figura 6 11: Determinarea capacității de rotire DuctrotM (1-flambaj în plan, 2 – flambaj în afara planului).....	160

Figura 6 12: Factori de reducere corespunzători nivelelor de performanță considerate.....	162
Figura 7 1: Sisteme structurale tipizate (Nagy 2003)[50]	165
Figura 7 2: Tipo-dimensiuni pentru cadre articulate	167
Figura 7 3: Tipo-dimensiuni pentru cadre semi-rigide.....	167
Figura 7 4: Reguli de contravântuire	168
Figura 7 5: Detalii constructive structură articulată.	169
Figura 7 6: Detalii constructive structură semi-rigidă	170
Figura 7 7: Soluția de închidere.....	171
Figura 7 8: Dimensiuni principale structură	172
Figura 7 9: Faze de montaj ale unei structuri tipizate	172
Figura 7 10: Ponderea componentelor în cazul unei clădiri metalice parter.....	173
Figura 7 11: Strategia echipei de proiect – poziționarea rezultatului în punctul 2 .	174

LISTA TABELELOR

Tabelul 2 1: Definirea factorilor din ecuația (2.13)	25
Tabelul 2 2: Selectarea curbelor de flambaj pentru secțiuni dublu T sudate.....	27
Tabelul 2 3: Valorile coeficientului ψ	34
Tabelul 2 4: Concepte de proiectare, factorul de comportare, clasa de ductilitate... 35	
Tabelul 2 5: Definirea grupării speciale.....	35
Tabelul 2 6: Condițiile pentru starea limită a exploataării normale	36
Tabelul 2 7: Factorii de reducere admiși în funcție de clasa secțiunii.....	38
Tabelul 3 1: Dimensiunea cadrelor testate	50
Tabelul 3 2: Forțe ultime	53
Tabelul 3 3: Moduri de cedare	53
Tabelul 3 4: Dimensiunile secțiunilor transversale.....	55
Tabelul 3 5: Definirea factorilor din ecuația (3.2).....	56
Tabelul 3 6: Rezultate comparative între Eurocode 3 și analiza FEM	59
Tabelul 3 7: Factorul elastic critic	63
Tabelul 3 8: Dimensiunile principale ale secțiunilor	64
Tabelul 3 9: Rezultate comparative MEF și Norme.....	65
Tabelul 3 10: Dimensiuni cadre analizate.....	66
Tabelul 3 11: Rotirile elementelor	79
Tabelul 3 12: Accelerația și deplasarea conform spectrului de capacitate	82
Tabelul 3 13: Nivelul de plasticizare al secțiunilor	82
Tabelul 3 14: Rezultatele analizelor	89
Tabelul 4 1: Dimensiuni cadre	97
Tabelul 4 2: Dimensiuni specimene.....	97
Tabelul 4 3: Rezultate încercării la tracțiune pe materiale folosite la încercări.....	100
Tabelul 4 4: Valori rezultate: moment capabil, rigiditate inițială, rotiri	105
Tabelul 4 5: Momente capabile, rotiri încercări ciclice	108
Tabelul 5 1: Componente de bază ale nodului (EN 1993-1.8)	120
Tabelul 5 2: Valorile coeficientului ψ	124
Tabelul 5 3: Dimensiuni geometrice	135
Tabelul 5 4: Rezultate: moment capabil-rigiditate inițială	137
Tabelul 5 5: Dimensiuni și clase de secțiuni grindă îmbinată	142
Tabelul 5 6: Rezultate analize numerice	143

Tabelul 6 1: Proprietățile geometrice ale cadrelor	149
Tabelul 6 2: Rigiditate inițială îmbinare	149
Tabelul 6 3: Rezultate grupare fundamentală	150
Tabelul 6 4: Rezultate gruparea specială	151
Tabelul 6 5: Valoarea factorilor elastici critici (noduri rigide / noduri semi-rigide).	151
Tabelul 6 6: Capacitățile plastice de rotire a secțiunii grinzii	161
Tabelul 6 7: Deplasările laterale corespunzătoare celor trei nivele de performanță	161
Tabelul 6 8: Valorile factorilor de amplificare corespunzătoare nivelelor de performanță selectate.	161

TABLE OF CONTENT

LIST OF FIGURES	XVII
LIST OF TABLES.....	XXIII
1. INTRODUCTION	1
2. CONSTRUCTIVE SOLUTIONS AND SPECIFIC PROBLEMS OF THE DESIGN AND DETAILING OF STEEL INDUSTRIAL HALLS MADE OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMS WITH BOLTED JOINTS	4
2.1. INTRODUCTION	4
2.2. CONSTRUCTIVE SOLUTIONS FOR PITCHED ROOF PORTAL FRAMES	4
2.2.1. Single bay portal frames	5
2.2.2. Portal frames with intermediate columns.....	6
2.2.3. Portal frames with ties	6
2.2.4. Constructive solutions for single bay portal frames	7
2.3. CONSTRUCTIVE SOLUTIONS FOR THE CLADDING SYSTEM	10
2.3.1. General.....	10
2.3.2. The influence of cladding system on the cost of the portal frame.....	10
2.3.3. Coated sheeting in cladding systems	11
2.3.4. Purlins and side rails.....	12
2.4. SPECIFIC DESIGN PROBLEMS.....	12
2.4.1. General.....	12
2.4.2. Stability problems	13
2.4.3. The behaviour in seismic zones	15
2.4.4. The behaviour of joints	16
2.5. DESIGN METHODS AND PRESCRIPTIONS FOR THE STABILITY CHECK OF THE PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH SLENDER CROSS - SECTIONS	18
2.5.1. General.....	18
2.5.2. Calculation of critical buckling strength	19
2.5.3. Computer aided evaluation of critical buckling strength	20
2.5.4. Evaluation of critical buckling strength - Davies (1990)	20
2.5.5. The determination of column buckling length – Ermopoulos.....	22
2.5.6. Stability check of elements having Class 3 and 4 cross - sections	24
2.5.7. Buckling of restrained members with an unrestrained compression flange	28
2.5.8. General method for lateral buckling or lateral torsional buckling check according to EN1993-1.1	31

2.6.	DESIGN PRESCRIPTIONS FOR PITCHED ROOF PORTAL FRAMES IN SEISMIC ZONES.....	33
2.6.1.	General. Seismic design criteria according to P100-92 și P100/2006 (EN 1998-1)	33
2.6.2.	Design and detailing recommendations for pitched roof portal frames	36
2.6.3.	General stability assurance and seismic configuration	39
2.6.4.	Seismic design methods	40
2.6.5.	Reduction factors for seismic forces	41
2.6.6.	Structural analysis methods.....	44
2.7.	CONCLUSIONS.....	45

3. NUMERICAL SIMULATION PROGRAMME FOR PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH CLASS 3 AND 4 VARIABLE CROSS - SECTIONS 47

3.1.	INTRODUCTION	47
3.2.	THE STABILITY OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH CLASS 3 AND 4 VARIABLE CROSS - SECTIONS	48
3.2.1.	In-plane buckling and second order effects	48
3.2.2.	Calibration of calculation models	49
3.2.3.	General stability	54
3.2.4.	In-plane frame stability.....	61
3.2.5.	Practical design cases	63
3.2.6.	The influence of imperfections on the behaviour of pitched roof portal frames with elements of variable cross - section.....	65
3.2.7.	The influence of elastic lateral restraints on the frame behaviour.....	71
3.2.8.	General design method according to EN1993-1-1	72
3.3.	THE DUCTILITY OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH ELEMENTS HAVING SLENDER VARIABLE CROSS - SECTIONS.....	74
3.3.1.	General. Pushover nonlinear analysis	74
3.3.2.	Seismic performances, "q" factor.....	77
3.3.3.	Capacity spectrum method	80
3.3.4.	Dynamic nonlinear analysis	83
3.3.5.	Practical design cases	88
3.4.	CONCLUSIONS.....	92

4. EXPERIMENTAL PROGRAMME FOR THE EVALUATION OF BEAM - TO - COLUMN JOINT PERFORMANCES OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH CLASS 3 AND 4 VARIABLE CROSS - SECTIONS..... 94

4.1.	INTRODUCTION	94
4.2.	EXPERIMENTAL PROGRAMME	95
4.2.1.	The aim of testing and assemblage.....	95
4.2.2.	Specimens.....	97
4.2.3.	Material characteristics.....	99

4.2.4.	Loading procedure.....	101
4.2.5.	Editing of experimental data	102
4.3.	RESULTS OF EXPERIMENTAL TESTS.....	103
4.3.1.	Results for monotonic loading	104
4.3.2.	Results for cyclic loading	107
4.3.3.	The influence of various components on the entire rotation of the joint.....	110
4.4.	NUMERICAL SIMULATION PROGRAMME.....	112
4.5.	CONCLUSIONS.....	115
5. THE CHARACTERISATION OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH CLASS 3 AND 4 VARIABLE CROSS – SECTIONS, APPLYING THE COMPONENT METHOD		116
5.1.	THE COMPONENT METHOD	116
5.1.1.	Introduction.....	116
5.1.2.	The steps of component method	117
5.1.3.	Basic components according to EN1993-1.8 and the moment – rotation law	119
5.1.4.	Determination of initial rigidity.....	122
5.1.5.	Determination of resisting moment.....	124
5.2.	PARTICULARITIES OF JOINTS UNDER AXIAL FORCE AND BENDING MOMENT	126
5.2.1.	General.....	126
5.2.2.	Structural joints subjected to bending moment M and axial force N	127
5.2.3.	Mechanical model proposed by Cerfontaine & Jaspart (2003)	130
5.3.	EVALUATION OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION CHARACTERISTICS OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMES BY APPLYING THE COMPONENT METHOD.....	131
5.3.1.	The determination of the interaction diagram of the connection.....	131
5.3.2.	Comparison between the component method and experimental test.	135
5.3.3.	Classification of the connections according to the prescriptions of EN1993-1.8	137
5.3.4.	Parametric study on the behaviour of beam – to – column connection of pitched roof portal frames by applying the component method.....	141
5.4.	CONCLUSIONS.....	144
6. DESIGN METHODOLOGY BASED ON PERFORMANCE CRITERIA OF PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH CLASS 3 AND 4 VARIABLE CROSS – SECTIONS TAKING INTO ACCOUNT THE REAL BEHAVIOUR OF THE CONNECTIONS.....		146
6.1.	INTRODUCTION	146
6.1.1.	Semirigid joints.....	146
6.1.2.	Structural analysis methods and the modelling of joints for structural analysis	146

6.2.	LINEAR STATIC ANALYSIS OF STEEL PORTAL FRAMES TAKING INTO ACCOUNT THE REAL RIGIDITY OF THE CONNECTIONS	148
6.3.	DESIGN METHODOLOGY OF STEEL PORTAL FRAMES WITH SEMIRIGID JOINTS	152
6.4.	DESIGN BASED ON PERFORMANCE CRITERIA OF STEEL PITCHED ROOF PORTAL FRAMES WITH ELEMENTS HAVING VARIABLE CLASS 3 AND 4 CROSS - SECTIONS	153
6.4.1.	General.....	153
6.4.2.	Objectives and performance levels	154
6.4.3.	Performance criteria for low dissipative structures.....	156
6.4.4.	The definition of proposed performance objectives.....	157
6.5.	CONCLUSIONS.....	162
7. STANDARDIZED STEEL INDUSTRIAL HALLS		164
7.1.	INTRODUCTION	164
7.2.	STANDARDIZED SOLUTION AND ITS DESIGN CONCEPT	166
7.2.1.	Design concept and detailing rules.....	166
7.2.2.	Cladding system (roofs and walls)	171
7.3.	EXAMPLE OF APPLICATION	171
7.4.	TECHNICAL – ECONOMICAL PERFORMANCES OF STANDARDIZATION	173
7.5.	CONCLUSIONS.....	174
8. CONCLUSIONS. PERSONAL CONTRIBUTIONS.....		175
8.1.	CONCLUSIONS.....	175
8.2.	PERSONAL CONTRIBUTIONS.....	180
8.3.	ENPHASIZING THE RESULTS.....	181
BIBLIOGRAPHY		184
ANNEX 1 – RESULTS OF ELASTO – PLASTIC ANALYSIS, STRESS DISTRIBUTION AND FAILURE MODES.....		190
ANNEX 2 – STABILITY CHECKS OF THE ELEMENTS OF A PITCHED ROOF PORTAL FRAME ACCORDING TO EN1993-1-1		194
ANNEX 3 – PUSHOVER ANALYSIS AND PLASTIC HINGE DEVELOPMENT		213
ANNEX 4 – ESTABLISHING SECTION CLASS.....		221

ANNEX 5 - PARAMETRIC STUDY OF BEAM - TO - COLUMN CONNECTIONS OF
 PITCHED ROOF PORTAL FRAMES USING THE COMPONENT METHOD: COMPARING
 RESULTS 223

ANNEX 6 - DIMENSIONING OF THE ELEMENTS OF STANDARD TYPE INDUSTRIAL
 HALLS 228

ANNEX 7 - MATERIAL CONSUPTION FOR STANDARD TYPE
 STRUCTURES: CONSUMPTION /SM ŞI CONSUMPTION /CM 245

LIST OF FIGURES

Figure 2 1: Single bay pitched roof portal frames	5
Figure 2 2: Portal frames with intermediate columns.....	6
Figure 2 3: Portal frames with ties	7
Figure 2 4: Column base connection	8
Figure 2 5: Types of beam-to-column connections	8
Figure 2 6: Types of lateral restraints.....	9
Figure 2 7: Bracing systems.....	9
Figure 2 8: Cladding system with purlins and side rails.....	10
Figure 2 9: Cladding systems with deep deck profiled sheeting.....	10
Figure 2 10: Fly graces to restrain compressed flange.....	11
Figure 2 11: Elements for fixing the purlins and side rails to the structure.....	12
Figure 2 12: The geometry of pitched roof portal frames tested by Li and Li (2002).	14
Figure 2 13: Types of lateral restraints (a) against torsion (b) stops lateral displacements	18
Figure 2 14: Types of restraints to prevent torsion.....	19
Figure 2 15: Variable element.....	22
Figure 2 16: Variable element in: a) sway frames; b) nonsway frames.....	23
Figure 2 17: Pitched roof portal frames with variable section, pinned to the foundation	24
Figure 2 18: Buckling curves and corresponding imperfection factors	27
Figure 2 19: Elements with fixed ends and unrestrained compressed flange.....	28
Figure 2 20: The axis of lateral restraint and the axis of the element	30
Figure 2 21: Intermediate values of bending moments	31
Figure 2 22: Pitched roof portal frames a) rigid beam-to-column connections; b) pinned beam - to - column connections	34
Figure 2 23: The classification of section according to EN1993-1.1.....	38
Figure 2 24: "X" braced steel industrial hall structure.....	39
Figure 2 25: Pushover nonlinear analysis	40
Figure 2 26: Definition of the reduction factors.....	42
Figure 2 27: Qualitative relationship between the reduction factors q_u/q_s and period T (Fischinger and Fajfar, 1994)	43
Figure 3 1: P- Δ effects on steel pitched roof portal frames	48
Figure 3 2: Instability phenomena	48
Figure 3 3: Static scheme.....	50
Figure 3 4: Models analysed in ANSYS.....	52

Figure 3 5: Material curve.....	52
Figure 3 6: Comparison between experimental data and nonlinear analyses.....	53
Figure 3 7: Types of column base connections.....	54
Figure 3 8: Types of steel pitched roof portal frames.....	54
Figure 3 9: Types of lateral restraints.....	54
Figure 3 10: Plan elastic – plastic analysis	58
Figure 3 11: Spatial elastic – plastic analysis	58
Figure 3 12: Failure modes	58
Figure 3 13: Critical buckling forces function of connection type	60
Figure 3 14: Buckling modes – frame type 1C (column of variable section)	60
Figure 3 15: Buckling modes - frame type 3C (column of constant section).....	60
Figure 3 16: The geometry of analysed portal frames.....	64
Figure 3 17: Failure modes	65
Figure 3 18: Imperfections considered in numerical analysis	67
Figure 3 19: Erecting imperfections noticed on construction site.....	67
Figure 3 20: Loading factors	68
Figure 3 21: Loading factors	69
Figure 3 22: Coupling of local – global buckling modes.....	70
Figure 3 23: Influence of imperfections on the critical elastic factor	71
Figure 3 24: Elastic lateral restraints.....	71
Figure 3 25: The influence of elastic lateral restraints.....	72
Figure 3 26: Results from general method vs. FEM	73
Figure 3 27: Comparison between the general method and the method presented in EN 1993 – 1.1.....	74
Figure 3 28: Pushover inelastic analysis	75
Figure 3 29: Deformation of pitched roof portal frames	75
Figure 3 30: Behaviour curves, pushover analysis.....	76
Figure 3 31: Development of plastic hinges in beams.....	76
Figure 3 32: Development of plastic zones and the appearance plastic hinges at column base	76
Figure 3 33: Simplified model of the plastic redistribution capacity	77
Figure 3 34: q factors	78
Figure 3 35: Performance criteria	78
Figure 3 36: Beam moment - rotation curve	79
Figure 3 37: Column moment - rotation curve.....	79
Figure 3 38: Linear elastic spectrum according to EN1998-1	80
Figure 3 39: The method of capacity spectrum.....	81
Figure 3 40: Fibre type element	83
Figure 3 41: Modelling of material curve.....	84
Figure 3 42: Double T profile modelled with fibre type elements.....	84
Figure 3 43: Material curve.....	85

Figure 3 44: Results from Drain 3DX.....	85
Figure 3 45: Comparative results Ansys-Drain 3DX.....	86
Figure 3 46: Accelerograms used in analyses.....	86
Figure 3 47: Capacity curves Drain 3DX.....	87
Figure 3 48: q factor comparisons Ansys v5.4-Drain 3DX.....	88
Figure 3 49: Pinned column based connection.....	88
Figure 3 50: q factors.....	90
Figure 3 51: Force - displacement curves for elements of Class 3 section.....	90
Figure 3 52: Force - displacement curves for elements of Class 4 section.....	91
Figure 3 53: q factors for elements of Class 3 section.....	91
Figure 3 54: q factors for elements of Class 4 section.....	92
Figure 4 1: Experimental testing stands.....	95
Figure 4 2: Assemble view of the testing stand.....	95
Figure 4 3: Simple support at the end of the beam.....	96
Figure 4 4: Pinned column base.....	96
Figure 4 5: Frame geometry.....	97
Figure 4 6: Specimen dimensions.....	98
Figure 4 7: Types of welds used for building up the elements.....	98
Figure 4 8: Component elements of the tested connection.....	99
Figure 4 9: Tensile testing. Montage.....	99
Figure 4 10: The definition of parameters from table 4 3.....	100
Figure 4 11: Static loading scheme and the ECCS procedure in determining the yield force.....	101
Figure 4 12: Cyclic load application procedure according to ECCS provisions: a) standard b) modified.....	101
Figure 4 13: Experimental arrangement.....	102
Figure 4 14: Example of determination of yield limit.....	103
Figure 4 15: Behaviour curves for monotonic loads.....	104
Figure 4 16: Failure modes – monotonic loads.....	104
Figure 4 17: Comparison FEM vs experimental.....	105
Figure 4 18: The modes of determining the resistant moment and rotations.....	106
Figure 4 19: Ductility in monotonic loads.....	106
Figure 4 20: Failure mechanism – monotonic loads.....	107
Figure 4 21: Supplementary row of bolts for better behaviour under cyclic loading	108
Figure 4 22: Behaviour of specimens under cyclic loads a) moment – rotation curve; b) failure mode.....	109
Figure 4 23: Ductility in cyclic loads.....	110
Figure 4 24: Definition of the rotation of the connection panel web.....	110
Figure 4 25: Definition of the rotation of the beam panel web.....	111

Figure 4 26: The influence of different components on the total rotation of the connection.....	111
Figure 4 27: Modelling of connection for FEM analyses	112
Figure 4 28: σ - ϵ material curve	113
Figure 4 29: Imperfections taken into account in numerical analyses	113
Figure 4 30: Failure modes and comparisons between FEM – experimental data ..	114
Figure 5 1: Components of a beam-to-column joint	117
Figure 5 2: Types of plastic mechanism	118
Figure 5 3: Conventional moment-rotation curve	121
Figure 5 4: Spring models for an extended end plate connection	122
Figure 5 5: Distribution of the internal forces	124
Figure 5 6: Beam-to-column joint for pitched roof portal frame	127
Figure 5 7: M-N interaction curve	128
Figure 5 8: Joint under bending moment and axial force.....	129
Figure 5 9: Distribution of the internal forces function of M/N ratio	129
Figure 5 10: Mechanical model proposed by Cerfontaine and Jaspart	130
Figure 5 11: Numbering of bolt rows.....	132
Figure 5 12: Interaction modes between bolt rows.....	133
Figure 5 13: Example of an interaction diagram M-N (Cerfontaine 2003).	134
Figure 5 14: Geometric characteristics of the joints	135
Figure 5 15: Comparison analytic-experimental.....	136
Figure 5 16: Moment-rotation curves obtained analytically	137
Figure 5 17: Moment-rotation relation for usual joints (Leon 1995).....	138
Figure 5 18: Classification of joints function of their rigidity	139
Figure 5 19: Classification of joints according to EN1993-1.8	140
Figure 5 20: Elements dimensions-definition.	143
Figure 5 21: Influence of the height or width increasing in the bearing capacity of joint	144
Figure 6 1: Moment rotation curve idealisation	148
Figure 6 2: Reference frame - dimensions	148
Figure 6 3: Parameters for fundamental combination	150
Figure 6 4: Parameters for seismic combination	150
Figure 6 5: Seismic objectives (SEAOC Vision 2000, 1995)	155
Figure 6 6: Performance criteria for low dissipative structures (FEMA 274, 1997) ..	157
Figure 6 7: Double t section element modelled with fibres	157
Figure 6 8: Accelerograms used in analyses.....	158
Figure 6 9: Definition of the lateral displacement.....	159
Figure 6 10: Capacity spectrum method	160

Figure 6 11: Evaluation of rotation capacity by means of DuctrotM (1- in-plane buckling, 2 – out-of-plane buckling)..... 160

Figure 6 12: Behaviour factors corresponding for each performance objectives ... 162

Figure 7 1: Standard type structural systems (Nagy 2003) 165

Figure 7 2: Pinned column base frames - dimension 167

Figure 7 3: Semi-rigid column base frames - dimensions..... 167

Figure 7 4: Bracing rules 168

Figure 7 5: Constructive details pinned column base frames. 169

Figure 7 6: Constructive details semi-rigid column base frames..... 170

Figure 7 7: Cladding solution 171

Figure 7 8: Main dimensions of the frames..... 172

Figure 7 9: Erection phases of a standard-type structure 172

Figure 7 10: Influence of different components in the total cost of the building ... 173

Figure 7 11: Strategy of the design team – moving the results in point 2 174

LIST OF TABLES

Table 2 1: Definition of factors from Eqn. (2.13).....	25
Table 2 2: Selection of the buckling curves for double t welded sections.....	27
Table 2 3: Values of ψ coefficient.	37
Table 2 4: Design concepts, behaviour factor, ductility class	35
Table 2 5: Definition of the special (seismic) load combination	35
Table 2 6: Condition for the serviceability limit states	36
Table 2 7: Behaviour factors, function of the ductility class.....	38
Table 3 1: Main dimensions of the tested frames.....	50
Table 3 2: Ultimate forces	53
Table 3 3: Failure modes.....	53
Table 3 4: Dimensions of the cross-sections.....	55
Table 3 5: Definition of the factors from Eqn. (3.2).....	56
Table 3 6: Comparative result Eurocode 3 – FEM analysis.....	59
Table 3 7: Elastic critical factor.....	63
Table 3 8: Main dimensions of the cross sections.....	64
Table 3 9: Comparative results FEM and codes.....	65
Table 3 10: Dimensions of the analysed frames.....	66
Table 3 11: Elements rotations.....	79
Table 3 12: Acceleration and displacement according to capacity spectrum.....	82
Table 3 13: Plasticization levels or the cross sections	82
Table 3 14: Results of analysis	89
Table 4 1: Frames dimensions.....	97
Table 4 2: Specimens dimensions.....	97
Table 4 3: Results of the tensile tests in order to evaluate material mechanical characteristics.....	100
Table 4 4: Resulted values: moment resistance, initial stiffness, rotations	105
Table 4 5: Moment resistance, rotations for cyclic loadings	108
Table 5 1: Basic components of the joints (EN 1993-1.8)	120
Table 5 2: Values of coefficient α	124
Table 5 3: Geometric dimensions.....	135
Table 5 4: Results: moment resistance-initial stiffness	137
Table 5 5: Dimensions and section classes.....	142
Table 5 6: Results of numerical analysis	143

Table 6 1: Geometrical properties of the frames	149
Table 6 2: Initial stiffness of the joint.....	149
Table 6 3: Results for gravitational loads combinations	150
Table 6 4: Results for seismic loads combinations.....	151
Table 6 5: Values of elastic critical values (rigid joints / semi-rigid joints).....	151
Table 6 6: Plastic rotation capacity of the rafter.....	161
Table 6 7: Lateral displacements corresponding for the three performance levels	161
Table 6 8: Loading factors for the three performance levels.	161

REZUMAT

La realizarea hanelor metalice ușoare, sunt folosite cu preponderență cadrele metalice parter, datorită avantajelor pe care le conferă și anume: *rapiditate și acuratețe în execuție și montaj, un grad înalt de prefabricare, compatibilitatea cu orice sistem de placare interioară și exterioară, spații deschise de dimensiuni variate, posibilități multiple de amenajare și re-amenajare, realizarea de construcții ce pot fi demontate și relocate fără pierderi prea mari de materiale.*

Cadrelor metalice parter sunt realizate în mod frecvent din secțiuni zvelte, sudate. Această soluție este adoptată în special pentru a reduce consumurile de materiale și pentru a folosi cât mai eficient materialul. Elementele cadrelor au secțiuni variabile în concordanță cu distribuția eforturilor. Pentru acest tip de structuri, clasa secțiunii poate varia de la Clasă 2 la Clasa 3 și chiar Clasă 4 în unele cazuri. Având secțiuni în general zvelte, un calcul în domeniul plastic nu este posibil, datorită capacității de rotire plastică redusă. Rezistența elementelor structurii împotriva fenomenului de pierdere al stabilității este în general scăzută, dacă nu sunt prevăzute legături laterale adecvate (în planul învelitorii). Paneele de acoperiș și riglele de perete, rigidizate între ele prin intermediul tablei cutate introduc un efect favorabil din acest punct de vedere, însă acesta este dificil de cuantificat pentru proiectarea curentă.

Stabilitatea generală a structurii se asigură prin crearea unor sisteme legături la nivelul structurii și în punctele de rezemare care să elimine pericolul instabilității la nivel global. În structurile metalice formate din bare, contravântuirile joacă un rol deosebit în preluarea și transmiterea la reazeme a sarcinilor orizontale cu rol destabilizator. În structura de rezistență se distribuie sisteme de contravântuiri în așa fel încât ele să asigure stabilizarea structurii și în același timp să răspundă cerințelor arhitecturale.

Din punct de vedere al comportării în zone seismice, structurile ușoare din oțel (în special cele alcătuite din secțiuni neductile), sunt clasificate în conformitate cu EN 1998-1 și P100/2006 ca fiind structuri slab disipative, pentru care factorul q , factorul de disipare al forței seismice, ia valori de la 1,0 la 1,5. Valoarea de 1,5 a factorului q se justifică prin redundanța și rezervele de rezistență datorate proiectării structurii și proprietăților materialului. În consecință, în cazul structurilor de acest tip, situate în zone seismice și cu zăpadă abundentă, atât stabilitatea cât și ductilitatea sunt probleme cu care inginerul proiectant trebuie confruntă la realizare fiecărui obiectiv în parte.

Detalierea și modelarea îmbinărilor riglă-stâlp, joacă un rol important în comportarea în ansamblu a structuri. Tendința este de a considera îmbinarea rigidă, fapt ce nu este adevărat în toate cazurile, acest lucru poate conduce în realitate la o redistribuție a eforturilor în structură, cât și la o scădere a rigidității globale a structurii.

Lucrarea de față propune soluții pentru rezolvarea parțială sau totală a categoriile de problemele enumerate anterior. Un model analitic avansat, calibrat experimental, a fost utilizat pentru a evalua rezistența la flambaj și ductilitatea cadrelor metalice portal. O comparație între rezultatele obținute și formulele de calcul existente în norme vor fi de asemenea prezentate. Vor fi determinați factori de reducere a încărcării seismice, q , prin două metode, și anume una bazată pe o

analiză neliniară elasto-plastică și cealaltă pe o analiză neliniară dinamică. Va fi propusă de asemenea adoptarea proiectării bazată pe criterii de performanță alegând o abordare cu trei nivele de performanță.

În plus pentru a completa investigațiile pe aceste două direcții (stabilitate și ductilitate), s-a derulat un program experimental în vederea determinării rezistenței, ductilității și rigidității îmbinărilor riglă-stâlp, realizate între elemente cu secțiuni variabile zvelte. Rezultatele sunt comparate cu cele obținute aplicând metoda componentelor și cu rezultate obținute prin analiza cu elemente finite.

În prima parte se face o trecere în revistă a principalelor soluții constructive utilizate la realizarea cadrelor metalice parter în general, insistând în special pe cele utilizate la realizarea cadrelor din elemente cu secțiune variabilă. De asemenea se face o prezentare a principalelor soluții de realizare a închiderilor, și modul în care acestea ar putea influența capacitatea portantă a cadrului transversal. În cadrul aceluiași capitol sunt descrise, problemele cu care inginerul proiectant se confruntă la dimensionarea elementelor componente și detalierea acestora, se enumerăm aici: problemele de stabilitate în planul cadrului cât și în afara acestuia; problemele de ductilitate locală și generală (generate în mare măsură de caracterul nedisipativ al elementelor componente) și comportamentul îmbinărilor riglă-stâlp, din punct de vedere al rezistenței, ductilității și rigidității. În finalul capitolului se regăsesc metode și prescripții de calcul pentru proiectarea cadrelor metalice parter la combinația de încărcări fundamentală și combinația de încărcări specială.

În continuare sunt prezentate rezultatele mai multor studii numerice întreprinse pe cadre metalice parter având secțiuni variabile de clasă 3 și 4. Analizele efectuate au ca bază de plecare calibrarea modelelor utilizate pe baza unor teste experimentale realizate de Halasz și Ivany (1978). Au fost studiate modurile proprii de flambaj a cadrelor, sub efectul încărcărilor aplicate vertical, prin intermediul unor analize elastice de flambaj. Analize neliniare elasto-plastice au fost efectuate în vederea determinării modurilor de cedare și a capacității portante a cadrului. S-a studiat influența blocajelor laterale, asigurate în practică de paneele de acoperiș, de riglele de perete și de contrafișe. S-a urmărit de asemenea influența imperfecțiunilor asupra comportamentului cadrului, dar și a legăturilor elastice. Referitor la comportarea cadrelor în zone seismice au fost întreprinse investigații prin intermediul unor analize neliniare elasto-plastice și neliniare dinamice. În urma analizelor efectuate s-a determinat factorul de reducere a încărcării seismice, conducând în final la posibilitatea clasificării cadrelor în una din categoriile de ductilitate cunoscute: mare, medie și redusă. Studiul a pornit inițial de la un număr restrâns de cazuri, fiind extins mai apoi la cazuri care să acopere majoritatea celor întâlnite în proiectarea curentă.

Sunt prezentate, de asemenea, rezultatele obținute în urma unui program experimental, pe îmbinări riglă-stâlp, realizate între elemente cu secțiune variabilă, derulat în Laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor. Testele experimentale s-au efectuat pe specimene la scară naturală, la încărcări monotone și ciclice. În toate cazurile cedarea îmbinărilor s-a înregistrat la ciclurile pozitive, după atingerea momentului capabil. Cedarea a avut loc prin distorsiunea tălpii interioare cuplată cu voalarea locală a inimii grinzii, iar în cazul speciemenelor cu inima de clasa 4 acestea au fost acompaniate de distorsiunea la tăiere a panoului de inimă a îmbinării.

În urma prelucrării rezultatelor a fost posibilă o clasificare a acestor tipuri de îmbinări în funcție de rigiditate, ductilitate și rezistență. Este binecunoscut faptul că încercările experimentale sunt costisitoare atât din punct de vedere al consumului de material cât și al consumului de forță de muncă și timp. În acest sens s-a făcut o

calibrare prin metoda elementelor finite, pe baza rezultatelor experimentale. Concluziile și comparațiile sunt de asemenea prezentate în cadrul acestui capitol. În urma analizelor neliniare s-au obținut rezultate aproximativ identice atât din punct de vedere al modului de cedare cât și din punct de vedere al curbei forță-deplasare. Acest aspecte pozitive recomandă folosirea analizelor numerice detaliate (mai puțin costisitoare) ca o alternativă la încercările experimentale.

Evaluarea caracteristicilor îmbinărilor pe cale analitică se face prin adoptarea binecunoscutei metode a componentelor din EN 1993-1.8 pentru verificarea îmbinărilor riglă-stâlp a cadrelor metalice parter având elemente variabile cu secțiuni zvelte. Evaluarea caracteristicilor îmbinării prin metoda componentelor s-a făcut prin intermediul unui program de calcul dezvoltat la Universitate din Liege. Deoarece la cadrele metalice parter, utilizate pentru realizarea halelor metalice, rigla cadrului are o înclinație dată, apar eforturi de compresiune semnificative în grindă. Pe lângă problemele de stabilitate ce apar în urma acestui fenomen, la dimensionarea îmbinărilor prin metoda componentelor trebuie să se țină cont și de influența forței axiale, în plus față de influența momentului încovoietor. Rezultatele obținute sunt comparate cu cele obținute pe cale experimentală.

Ținând seama de comportarea reală a îmbinărilor se studiază modul în care acestea influențează comportamentul cadrelor metalice parter cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4. Elementele de rezistență ale cadrelor metalice parter, având secțiuni variabile de clasă 3 și/sau 4 se îmbină în nodurile cadrului, care tradițional erau considerate fie perfect rigide, fie articulate. Majoritatea nodurilor reale au însă o comportare intermediară între cele două extreme, permițând o rotire relativă între riglă și stâlp și având uneori o rezistență inferioară elementului îmbinat. Rațiunea principală pentru care se recurge la idealizarea comportării nodurilor cadrului în noduri rigide și articulate este dată de simplificarea majoră a calculului static al structurii. Astfel caracteristicile nodurilor proiectate trebuie să îndeplinească ipotezele asupra comportării făcute inițial. Această procedură poate conduce la soluții ne-economice pentru detalierea nodului, cât și pentru elementele cadrului. Influența semi-rigidității se studiază în prima parte prin intermediul unor analize statice elastice simple. În cea de a doua parte se propune o analiză a cadrelor parter din prisma criteriilor bazate pe performanță. Studiul a fost realizat pentru o abordare cu trei nivele de performanță și anume: starea limită de serviciu, starea limită de avarie și starea limită ultimă. Analizele efectuate în acest sens au fost neliniare elasto-plastice și neliniare dinamice, determinând un factor de reducere, q , pentru fiecare nivel de performanță în parte.

În final sunt scoase în evidență principalele avantaje tehnico-economice ale tipizării halelor metalice cu structură în cadre. Sunt prezentate soluțiile constructive adoptate în funcție de deschidere și înălțime. În acest caz se poate concluziona că deși procesul de tipizare al unui produs prezintă și unele dezavantaje, există un set de avantaje clare care pot fi valorificate prin tipizare:

- Dezvoltarea unor seturi de abace de referință pentru consumurile de oțel în structură permite oricărei persoane să întocmească o estimare rapidă, fără depunerea unui efort deosebit
- Chiar dacă în unele cazuri se pot obține consumuri mai scăzute, datorate unui nivel de încărcări mai reduse decât cele din ipotezele de calcul, economiile din simplificarea procesului de producție și caracterul repetitiv al operațiunilor pot fi substanțiale;
- S-a arătat că se pot obține costuri și termene mai scăzute decât media pe

ramură datorită eficienței și rapidității proceselor dezvoltate

- Tipurile dezvoltate au o aplicabilitate largă, care acoperă mai mult de 80% din teritoriul țării
- Posibilitate de benchmarking / optimizare - alegerea celei mai economice soluții dintre cele existente.

SUMMARY

For the construction of light weight industrial halls, it is preferable to use pitched roof portal frames, due to the advantages they bring: *fast and accurate erection, high level of prefabrication, the compatibility with any kind of cladding system, open spaces of different dimensions, multiple arrangement possibilities, constructions that can be disassemble and relocated without much material loss.* Pitched roof portal frames are usually made – up of elements with welded slender sections. This solution is usually used due to less material consumption and for the most efficient use of the material. The elements have variable cross – section, according to the distribution of efforts. For these type of structures, the section class may vary from Class 2 to Class 3 or even 4 in some cases. Because of their slender sections, a plastic design is not possible, due to the reduced plastic rotation capacity. The strength of the elements against bukling phenomena is quite low if not provided lateral restraints. The purlins and side rails, restrained with the help of profiled sheeting introduce a favourable effect from this point of view. However this is quite difficult to be quantified in design practice.

The general stability of the structure is provided by means of restraints at different levels of the structure and in the bearing system. For the steel structures made up from beam elements, the breacing system plays a very important role in overtaking and transmitting to the foundation of the horizontal forces. The bracing system is provided in such a way to ensure the stability of the structure and in the same way to answer archidectural demands.

From the seismic behaviour point of view, light weight steel structures (especially those made from nonductile sections), are classified according EN 1998-1 and P100/2006, as low dissipative structures in which the q factor takes values from 1.0 to 1.5. The 1.5 value is due to the redundancy and design overstrenght of the structure and material properties. Taking these into acctont, when designing such a structure situated in a seismic zone and big snow falls, one has to deal with stability and ductility problems of this structure.

The detailing and modelling of the beam-to-column connection plays an important role on the entire behaviour of the structure. The tendency is to consider this connection rigid which is not entirely the case. In reality this can lead to a redistribution of the internal forces in the structure and to a drop in the global rigidity of this one.

The present work tries to suggest solutions to solve partially or totally the above mentioned problems. In order to evaluate the buckling strength and the ductility of pitched roof portal frames it has been used an advanced analitical model. This was also experimentally calibrated. A comparison between the obtained results and the design formulas existing in norms will also be presented. The q factors, for the reduction of seismic forces will be determined on 2 ways. One based on a nonlinear elsto–plastic analysis and the other one based on a dynamic nonlinear analysis. It will also be suggested the design based on performance criteria, choosing 3 levels of performance.

In addition to this, to complete these investigations of the stability and ductility, an experimental programme was performed with the aim of determining the strength, ductility and rigidity of beam-to-column connections of variable

slender sections. These results were compared to those obtained from the component method and from a finite element analysis.

The 1st part is reviewing the main constructive solutions used for steel pitched roof portal frames, underlining those for frames with variable sections. It is also presented the cladding system and the way in which this might influence the bearing capacity of the transversal frame. There are also presented the problems that the structural engineer is dealing with, when designing and detailing the component elements, such as: in-plane and out-of-plane stability problems, local and general ductility problems (due mainly to the nondissipative behaviour of the component elements) and the behaviour of beam-to-column connection (strength, ductility and rigidity). At the end of this part, one can find methods and prescriptions for the design of steel pitched roof portal frames, for both gravitational and seismic load combinations.

Further on, there are presented the results obtained from numerical studies on steel pitched roof portal frames with variable sections of Class 3 and 4. The bases of these analyses are represented by the calibrated models used as test specimens by Halasz and Ivany (1978). There have been studied the buckling eigen modes of the frames under the effect of direct applied vertical forces, by means of elastic buckling analyses. The nonlinear elasto - plastic analyses were used to determine the bearing capacities and failure modes of the frames. It has also been studied the influence of lateral restraints. In practice the role of lateral restraints is played by the purlins, side rails and fly braces. Another point that has been followed was the influence of imperfections upon the behaviour of the frame and on the elastic lateral restraints. When talking about seismic zones; one has followed the behaviour of the pitched roof portal frames, by means of nonlinear elasto-plastic and nonlinear dynamic analyses. As a result of these analyses was the determination of seismic load reduction factor, q , making possible the classification of the frames under discussion into one of the known ductility categories: high, medium and low. Initially, the study was carried out starting from a smaller number of cases, continuing with an extended one in such a way to cover most of the problems met in everyday design.

One can also find in this paper the results obtained from an experimental programme carried out on beam - to - column connections, from elements of variable sections. This programme took place in the Laboratory of the Department of Steel Constructions and the Mechanics of structures. The testing was carried out on real scale specimens, subjected to monotonic and cyclic loads. Failure of the joints occurred, in all cases, under positive cycles, when the ultimate moment capacity is reached. The failure was by distortion of inner flange coupled with the buckling of the web rafter and in case of class 4 members, accompanied by shear distortion of the web in the panel zone. Comparable values of moment capacity of tested joints have been observed in case of monotonic and cyclic tests. The initial stiffness of the joints is not influenced by the class of the cross section and direction of loading. Concerning the total joint rotation, the inelastic rotation of the joint web panel is quite reduced, the main source of plastic deformation being the rafter (plastic flange distortion coupled with web buckling).

After analysing all the obtained results, it was possible to make a classification of these types of connections, function of their rigidity, ductility and strength. It is well known that experimental tests are expensive from the material consumption point of view, labour and time. In this sense, it has been done a calibration by finite element method, on the basis of experimental data. This chapter also presents the conclusions and comparisons obtained from this study. It was

noticed that from the failure mode point of view, the obtained results were similar. This is also applicable when talking about the force-displacement curve. These positive aspects encourage the use of detailed numerical analyses (less expensive) as an alternative to experimental tests.

The evaluation of the characteristics of these connections is done analytically by adopting the well known component method mentioned in EN 1993-1-8 (for the check of beam-to-column connections of pitched roof portal frames with slender sections). The above mentioned evaluation was made with a computer programme developed at the University of Liege. Because the beam of the frame has a given inclination, significant compression efforts act on it. Besides the stability problems which appear due to this phenomenon, when dimensioning the connections by the component method, one must take into account this axial force, besides the bending moment. The obtained results were compared to those obtained experimentally.

Taking into account the real behaviour of the connections, it was studied the way in which these influence the behaviour of steel pitched roof portal frames with slender variable sections of class 3 and 4. Beam-to-column joints used to be treated as being either perfectly rigid or pinned. The majority of real joints has an intermediate behaviour between these 2 extremes, allowing a relative rotation between the beam and column and sometimes having an inferior resistance than the connected element. This simplification is a result of the significant simplification of the static calculus. This procedure may lead to non-economical solutions for the detailing of nodes and for the elements of the frame. The influence of semirigidity is studied in the 1st part by means of simple elastic static analyses. The 2nd part proposes the analysis of steel pitched roof portal frames taking into account performance based criterias. The study was carried out taking into account 3 levels of performance: serviceability limit state, damageability limit state and ultimate limit state. The analyses carried out were nonlinear elasto-plastic and nonlinear dynamic, resulting a q factor for each performance level.

In the end are highlighted the main technical-economical advantages of standardization of steel pitched roof portal frames. There are also presented the constructive solution adopted function the height and opening of frames. In this sense one can conclude that despite some disadvantages, a set of advantages can be emphasized through standardization:

- Even if in some cases one can obtain more reduced steel consumptions, due to smaller loadings, than those from initial hypothesis, costs can be saved from the simplification of production process and simplicity of operations.
- It has been shown that shorter dead lines and lower costs were obtained than the average in the field, due to the efficiency and rapidity of developing processes.
- The developed types have a large applicability, covering more than 80% from the country's territory (romania).
- The possibility of benchmarking / optimization - the choice of most economical solution from the existing one.

1.INTRODUCERE

Datorită avantajelor tehnico-economice pe care le reprezintă, construcțiile metalice, în general, și halele metalice parter în special, au cunoscut o dezvoltare exponențială în ultimii ani, nu numai în noile state membre ale Uniunii Europene, cât și în viitoarele state membre, cum este și cazul României.

O definiție exhaustivă în legătura cu noțiunea de "hală metalică ușoară", mai ales în contextual actual al dezvoltării sectorului de construcții metalice cât și al aflului de noi tehnologii, este extrem de dificil de formulat. Totuși, se poate afirma că halele metalice ușoare, în accepțiunea actuală a acestui termen, constituie o familie de sisteme constructive cu următoarele elemente comune din punct de vedere al utilității, al sistemului adoptat pentru structura metalică de rezistență respectiv al sistemului de realizare a închiderilor:

- utilitate: exclusiv clădiri din sectorul ne-rezidențial (spații de producție, cu caracter comercial și depozite);
- sistemul adoptat pentru structura metalică de rezistență constă în: structuri metalice cu un singur nivel și cu una sau mai multe deschideri, realizate în sistem de cadru portal;
- scheletul de rezistență al închiderilor este realizat din profile de oțel cu pereți subțiri formate la rece;
- sistemele de închidere sunt realizate pe bază de tablă cutată;

La realizarea halelor metalice ușoare, sunt folosite cu preponderență cadrele metalice parter, datorită avantajelor pe care le conferă:

- rapiditate și acuratețe în execuție și montaj, un grad înalt de prefabricare,
- compatibilitatea cu orice sistem de placare interioară și exterioară,
- spații deschise de dimensiuni variate, posibilități multiple de amenajare și re-amenajare, realizarea de construcții ce pot fi demontate și relocalate fără pierderi prea mari de materiale.

Cadrele metalice parter sunt realizate în mod frecvent din secțiuni zvelte, sudate. Aceasta soluție este adoptată în special pentru a reduce consumurile de materiale și pentru a folosi cât mai eficient materialul. Elementele cadrelor au secțiuni variabile în concordanță cu distribuția eforturilor. Pentru acest tip de structuri, clasa secțiunii poate varia de la Clasă 2 la Clasa 3 și chiar Clasă 4 în unele cazuri. Având secțiuni în general zvelte, un calcul în domeniul plastic nu este posibil, datorită capacității de rotire plastică redusă. Dacă nu sunt prevăzute legături laterale adecvate în planul învelitorii, rezistența elementelor structurii împotriva fenomenului de pierdere al stabilității este în general scăzută. Paneele de acoperiș și riglele de perete, rigidizate între ele prin intermediul tablei cutate introduc un efect favorabil din acest punct de vedere, dar care este dificil de cuantificat în proiectarea curentă.

Stabilitatea generală a structurii se asigură prin crearea unor sisteme de legături la nivelul structurii și în punctele de rezemare care să elimine pericolul instabilității la nivel global. În structurile metalice formate din bare, contravântuirile joacă un rol deosebit în preluarea și transmiterea la reazeme a sarcinilor orizontale cu rol destabilizator. În structura de rezistență sistemele de contravântuiri se repartizează în așa fel încât ele să asigure stabilizarea structurii și în același timp să răspundă cerințelor funcționale.

Din punct de vedere al comportării în zone seismice, structurile ușoare din oțel (în special cele alcătuite din secțiuni neductile), sunt clasificate în conformitate cu EN 1998-1[22] și P100/2006[55] ca fiind structuri slab disipative, pentru care, factorul de disipare al forței seismice q , ia valori de la 1,0 la 1,5. Valoarea de 1,5 a factorului q se justifică prin redundanța și rezervele de rezistență datorate proiectării structurii și proprietăților materialului. În consecință, în cazul structurilor de acest tip, situate în zone seismice și cu zăpadă abundentă, atât stabilitatea cât și ductilitatea sunt probleme cu care inginerul proiectant trebuie să se confrunte la realizarea fiecărui obiectiv în parte. Mai mult decât atât, detalierea și modelarea îmbinărilor rigla-stâlp, joacă un rol important în comportarea în ansamblu a întregii structuri. Tendința este de a considera îmbinarea rigidă, fapt ce nu este adevărat în toate cazurile. Considerarea îmbinării semi-rigide poate conduce la o redistribuție a eforturilor în structură, cât și la o scădere a rigidității globale a structurii.

Lucrarea de față propune soluții pentru categoriile de problemele enumerate anterior. Un model analitic avansat, calibrat experimental, a fost utilizat pentru a evalua rezistența la flambaj și ductilitatea cadrelor metalice portal. O comparație între rezultatele obținute și formulele de calcul existente în norme a fost de asemenea prezentată. În plus pentru a completa investigațiile pe aceste două direcții, s-a derulat un program experimental în vederea determinării rezistenței, ductilității și rigidității îmbinărilor riglă-stâlp, realizate între elemente cu secțiuni variabile zvelte.

Capitolul 2 trece în revistă principalele soluții constructive utilizate la realizarea cadrelor metalice parter în general, insistând în special pe cele utilizate la realizarea cadrelor din elemente cu secțiune variabilă. De asemenea se face o scurtă prezentare a principalelor soluții de realizare a închiderilor și a modului în care acestea ar putea influența capacitatea portantă a cadrului transversal. În cadrul aceluiași capitol sunt descrise problemele cu care inginerul proiectant se confruntă la dimensionarea elementelor componente și la detalierea acestora, așa cum ar fi: problemele de stabilitate, atât în planul cadrului cât și în afara acestuia; problemele de ductilitate locală și generală (generate în mare măsură de caracterul nedisipativ al elementelor componente) și comportamentul îmbinărilor riglă-stâlp, din punct de vedere al rezistenței, ductilității și rigidității. În finalul capitolului se regăsesc metode și prescripții de calcul pentru proiectarea cadrelor metalice parter.

Capitolul 3 prezintă rezultatele mai multor studii numerice întreprinse pe cadre metalice parter având secțiuni variabile de clasă 3 și 4. Analizele efectuate au ca bază de plecare calibrarea unor modele pe baza unor teste experimentale. Au fost studiate modurile proprii de flambaj ale cadrelor, sub efectul încărcărilor aplicate vertical, prin intermediul unor analize elastice de flambaj. Analize neliniare elasto-plastice au fost efectuate în vederea determinării modurilor de cedare și a capacității portante a cadrului. S-a studiat influența blocajelor laterale, asigurate în practică de paneele de acoperiș, de riglele de perete și de contrafișe. S-a urmărit de asemenea influența imperfecțiunilor asupra comportamentului cadrului. Referitor la comportarea cadrelor în zone seismice au fost întreprinse investigații prin intermediul unor analize neliniare elasto-plastice și neliniare dinamice. În urma analizelor efectuate s-a determinat factorul de reducere a încărcării seismice, conducând în final la posibilitatea clasificării cadrelor în una din categoriile de ductilitate cunoscute: mare, medie și redusă.

În Capitolul 4, sunt prezentate rezultatele experimentale obținute la încercarea îmbinărilor riglă-stâlp ale elementelor cu secțiuni variabile, încercări derulate în Laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor. Testele experimentale s-au efectuat pe specimene scară naturală, la

încărcări monotone și ciclice. În urma prelucrării rezultatelor a fost posibilă o clasificare a acestor tipuri de îmbinări în funcție de rigiditate, ductilitate și rezistență. Încercările experimentale sunt costisitoare atât din punct de vedere al consumului de material cât și al consumului de forță de muncă și timp, în acest sens s-a făcut o calibrare pe baza rezultatelor experimentale a unor modele numerice prin metoda elementelor finite. Concluziile și comparațiile sunt de asemenea prezentate în cadrul acestui capitol.

Capitolul 5 propune adoptarea binecunoscutei metode a componentelor din EN 1993-1.8[19] pentru verificarea îmbinărilor riglă-stâlp. Evaluarea caracteristicilor îmbinării prin metoda componentelor se face prin intermediul unui program de calcul dezvoltat la Universitate din Liege. Deoarece la cadrele metalice parter, utilizate pentru realizarea halelor metalice, rigla cadrului are o înclinație dată, apar eforturi de compresiune în aceasta. La dimensionarea îmbinărilor prin metoda componentelor trebuie să se țină cont și de influența forței axiale, în plus față de prezența momentului încovoietor. Rezultatele obținute sunt comparate cu cele obținute pe cale experimentală.

Capitolul 6 prezintă câteva metodologii de calcul ale cadrelor metalice parter cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4 ținând seama de comportarea reală a îmbinărilor. Influența semi-rigidității se studiază în prima parte prin intermediul unor analize statice elastice simple. În cea de a doua parte se propune o analiză a cadrelor parter din prisma criteriilor bazate pe performanță. Studiul a fost realizat pentru o abordare cu trei nivele de performanță și anume: starea limită de serviciu, starea limită de avarie și starea limită ultimă. În acest sens au fost efectuate analize neliniare elasto-plastice și neliniare dinamice, în final determinând un factor de reducere, q , pentru fiecare nivel de performanță în parte.

Capitolul 7 scoate în evidență principalele avantaje tehnico-economice ale tipizării halelor metalice cu structură în cadre. Sunt prezentate soluțiile constructive adoptate în funcție tipologia cadrului.

Capitolul 8 recapitulează principalele cercetări întreprinse în cadrul tezei și evidențiază principalele contribuții ale autorului la cunoașterea în domeniu. În anexele atașate sunt prezentate detaliat rezultatele simulărilor numerice și ale încercărilor experimentale efectuate în cadrul tezei. Sunt prezentate de asemenea câteva proceduri Mathcad utilizate pentru a reduce volumul de calcul survenit la verificarea elementelor.

2.SOLUȚII CONSTRUCTIVE ȘI PROBLEME SPECIFICE ALE CALCULULUI ȘI PROIECTĂRII HALELOR CU STRUCTURĂ METALICĂ DIN CADRE CU INIMĂ PLINĂ ȘI IMBINĂRI CU ȘURUBURI

2.1. Introducere

Proiectarea cadrelor metalice parter implică forme și detalii structurale specifice, diferite în general de cele utilizate pentru alte tipuri de structuri. Ca rezultat, modul de abordare a calculului pentru dimensionarea acestor cadre diferă, în mare măsură, de cel întâlnit în proiectarea uzuală a celorlalte tipuri de structuri. Elementele structurale au în general secțiuni variabilă, de Clasă 3 sau 4. Pentru obținerea unei secțiuni cât mai eficiente, care să corespundă atât din punct de vedere al rezistenței cât și al rigidității, se folosesc elemente realizate din table sudate. Realizarea elementelor cu secțiuni variabilă se poate face fie utilizând profile europene, fie utilizând table sudate. Referitor la utilizarea unui anumit tip, și anume profile europene, sau table sudate, pentru realizarea elementelor structurale, păreri sunt împărțite. S-a dovedit faptul că lucrul cu profile europene conduce la un consum de materiale mai mare de material deși este mult simplificată proiectarea și execuția.

În cadrul prezentului capitol se va face o trecere în revistă a diferitelor soluții constructive ce pot fi adoptate pentru realizarea cadrelor metalice parter, îndeosebi a celor cu o singură deschidere. De asemenea vor fi descrise principalele probleme specifice de calcul, dimensionare și detaliere a cadrelor metalice parter cu o singură deschidere cât și prescripții de proiectare întâlnite în normele de calcul europene și românești.

Cadrelor metalice parter, utilizate la construcția clădirilor industriale metalice, cu deschideri medii și mari, sunt realizate în general din elemente având secțiuni sudate, zvelte. Elementele cadrului au secțiuni variabilă în concordanță cu starea de eforturi interne. Pentru aceste tipuri de structuri, un calcul plastic nu este foarte eficient, chiar imposibil de realizat, datorită zvelteții secțiunilor. Deoarece în riglă se dezvoltă eforturi de compresiune semnificative, rezultate din unghiul de înclinare al acoperișului, comportamentul acestora este caracterizat de o sensibilitate ridicată la flambaj prin încovoiere-răsucire. Dacă nu sunt prevăzute blocaje laterale, care să preîntâmpine pierderea stabilității, rezistența la flambaj lateral prin încovoiere-răsucire este în general scăzută. Oricum, blocajele laterale care apar în practică datorită structurii secundare a închiderilor și a efectului de diafragmă, îmbunătățesc semnificativ stabilitatea lor.

2.2. Soluții constructive ale cadrelor parter

Ca urmare a modificărilor permanente ale tehnologiilor de producție a diferitelor ramuri ale industriei, de depozitare și de distribuție, există o cerere continuă pe piață pentru construcțiile din oțel cu un singur nivel. Cu toate că în acest domeniu domină sectorul industrial există și alte sectoare cu dimensiune

semnificativă cum ar fi cel al structurilor pentru spații comerciale sau pentru agrement. În domeniile menționate, oțelul rămâne materialul de construcție fără rival, iar structurile realizate din acest material însumează în oricare an al ultimei perioade circa 90% din totalul construcțiilor metalice.

Cauzele principale ale acestei stări de fapt pot fi atribuite următorilor factori: Rezistența ridicată a materialului care permite acoperirea unor deschideri libere considerabile: deschideri de peste 24 m se realizează în mod curent în fiecare an; Viteza de execuție, care permite o punere în funcție mai promptă a obiectivului respectiv și deci o recuperare mai rapidă a investiției; Adaptabilitatea sistemului constructiv, care permite extinderea acestuia sau schimbarea destinației sale. Circa o treime din cheltuielile de investiții pentru construcții industriale sunt destinate extinderilor sau modificărilor; Reutilizarea și / sau reciclarea materialelor de construcție.

Structura pe cadre metalice de tip portal cu inimă plină a devenit la ora actuală soluția cea mai răspândită pentru clădiri industriale deoarece se pretează la un grad ridicat de industrializare a execuției ceea ce conduce la costuri și termene de execuție mai mici.

2.2.1. Cadre parter cu o singură deschidere

Cadrelor de tip portal (parter) cu deschideri libere (L) mergând până la 60 m oferă o mare versatilitate a soluțiilor constructive (Figura 2-1).

În cazul adoptării unor înălțimi la streșina (H) de 4 până la 5 m, rezulta elemente structurale și detalii de îmbinare relativ ușoare, însă aceste înălțimi pot fi eventual depășite pentru a se asigura condițiile impuse de utilizarea spațiului respectiv (considerente de gabarit interior de depozitare sau de gabarit de pod rulant). Evident că o structură mai înaltă este supusă la încărcări de nivel mai ridicate decât una joasă, datorită cărora, de exemplu, pentru creșteri ale înălțimii la streșina de până la 10 m numai prețul structurii de rezistență principale (cadrele metalice) crește cu 25%. La aceasta se adaugă și costurile suplimentare ale închiderilor.

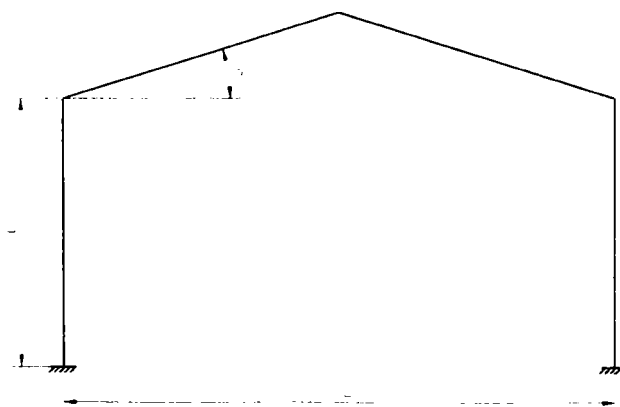


Figura 2-1: Cadre parter cu o singură deschidere

Minimizarea costurilor de utilizare ale clădirii (climatizare interioară, iluminare) se poate realiza limitând cât mai mult posibil volumul construit, prin limitarea înălțimii la streșină; la aceasta se poate adăuga și adoptarea unei înălțimi

reduce la coamă (în relație cu panta minimă admisă pentru învelitoare), ceea ce contribuie la eliminarea spațiilor interioare moarte de sub acoperiș.

Panta acoperișului depinde în mare măsură de sistemul de închidere folosit, dar și de cerințele sistemului structural principal. Panta afectează consumul de material al structurii și deplasarea verticală. Pentru a reduce aria de acoperire a acoperișului și a volumului la interior, panta redusă reprezintă soluția cea mai economică. Panta fiind dictată în majoritatea cazurilor de sistemul de închidere folosit.

2.2.2. Cadre cu stâlpi intermediari

În cazul în care deschiderea liberă (Figura 2-1) nu este absolut necesară, ea poate fi împărțită în două prin introducerea unui stâlp intermediar, ceea ce reduce greutatea structurii, evident, minus costul fundațiilor suplimentare necesare șirului de stâlpi intermediari introduși (Figura 2-2a,b).

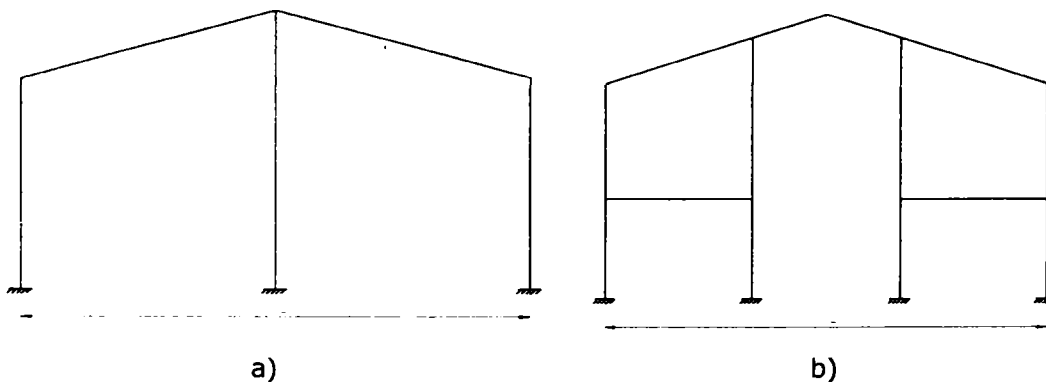


Figura 2-2: Cadre cu stâlpi intermediari

Necesitatea schimbării de pantă a acoperișului ca și a introducerii unor sisteme de colectare corespunzătoare pentru apa de ploaie este eliminată dacă se folosesc unul sau mai multe șiruri de stâlpi intermediari, ceea ce permite menținerea acoperișului în două ape caracteristice cadrului portal cu o singură deschidere.

Un avantaj suplimentar al cadrului cu stâlpi intermediari se manifestă atunci când există cerința compartimentării spațiului interior, caz în care acești stâlpi pot susține pereții despărțitori dintre încăperi sau în caz de necesitate pot fi folosiți pentru susținerea unor planșee intermediare (Figura 2-2b).

Deoarece elementele structurii principale de rezistență (stâlpii exteriori și riglele înclinate ale cadrului) rezulta cu dimensiuni ale secțiunii transversale mai mici decât în cazul deschiderii libere, vor trebui luate măsuri pentru ca structura în ansamblul ei să fie suficient de rigidă pentru a face față la solicitări orizontale (vânt, seism).

2.2.3. Cadre cu tirant

Cadrul cu tirant reprezintă o soluție constructivă, eficientă prin reducerea momentelor încovoietoare din stâlpi și a reacțiilor orizontale din fundații, care vor fi preluate parțial de către tirantul (T). Totuși, în acest caz intervin și o serie de dezavantaje, nu numai în ceea ce privește introducerea tirantului ca element structural suplimentar dar mai ales datorită necesității introducerii pendulilor

intermediari verticali (T1) prin care se evită o încovoiere nedorită a tirantului. Totodată este necesară prevederea unor elemente de contravântuire cu rol de preluare a compresiunii induse în tirant de succțiunea din vânt pe acoperiș.

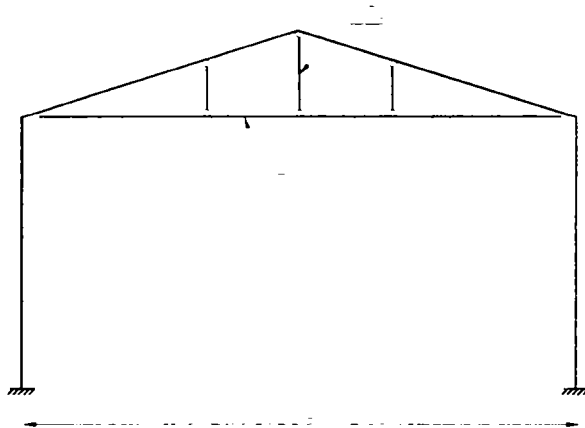


Figura 2-3: Cadre cu tirant

În cazul acoperișurilor cu panta mai mică decât 15° , soluția cadrului cu tirant devine nepractică deoarece împingerile riglelor cresc excesiv, în același timp, fiind posibilă apariția unor dificultăți în ceea ce privește realizarea constructivă a blocajelor tirantului în zona colțului de cadru. Similar cadrului cu stâlpi intermediari, trebuie luate măsuri speciale pentru asigurarea rigidității structurii la forțe orizontale.

2.2.4. Soluții constructive pentru realizarea cadrele parter cu o singura deschidere

În subcapitolele anterioare s-a făcut o scurtă trecere în revistă a principalelor tipuri de cadre metalice parter, folosite la realizarea halelor metalice ușoare. Soluțiile constructive adoptate la proiectarea și realizarea halelor industriale, cu structuri în cadre parter se referă la:

- *Sistemul de prindere a stâlpului la bază.* În funcție de necesarul de rigiditate în plan al cadrului, soluția adoptată poate fi articulată, semi-încastrată sau încastrată. O soluție articulată, presupune un detaliu simplu al bazei stâlpului, care conduce la o rigiditate în plan mai redusă; de asemenea această soluție are avantajul unor eforturi reduse la nivelul infrastructurii (Figura 2-4a). O soluție încastrată, presupune un detaliu mai complex al bazei stâlpului, și în consecință un cost suplimentar de execuție, dar rigiditatea în plan fiind considerabil îmbunătățită. Alegerea oricărei soluții, din cele indicate anterior, conduce la un calcul static simplificat, convenabil în marea majoritate a calculului structurii (Figura 2-4b). Alegerea unei soluții semi-încastrate (Figura 2-4c), presupune acordarea unei atenții deosebite la detalierea îmbinării cat și la efectuarea calculului static. Adoptarea acestei soluții, deși din perspectiva proiectării implica o atenție sporită și cunoștințe aprofundate, conduce la realizarea unei baze de stâlp economice atât din punct de vedere al consumului de materiale și al forței de munca, cat și din punct de vedere al eforturilor pe blocul de fundație.

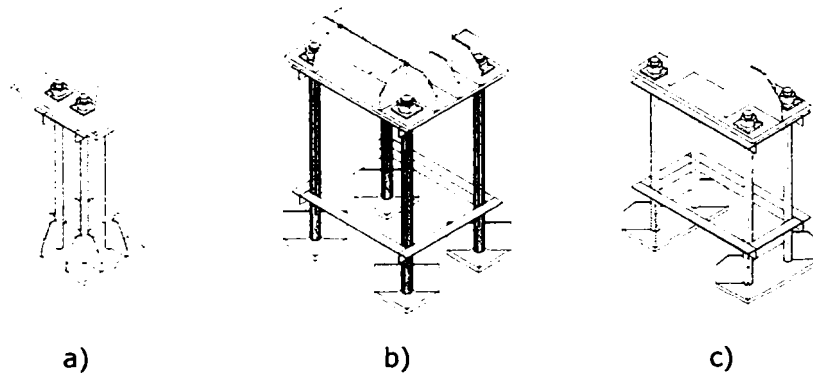


Figura 2-4 : Prinderea stâlpului la baza

- **Îmbinarea rigla-stâlp.** În principiu, îmbinarea între rigla și stâlpul cadrului se realizează cu placă de capăt extinsă și șuruburi de înaltă rezistență. În funcție de forma elementelor ce alcătuiesc cadrul, îmbinarea se poate realiza pe capul stâlpului (Figura 2-5a), în cazul stâlpilor cu secțiune variabilă, sau la fața stâlpului. Cea de-a doua variantă se pretează mai ales pentru stâlpi cu secțiune constantă (Figura 2-5b), dar se poate realiza la fel de bine și pentru cei cu secțiune variabilă (Figura 2-5c). O atenție deosebită, la detalierea îmbinării trebuie alocată panoului de inimă, care din considerente de rezistență la forță tăietoare, poate necesita dispunerea unei rigidizări în diagonală care să îmbunătățească capacitatea la forfecare a panoului. În general soluția de îmbinare din Figura 2-5c se adoptă din considerente de gabarit de transport a riglei cadrului.

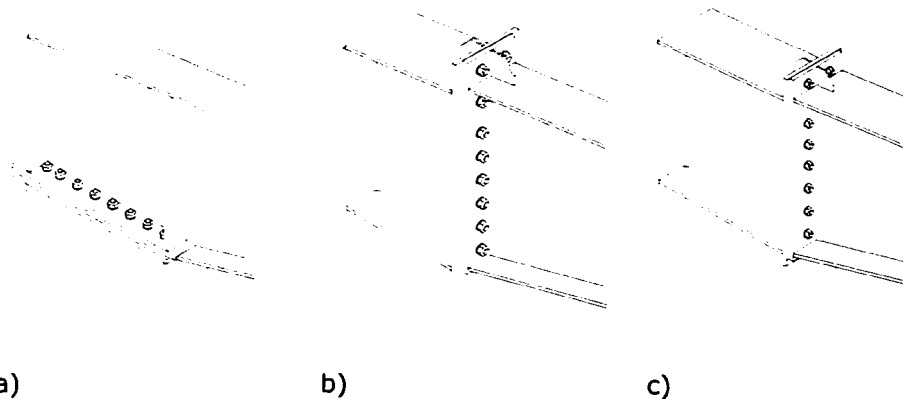


Figura 2-5: Tipuri de îmbinare rigla-stâlp

- **Legăturile (blocajele) laterale.** Elementele componente ale cadrului (rigla și stâlpul) solicitate la eforturi de compresiune și încovoiere, își pierd în general stabilitatea prin flambaj lateral prin încovoiere sau încovoiere-răsucire. Legăturile (blocajele) laterale sunt folosite pentru a îmbunătăți rezistența la flambaj a elementelor cadrului. Acestea sunt de două tipuri, legături pentru a împiedica flambajul lateral (Figura 2-6a; rigle de perete sau pane de acoperiș) și legături laterale pentru a împiedica atât flambajul lateral cât și răsucirea elementului (Figura 2-6b; realizate în practica prin intermediul contrafișelor).

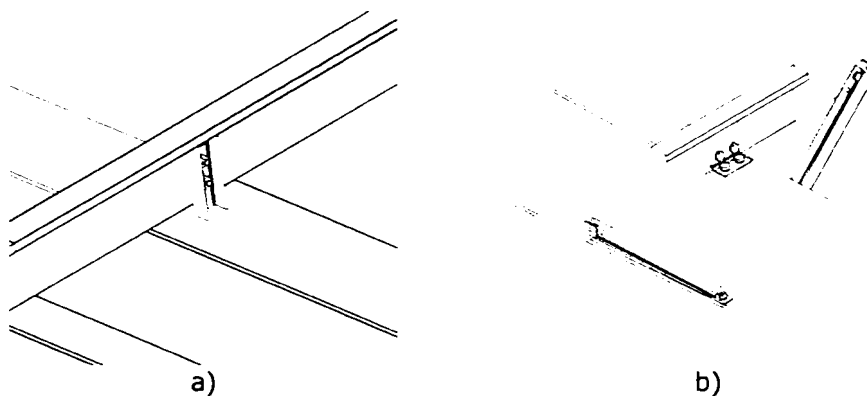


Figura 2-6: Tipuri de blocaje laterale

- *Sistemul de contravântuiri* - La structurile metalice formate din bare, contravântuirile joacă un rol deosebit în preluarea și transmiterea la reazeme a sarcinilor orizontale cu rol destabilizator. Distribuția sistemului de contravântuiri se va face astfel încât să se asigure stabilizarea structurii și în același timp să răspundă cerințelor arhitecturale. Tipul de cel mai frecvent utilizat în cazul halelor metalice este „contravântuirea în X” lucrând exclusiv la întindere (Figura 2-7a). Dacă din considerente arhitecturale sau funcționale nu se poate adopta acest tip de contravântuire, un alt sistem întâlnit este cel de tip „portal de contravântuire” (Figura 2-7b), care la rândul lui poate fi realizat în diferite configurații. La contravântuirile realizate din tiranți, se recomandă prevederea întinzătoarelor, pentru compensarea abaterilor dimensionale realizate la montajul structurii de rezistență.

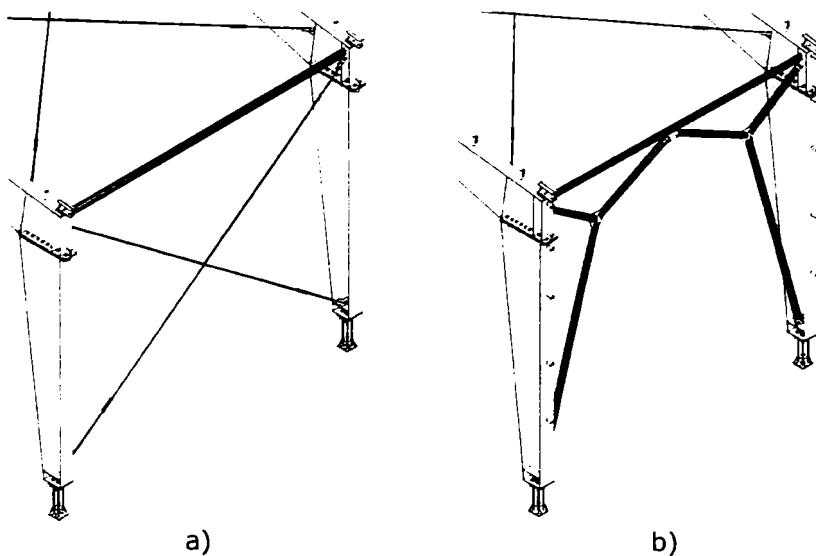


Figura 2-7: Sisteme de contravântuiri

2.3. Soluții constructive ale sistemelor de închideri

2.3.1. Generalități

Sistemele de închidere ale halelor metalice pot fi divizate în două categorii importante și anume:

Închideri realizate pe un sistem secundar de rezistență alcătuit din pane și rigle de perete (Figura 2-8). Pentru a realiza o maximă eficiență și o economie importantă, aceste elemente sunt realizate din profile cu pereți subțiri formate la rece.

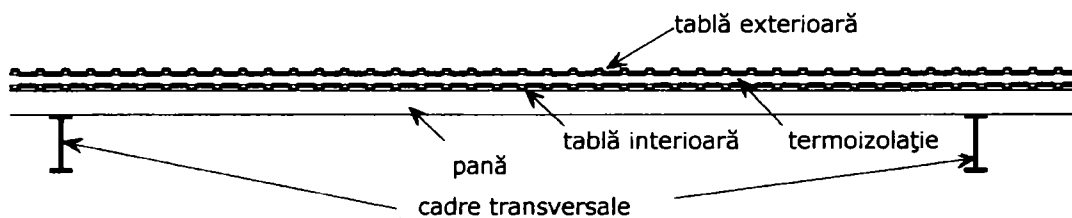


Figura 2-8: Sistem de închidere realizate cu pane de acoperiș și rigle de perete

Închideri realizate din tablă cu cută înaltă sau casete (Figura 2-9). Tabla profilată, cunoscută sub denumirea de tablă cu cută înaltă pentru acoperiș și casete pentru pereți, formează o diafragmă continuă, elementele rezemând direct pe structura de rezistență, și reprezintă suport pentru straturile de la acoperiș, respectiv pereți.

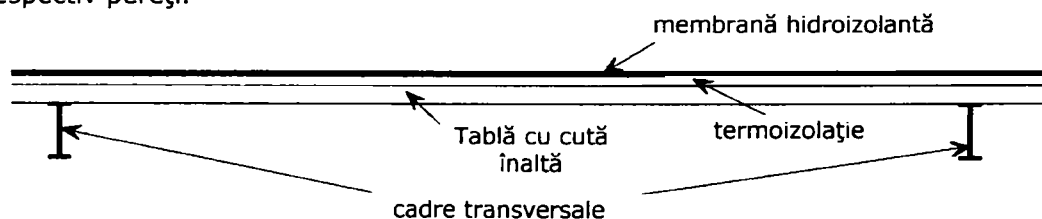


Figura 2-9: Sistem de închidere realizat din tablă cu cută înaltă

Pe piață există o varietate extinsă pentru realizarea sistemelor de închidere, însoțite de documentații tehnice detaliate, exemple în acest sens ar fi: Lindab, Butler, Rannila, Ruuki, Megaprofil, Metecno, etc. Înaintea selectării unui anumit sistem de închidere trebuie avut în vedere și rezistența acestuia la foc, mai ales în cazul în care acesta face parte dintr-un perete rezistent la foc.

2.3.2. Influența sistemului de închidere în costul cadrului

Alegerea unui anumit sistem de închidere poate avea un impact major în economia cadrului transversal, chiar dacă nu este afectată încărcarea din greutate proprie. În consecință, pentru a ajunge la costul cel mai economic de realizare a clădirii, trebuie ținut cont de implicațiile sistemului de închidere în proiectarea cadrului, iar detaliile de realizare trebuie alese cu mare atenție. Costul combinat al închiderilor și al structurii de rezistență trebuie evaluat împreună.

Panale de acoperiș și riglele de perete pot fi utilizate pentru a stabiliză talpa interioară (comprimată) a elementelor cadrului prin intermediul unei contrafișe suplimentare (Figura 2-10). Acest sistem creează un cadru U inversat, care

utilizează rezistența la încovoiere a panii pentru a îmbunătăți rezistența la flambaj a tălpii interioare. Aceasta este o metodă de legare mai ieftină decât utilizând legături în planul tălpii interioare.

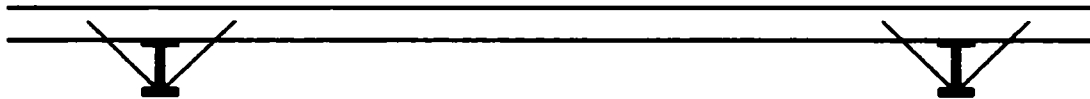


Figura 2-10: Contrafișă pentru legarea tălpii comprimate

Marele avantaj al utilizării contrafișelor, utilizate pentru legarea tălpii comprimate, este dat de capacitatea elementului de a rezista la eforturi mai mari fără a flamba, conducând la realizarea unei structuri mai eficiente și mai puțin costisitoare. Pentru a realiza structura cea mai bună, din punct de vedere al consumului de material, distanța dintre paneele de acoperiș trebuie limitată. Această limitare se face mai ales din considerente de rezistență la flambaj al cadrului, decât din motive de rezistență a panii de acoperiș. Distanță uzuală de dispunere a paneele, din acest considerent, este de 1,6 m, însă depinde totodată de zveltețea elementului legat.

2.3.3. Sisteme de închideri folosind tablă lăcuită din oțel

Cel mai economic sistem de închidere este în mod normal cel care utilizează la exterior tablă lăcuită cu cute din oțel. Există pe piață produse de o calitate ridicată, care pe lângă o durabilă bună în timp au și un aspect vizual plăcut. Închiderile folosind tablă lăcuită din oțel oferă posibilități arhitecturale care ar fi imposibil de realizat din punct de vedere economic prin utilizarea altor sisteme de închidere cum ar fi panourile prefabricate de beton. Pe lângă faptul că permit adoptarea unei culori dintr-o paletă extinsă, permit realizarea suprafețelor curbe.

Tabla lăcuită din oțel este folosită într-o largă varietate de sisteme de închideri. Acestea pot fi împărțite în următoarele categorii:

- *Panouri sandwich.* Aceste panouri sunt realizate din două fâșii de tablă lăcuită de oțel, cu un miez de spumă între ele, formând un element unitar. Miezul de spumă între cele două fâșii de tablă este realizat de obicei prin injectare în cadrul unui proces de producție continuu. Acest miez de spumă poliuretanică, pe lângă faptul că are proprietăți de izolare, lucrează și ca un miez structural, conducând la realizarea unui panou rezistent și rigid în același timp. În cazul acestor tipuri de panouri, structura secundară a închiderilor (pane, rigle) rămâne în toate cazurile vizibilă.
- *Sisteme de închideri asamblate pe șantier.* Aceste sisteme sunt alcătuite dintr-o fâșie de tablă la interior, un strat de protecție termică (vată minerală în cele mai multe cazuri) și o fâșie de tablă lăcuită de oțel la exterior. În cazul sistemelor asamblate pe șantier, structura secundară de rezistență (pane, rigle) poate rămâne vizibilă, sau poate fi înglobată în cadrul sistemului.
- *Sisteme simplu strat.* Acest sistem este utilizat în cazurile în care se realizează doar un strat de protecție hidrofugă, fără a se prevedea termoizolarea clădirii, fiind folosit în special la clădirile destinate depozitării anumitor materiale sau pentru închiderea anumitor procese industriale.

2.3.4. Pane de acoperiș și rigle de perete

Cele mai eficiente și moderne pane de acoperiș și rigle de perete sunt realizate din tablă galvanizată formate la rece rezultând secțiuni cu pereți subțiri. Acestea sunt prinse de structura principală de rezistență (cadru parter) direct sau prin intermediul unor elemente de fixare suplimentare. Există multe produse disponibile pentru realizarea panelor de acoperiș și a riglelor de perete, inclusiv sisteme complete de închidere care includ toate elementele necesare (rigle, pane, șuruburi, table, termoizolație, etc.). Profilele având pereți subțiri realizate prin formare la rece sunt de departe cel mai economic sistem, mult mai economic decât cel care folosește profile laminate la cald cu secțiuni U sau I.

După cum s-a subliniat anterior, modul de prindere al structurii secundare de cea principală diferă de la caz la caz. Alegerea unui anumit tip va depinde de circumstanțele economice și tehnologia de lucru din anumite uzine. Diferite tipuri de prindere sunt prezentate în Figura 2-11.

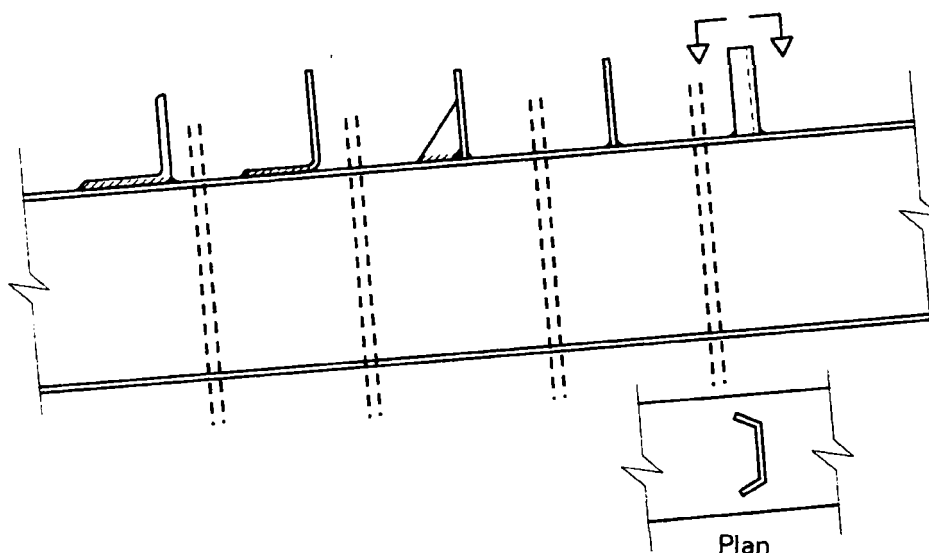


Figura 2-11: Elemente pentru fixarea panelor și a riglelor de structura principală

2.4. Probleme specifice de calcul

2.4.1. Generalități

Proiectarea cadrelor metalice parter, folosite pentru realizarea halelor metalice ușoare, implica forme și detalii diferite de cele întâlnite în proiectarea structurilor metalice uzuale. Din acest motiv, calculul cadrelor metalice parter presupune o abordare oarecum diferită de cea întâlnită la proiectarea structurilor multi-etajate. În majoritatea standardelor de proiectare, europene sau naționale, din considerente de simplificare și uniformizare, nu se regăsesc prescripții specifice pentru aceste tipuri de structuri. Complexitatea proiectării este dată în primul rând de forma variabilă a elementelor, aleasă special pentru a urmări starea de eforturi din structură și pentru a folosi cât mai eficient materialul. Pe de altă parte, din considerente economice, în calcul intervin blocajele laterale, care în funcție de modul de aplicare, împiedică flambajul lateral, dar și cel torsional.

2.4.2. Probleme de stabilitate

Principale probleme cu care inginerul proiectant se confruntă la dimensionarea și detalierea structurilor metalice parter, având secțiuni variabile sunt stabilitatea, ductilitatea și comportarea îmbinărilor. Stabilitatea cadrelor metalice parter, presupune o abordare pe mai multe direcții și anume: stabilitatea generală în planul cadrului, stabilitatea generală în afara planului cadrului și stabilitatea locală a elementelor componente.

Principalii factori care influențează stabilitatea cadrului, în plan sau în afara planului sunt:

- forma și clasa secțiunii elementelor structurale;
- variația secțiunii elementelor structurale pe lungimea acestora;
- modul de fixare laterală a cadrului: prin intermediul contravântuirilor și a riglelor longitudinale, a panelor de acoperiș și a riglelor de perete în conlucrare cu învelitoarea, fixarea tălpii comprimate prin intermediul contrașifșelor, etc;
- îmbinările riglă-stâlp, riglă-riglă și modul de fixare a stâlpului în fundație.

Problema stabilității în planul cadrului și contribuția efectelor de ordinul doi a fost comentată în mai multe articole de către Davies (1990)[13] de la Universitatea din Manchester - Marea Britanie și Camotim (2001)[57] de la Universitatea „Tehnica” din Lisabona - Portugalia.

Datorită pantei acoperișului, și în consecință a înclinării riglei cadrului, eforturile axiale de compresiune în riglă sunt însemnate, problema instabilității devenind mult mai complexă decât în cazul cadrelor multietajate. În aceasta privință Davies (1990)[13] a elaborat un set de formule pentru evaluarea factorului elastic critic ținând cont de distribuția eforturilor din elemente precum și de modul de prindere al stâlpului în fundație (articulat, semi-rigid, rigid). În funcție de valoarea obținută pentru factorul elastic critic, efectele de ordinul doi influențează într-o măsură mai mare sau mai mică comportamentul în planul cadrului.

Camotim (2001)[57], a prezentat și discutat rezultate referitoare la prezența asimetriei (geometrică și de încărcare) la cadrele metalice portal și modul în care acestea influențează instabilitatea în planul cadrului, reliefând că: *„instabilitatea cadrelor metalice portal cu o singură deschidere este condiționată de două forțe de bifurcare a echilibrului, una asociată încărcărilor antisimetrice, iar cea de a doua asociată încărcărilor simetrice”*. Deși valoarea forței critice datorată asimetriei este în majoritatea cazurilor hotărâtoare, raportul dintre cele două este apropiat de 1,0, mai ales în cazul stâlpilor cu prindere încastrată în fundație. Acest studiu a fost extins ulterior și la cadrele metalice portal având mai multe deschideri. Ca și în cazul cadrelor metalice portal cu o singură deschidere stabilitatea fiind condiționată de două moduri critice și anume: *unul antisimetric și unul simetric*.

Determinarea exactă a lungimii de flambaj pentru elementele comprimate, aparținând unei structuri, presupune analiza de stabilitate a întregii structuri. În urma acestei analize pot fi determinate forțele critice de flambaj și în consecință lungimile de flambaj ale elementelor. Pentru a evita această procedură de calcul laborioasă, în anii anteriori au fost propuse diferite metode aproximative de evaluare care au ajutat inginerii proiectanți să determine cu ușurință lungimile critice ale elementelor având secțiuni variabile. Una dintre aceste metode a fost propusă de Ermopoulos (1997)[23], pornind de la metoda determinării lungimii de flambaj

echivalente pentru elemente având secțiuni constantă (Anexa E – Eurocode 3). Pentru calculul lungimii de flambaj a elementelor având secțiuni variabilă, Ermopoulos[23] de la Universitatea Națională Tehnică din Atena-Grecia propune o formulă care permite determinarea valorii critice de flambaj ținând cont de rigiditatea la capetele barelor datorată îmbinărilor.

Fenomenul de flambaj lateral prin încovoiere sau încovoiere-răsucire a cadrelor metalice portal alcătuite din elemente având secțiuni zvelte a fost studiat de către Pasternak și Schilling (1998)[53] de la Universitatea Tehnică din Cottbus-Germania. Pentru a urmări acest fenomen, s-au analizat mai multe cadre modelate cu ajutorul elementelor finite de tip placă, rezultatele obținute fiind comparate cu rezultatele corespunzătoare din DIN 18800 (Norma de calcul germană – care stă la baza dezvoltării Eurocodului 3). Calculul efectuat a demonstrat că utilizând formulele de calcul din DIN 18800 se obțin valori foarte acoperitoare rezultând în final elemente supra-dimensionate și bineînțeles neeconomice.

Pentru promovarea adoptării unei proiectări în domeniul plastic a acestor tipuri de structuri metalice, la Universitatea Tehnică din Budapesta-Ungaria, au fost realizate un set de teste experimentale de către Hollasz și Ivany (1978)[37]. Aceste teste au fost realizate pe cadre având stâlpi cu secțiuni constantă, realizate din europrofile, și grinzi de acoperiș vutate, realizate de asemenea din eruroprofile, schimbând panta acoperișului. În urma testelor efectuate s-a concluzionat ca principalul mod de cedare este flambajul lateral prin încovoiere sau încovoiere-răsucire iar prinderile laterale la nivelul riglei de acoperiș și la nivelul stâlpilor joacă un rol important în reducerea acestui fenomen.

În vederea evaluării capacității portante a cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiuni variabilă, Li și Li (2002)[43] de la Universitatea Tongji-Shanghai din China, au realizat un program experimental pe cadre la scară naturală. Testele s-au realizat pe două cadre identice, unul supus doar la forțe incrementale verticale iar cel de-al doilea la forțe incrementale orizontale, păstrând un nivel constant al forțelor verticale. Geometria cadrelor testate și dimensiunea secțiunilor este prezentată în Figura 2-12. Obiectivul principal a fost investigarea stabilității cadrului în planul lui și în afara acestuia. În acest scop au fost dispuse legături laterale în vederea îmbunătățirii rezistenței la flambaj în afara planului. Cadrul a fost considerat articulată în fundație, iar îmbinările riglă-stâlp și riglă-riglă au fost realizate cu placă de capăt cu șuruburi.

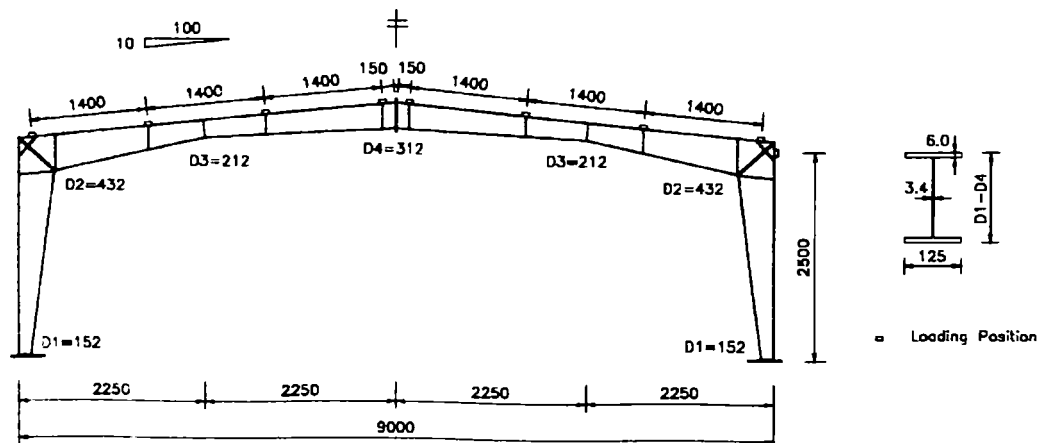


Figura 2-12: Geometria cadrelor testate Li și Li (2002)[43]

Concluziile trasate în urma testelor experimentale realizate de Li și Li sunt:

- În urma testelor la încărcări gravitaționale incrementale s-a atins limita corespunzătoare cedării în planul cadrului. În schimb în cazul cadrului testat la încărcări gravitaționale constante și orizontale incrementale cedarea a avut loc prin instabilitate în afara planului, fără a fi atinsă limita corespunzătoare cedării în planul cadrului.
- Rigiditatea bazei stâlpului influențează rigiditatea și capacitatea cadrului supus la încărcări orizontale, însă dovedindu-se a fi ne semnificativă la cadrele testate la încărcări gravitaționale.

Rezultatele obținute au fost comparate cele obținute aplicând formulele de calcul din CECS (norma de calcul chinezească-similară cu cea românească), concluzionând că norma de calcul este mult prea conservativă.

Cuteanu și Bălut (2003)[12] sugerează o metodă de verificare la flambaj prin încovoiere-răsucire a elementelor unui cadru parter, inspirată din metoda utilizată pentru verificarea elementelor realizate din profile cu pereți subțiri din EN1993-1.3[19]. Această metodă, utilizată în general pentru verificarea panelor de acoperiș având secțiuni cu pereți subțiri formate la rece, a fost adoptată pentru verificarea riglei cadrului. Metoda oferă o imagine explicită a influenței diferiților factori asupra rezistenței la flambaj prin încovoiere-răsucire a grinzii cadrului și oferă posibilitatea de a adopta măsuri de îmbunătățire, dacă acestea sunt necesare. Este binecunoscut faptul că o pană de acoperiș continuă are o rigiditatea mai bună la încovoiere decât una simplă rezemată, asta pe lângă faptul că este și mai economică. Autorii lucrării au concluzionat că efectul de distorsiune a tălpii comprimate datorită flambajului lateral prin încovoiere-răsucire este foarte important (în special în cazul elementelor realizate prin sudură cu inimi zvelte), în consecință proiectantul trebuie să ia în considerare dispunerea unor contrafișe pentru a lega tălpii comprimate de pana de acoperiș.

2.4.3. Comportarea în zone seismice

În zone cu seismicitate ridicată, cum sunt și unele zone de pe teritoriul României, la calculul structurilor trebuie să se țină cont și de comportamentul acestora sub efectul încărcărilor orizontale. Cercetări în această direcție au fost întreprinse la Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor în cadrul unor contracte de cercetare naționale. Determinarea ductilității globale a cadrelor metalice portal s-a făcut prin intermediul factorului de comportare seismică, q .

O evaluare corectă a factorului q poate fi definită prin raportul dintre valoarea accelerației corespunzătoare colapsului structurii și cea corespunzătoare atingerii limitei de curgere în fibra extremă. Această evaluare este posibilă doar prin intermediul unei analize neliniare time-history pentru determinarea valorilor accelerațiilor. Rezultatele obținute confirmă caracterul slab disipativ al cadrului și valoarea de 1,5 a factorului de reducere a încărcării seismice propus în EN 1998-1[22] și P100/2006[55] pentru aceste tipuri de structuri (realizate din elemente cu inimă zveltă de clasă 3 și 4). Oricum, dacă principiile proiectării anti-seismice sunt corect aplicate și structura este bine legată împotriva pierderii stabilității prin flambaj cu încovoiere răsucire, redundanța și supra-rezistența rezultată ar putea îmbunătăți această valoare.

O nouă abordare în proiectarea structurilor în zone seismice este proiectarea bazată pe criterii de performanță. Proiectarea Bazată pe criterii de Performanță (PBP) a structurilor amplasate în zone seismice a devenit relevantă în urma cutremurelor devastatoare din Kobe (1995) și Northridge (1994), fiind introdusă formal în SUA de documentele SEAOC (1995)[56] și FEMA 273 (1996)[29]. Un motiv important a fost că deși unele clădiri, proiectate în conformitate cu normele de calcul actuale, au avut o comportare bună din punct de vedere al pierderilor de vieți omenești, pierderile din punct de vedere economic au fost neașteptat de ridicate. În viziunea lui Ghobarah (2001)[32], metodele convenționale de proiectare antiseismică se rezumă la siguranța vieții (rezistență și ductilitate) și controlul distrugerilor (starea limită de serviciu). Criteriile de proiectare sunt definite de limitarea eforturilor unitare și a forțelor interne evaluate din nivelele prescrise ale forței tăietoare la bază.

Există o unanimitate tot mai puternică printre cercetători și ingineri proiectanți asupra faptului că normele viitoare de proiectare antiseismică trebuie să se bazeze pe PBP. Cu toate acestea, părerile despre sensul acestuia și a metodelor de implementare diferă substanțial (Ghobarah, 2001)[32]. Trei documente au încercat să dezvolte proceduri ce pot fi folosite drept prevederi antiseismice în normele de proiectare și care stau la baza conceperii criteriilor de proiectare bazată pe performanță:

- SEAOC Vision 2000 (1995)[56]
- ATC 40 (1996)[3]
- FEMA 273 și 274 (1996)[29]

Scopul SEAOC Vision 2000 este de a dezvolta un cadru pentru niște proceduri care ar permite proiectarea structurilor cu performanțe seismice previzibile și care să satisfacă multiple obiective de performanță. Studiul prezintă conceptele și se adresează nivelelor de performanță atât pentru elementele structurale, cât și pentru cele nestructurale. Sunt descrise cinci nivele de performanță, fiind definite limitări ale deplasărilor relative de nivel corespunzătoare, atât celor tranziente, cât și a celor reziduale. Se sugerează folosirea conceptelor oferite de proiectarea de capacitate pentru controlul comportamentului inelastic al structurii și desemnarea componentelor ductile ale sistemului de rezistență la forțe laterale. Metodele de proiectare includ diverse proceduri de calcul, cum ar fi metodele convenționale bazate pe rezistență, metode bazate pe deformații și metode energetice.

Anterior, proiectarea bazată pe performanță a fost aplicată pentru structuri în cadre necontravântuite (Grecea și colab. 2004)[35]. Însă, este posibilă, adoptarea unei proiectării bazate pe performanță, care în fapt a fost dezvoltată pentru structuri disipative și pentru structuri nedisipative cum este cazul cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiuni variabile cu pereți zvelți.

2.4.4. Comportarea îmbinărilor

În întregul ansamblu al cadrului un rol major este jucat de îmbinările dintre elemente dar și de modul de prindere a stâlpului în fundație. Aceasta din urma dacă nu este detaliată corespunzător, generează eforturi suplimentare în fundație care conduc la o dimensionare ne-economică. În momentul de față, mulți proiectanți de structuri, limitează verificarea îmbinărilor la efortul maxim de întindere în șurub, dar

acest lucru s-a dovedit a fi insuficient deoarece în comportarea globală a îmbinării un rol major îl joacă și restul elementelor componente cum ar fi: placa de capăt, existența rigidizărilor, panoul de inimă, și tălpile elementelor componente.

Comportarea îmbinărilor elementelor cu pereți zvelți (cu precădere a panoului de inimă) ale cadrelor metalice portal a fost studiată de către Vayas și colab. (1995)[66]. Comportarea îmbinărilor a fost evaluată în urma unui program experimental, în care îmbinările testate au fost realizate prin sudură, încărcarea lor făcându-se în regim static și dinamic. Rezistența îmbinării a fost urmărită prin trei mecanisme de cedare diferite:

Primul mecanism de cedare fiind cedarea prin tăiere a panoului de inimă, care depinde de zveltețea acestui panou.

Al doilea mecanism constă în rezistența câmpului de tensiuni influențat de raportul dintre dimensiunea panoului de inimă și tălpile elementelor componente. Ultimul mecanism fiind dat de rezistența tălpilei elementelor componente.

Studii anterioare au mai fost efectuate de Lim și Nethercot (2004)[45], Chung și Lau (1999)[10], pe noduri ale cadrelor metalice portal realizate din elemente formate la rece. Aceste studii au arătat ca îmbinările cu șuruburi ale cadrelor metalice portal realizate din elemente formate la rece au un comportament semi-rigid. De asemenea acest tip de îmbinare este parțial rezistent (Lim și Nethercot (2003)[44], Wong și Chung (2002)[68]).

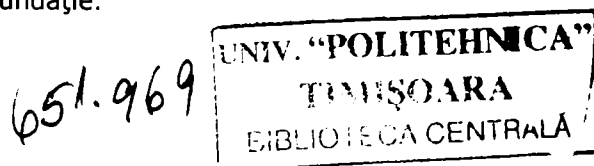
Metoda componentelor reprezintă o procedură de calcul binecunoscută pentru evaluarea proprietăților de calcul a îmbinărilor structurale. Este folosită ca referință în EN 1993[20] și EN 1994[21] pentru dimensionarea îmbinărilor structurilor metalice și mixte, dar poate fi aplicată și pentru alte tipuri de configurații a îmbinărilor.

În cadrul metodei componentelor fiecare nod este considerat ca fiind alcătuit dintr-un set de elemente, denumite componente. Proprietățile mecanice ale acestor componente așa cum ar fi deformația elastică, rezistența de calcul și capacitatea de deformare sunt evaluate prin intermediul unor modele consacrate de calcul. Proprietățile componentelor fiind mai apoi asamblate, în final rezultând proprietățile mecanice ale întregului nod, și anume: rigiditatea la rotire, momentul rezistent de calcul, modul de cedare și capacitatea la rotire.

În consecință caracterizarea proprietăților unui nod, utilizând metoda componentelor, implică trei pași succesivi: identificarea componentelor de bază; evaluarea proprietăților mecanice a acestor componente și asamblarea componentelor.

În vederea investigării comportamentului îmbinărilor cu șuruburi sub efectul cuplat al momentului încovoietor și al forței axiale, la Universitatea din Liege s-a desfășurat un amplu studiu experimental și analitic. Modelul mecanic dezvoltat în acest sens a fost utilizat și în cadrul unui program de calcul al îmbinărilor, bazat pe utilizarea metodei componentelor, realizat de asemenea la universitatea mai sus amintită de către Cerfontaine și Jaspert (2003)[8]. Modelul permite determinarea, într-o manieră numerică a răspunsului nodului riglă-stâlp solicitat la încovoiere cu forță axială.

Comportamentul neliniar al cadrelor metalice portal având îmbinări semirigide a fost studiat de către Nogueiro și Silva (1999)[52] de la universitatea din Coimbra-Portugalia. În urma studiului efectuat s-a ajuns la concluzia că atât îmbinarea riglă-riglă de la coamă, cât și riglă-stâlp de la streășină nu au o influență prea mare în comportamentul neliniar al cadrului, aportul cel mai mare avându-l în schimb modul de fixare a stâlpului în fundație.



În literatura de specialitate apar numeroase lucrări care tratează comportarea, alcătuirea și rigiditatea îmbinărilor elementelor structurilor metalice realizate cu șuruburi. Multe dintre acestea sunt cuprinse și în manualul: *Design of structural connections to Eurocode 3-Frequently asked questions* [49], elaborat în cadrul proiectului european Cestruco-Leonardo da Vinci. În cadrul acestui manual sunt analizate diferite îmbinări cu șuruburi, însă, încă o dată îmbinarea elementelor cadrelor portal cu secțiuni variabile nu este tratată și în special când îmbinarea se face pe capul stâlpului.

De asemenea, se specifică faptul că în normativul de calcul european EN1993-1, Partea 1.8[20]: Proiectarea îmbinărilor (adoptat în 2006 și de ASRO), nu există reguli de proiectare și detaliere în cazul îmbinărilor riglă-stâlp pentru cadre metalice portal, având elemente cu secțiuni variabile.

2.5. Metode și prescripții de calcul pentru verificarea la stabilitate

2.5.1. Generalități

Principalele probleme care apar la dimensionarea elementelor unui cadru parter metalic sunt stabilitatea în planul și în afara planului. Verificarea stabilității în planul cadrului constă în evaluarea rezistenței critice de flambaj și a lungimilor de flambaj a elementelor componente (riglă-stâlp) în planul cadrului. Evaluarea rezistenței critice de flambaj, ținând cont și de modul de prindere a stâlpului la bază, se poate face cu ajutorul calculatorului prin intermediul unei analize a modurilor proprii de flambaj sau analitic folosind formulele de calcul propuse de Davies (1990)[13].

Problema stabilității în afara planului poate fi raportată la: stabilitatea riglei cadrului, stabilitatea stâlpului și/sau stabilitatea cadrului în ansamblu. Stâlpul și rigla cadrului își pot pierde stabilitate în afara planului fie prin flambaj lateral prin încovoiere sau flambaj lateral prin încovoiere-răsucire, în funcție de tipul de blocaj lateral aplicat și anume: blocaj lateral care să împiedice deplasarea laterală sau blocaj lateral care să împiedice răsucirea (vezi Figura 2-13 și Figura 2-14).

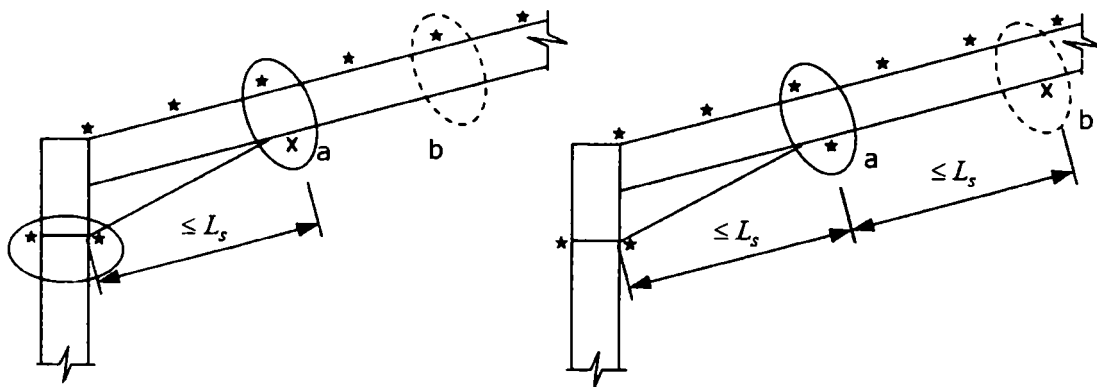


Figura 2-13: Tipuri de blocaje laterale: tip a-împiedică răsucirea și tip b-împiedică deplasarea laterală

Problema flambajului prin lateral prin încovoiere sau încovoiere-răsucire este tratată în majoritatea normelor de calcul, existând formule dedicate pentru a

face verificările necesare, aici pot fi evidențiate: norma românească „STAS 10108/0-78: Calculul elementelor din oțel”[63], norma europeană „EN 1993-1.1: Design of steel structures. General rules and rules for buildings”[18], norma de calcul din Hong-Kong (2005) „Code of practice for the structural use of steel”[11]. Problema majoră care se pune este că verificarea elementelor se realizează individual, pentru fiecare element în parte, în funcție de diferite condiții de reazem. Majoritatea formulor sunt greu de aplicat lăsând loc de interpretări, datorită multitudinii de factori care influențează acest fenomen. Pentru prima dată cadrul în ansamblu poate fi verificat prin „Metoda generală de calcul” din EN 1993-1.1[18]. În cadrul acestei metode, formulele sunt mult mai simple, însă e nevoie de o analiză mai avansată a cadrului, în unele cazuri fiind nevoie chiar de analiza cu metoda elementelor finite pe cadre, discretizare cu elemente de tip placă.

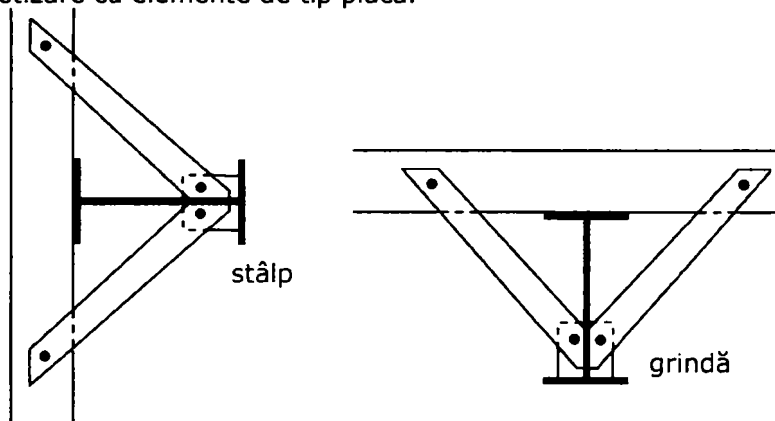


Figura 2-14: Tipuri de blocaje pentru prevenirea răsucirii

2.5.2. Calculul rezistenței critice de flambaj

Scopul determinării rezistenței critice de flambaj este de a stabili sensibilitatea structurii la efecte de ordinul II din combinația de încărcări considerată.

Această sensibilitate este evaluată prin factorul

$$\lambda_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Sd}}$$

unde:

V_{Sd} este încărcarea considerată

V_{cr} este forța critică de flambaj a structurii pentru aceeași combinație de acțiuni (încărcări, eforturi).

Dacă:

$$(a) \quad \lambda_{cr} \geq 10 \quad \text{sau} \quad \left(\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} \leq 0,1 \right)$$

se apreciază că structura este insensibilă la efectele de ordinul II.

Dacă

$$(b) \quad 5 \leq \lambda_{cr} < 10 \quad \text{sau} \quad \left(0,2 \geq \frac{V_{Sd}}{V_{cr}} > 0,1 \right)$$

atunci structura se consideră că este moderat sensibilă la efectele de ordinul II și se recomandă ca acestea să fie luate în considerare prin multiplicarea eforturilor și deformațiilor rezultate dintr-o analiză de ordinul I, cu factorul de multiplicare Merchant-Rankine, $(1-1/\lambda_{cr})$. Trebuie reținut faptul că fiecărei combinații de încărcări îi corespunde o valoare diferită a lui λ_{cr} .

Dacă

$$(c) \quad \lambda_{cr} < 5 \quad \text{sau} \quad \left(\frac{V_{sd}}{V_{cr}} > 0,2 \right)$$

care arată că structura este cu sensibilitate ridicată la efectele de ordinul II, caz în care este obligatoriu calculul de ordinul I cu considerarea imperfecțiunilor.

2.5.3. Evaluarea rezistenței critice cu ajutorul calculatorului

Cele mai multe diferențe dintre soluțiile date de calculator sunt cele legate de rezultatele de ieșire. Principalele diferențe sunt numărul și forma modurilor proprii de vibrație calculate.

De obicei se cere doar primul mod de vibrație, exprimat la fel ca λ_{cr} sau V_{cr} . Totuși, dacă λ_{cr} este foarte mic, pentru proiectanți poate fi foarte util să cunoască și forma modurilor de vibrație superioare. Acestea îl ajută să înțeleagă cum și unde să rigidizeze structura. Modurile superioare arată dacă numai primul mod este determinant sau mai sunt și alte probleme.

Soluțiile date de calculator ar trebui să fie capabile să ia în considerare distribuția corectă a fiecărei combinații de încărcări aplicate.

2.5.4. Evaluarea rezistenței critice de flambaj Davies (1990)[13]

Stabilitatea în planul cadrului poate fi studiată prin intermediul factorului elastic critic, calculat pe baza metodei elaborate de Davies (1990), metodă care are la bază funcțiile de stabilitate și ecuațiile lui Merchant-Rankine-Wood. Metoda se bazează pe calcularea factorului elastic critic, λ_{cr} .

Metoda propusă de Davies (1990) ia în considerare, pe de o parte, cadrele care nu au o structură obișnuită (secțiuni variabile, prinderi în fundație diferite) dar și alte încărcări decât cele verticale, pe de altă parte.

Metoda a fost elaborată de Davies (1990) și apoi modificată pentru a putea lua în considerare, în mod explicit, rigiditatea piciorului stâlpului. Utilizând următoarele simboluri:

E	modulul de elasticitate al oțelului = 210 kN/mm ²
I_r	momentul de inerție al riglei în planul cadrului
I_s	momentul de inerție al stâlpului în planul cadrului
l	lungimea grinzii în planul înclinat
h	înălțimea stâlpului

$$R = \frac{\text{rigiditatea stalpului}}{\text{rigiditatea riglei}} = \frac{\left(\frac{I_s}{h} \right)}{\left(\frac{I_r}{l} \right)} = \frac{I_s l}{I_r h}$$

P_s	forța axială din stâlp din analiza elastică
P_r	forța axială din riglă din analiza elastică

$$P_{s,cr} \frac{\pi^2 EI_s}{h^2} = \text{forța critică de flambaj Euler a stâlpului}$$

$$P_{r,cr} \frac{\pi^2 EI_r}{l^2} = \text{forța critică de flambaj Euler a riglei}$$

Pentru baza stâlpului perfect articulată cu rigiditate zero:

$$\lambda_{cr} = \frac{3EI_r}{l \left[0,3P_r l + \left(1 + \frac{1,2}{R} \right) P_s h \right]} \quad (2.1)$$

care poate fi exprimat și în funcție de forțele de flambaj Euler ale riglei și stâlpului:

$$\lambda_{cr} = \frac{1}{\left(\frac{P_r}{P_{r,cr}} \right) + (4 + 3,3R) \left(\frac{P_s}{P_{s,cr}} \right)} \quad (2.2)$$

Pentru baza stâlpului articulată, dar care poate avea o rigiditate de pana la 10% din rigiditatea stâlpului sau $0,4EI_s/h$:

$$\lambda_{cr} = \frac{(4,2 + 0,4R) EI_r}{l \left[0,42P_r l + \left(1,16 + \frac{1,2}{R} \right) P_s h \right]} \quad (2.3)$$

și care poate fi exprimat și în funcție de forțele de flambaj Euler ale riglei și stâlpului:

$$\lambda_{cr} = \frac{(1 + 0,1R)}{\left(\frac{P_r}{P_{r,cr}} \right) + (2,9 + 2,7R) \left(\frac{P_s}{P_{s,cr}} \right)} \quad (2.4)$$

Pentru baza stâlpului rigidă dar care permite o ușoară flexibilitate:

$$\lambda_{cr} = \frac{5E(10 + 0,8R)}{\left[\frac{5P_r l^2}{I_r} + (2,6R + 4) \frac{P_s h^2}{I_s} \right]} \quad (2.5)$$

care la fel poate fi exprimat și în funcție de forțele de flambaj Euler ale riglei și stâlpului:

$$\lambda_{cr} = \frac{(1 + 0,08R)}{\left(\frac{P_r}{P_{r,cr}}\right) + (0,8 + 0,52R)\left(\frac{P_s}{P_{s,cr}}\right)} \quad (2.6)$$

2.5.5. Determinarea lungimii de flambaj a stâlpilor - Ermopoulos[23]

Determinarea exactă a lungimii de flambaj pentru elementele comprimate, aparținând unei structuri, ar presupune analiza de stabilitate a întregii structuri. În urma acestei analize pot fi determinate forțele critice de flambaj și, în consecință, lungimile de flambaj ale elementelor. Pentru a evita această procedură de calcul laborioasă, în anii anteriori, au fost propuse diferite metode aproximative de evaluare care au ajutat inginerii proiectanți să evalueze cu ușurință lungimile critice ale elementelor având secțiuni variabile. Una dintre aceste metode a fost propusă de Ermopoulos (1997)[23], pornind de la metoda determinării lungimii de flambaj echivalente pentru elemente având secțiune constantă (Anexa E - Eurocode 3).

În Figura 2-15 se prezintă cazul unui stâlp cu secțiune variabilă. Momentul de inerție al secțiunii transversale la distanța x față de origine poate fi evaluat cu formula:

$$I_x = I_c \left(\frac{x}{a}\right)^2 \quad (2.7)$$

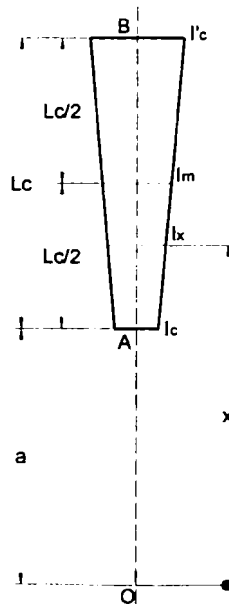


Figura 2-15: Elementul cu secțiune variabilă

Determinarea lungimii de flambaj pentru acest tip de element se poate face atât pentru cadrul cu noduri deplasabile (Figura 2-16a), cât și pentru cadrul cu noduri fixe (Figura 2-16b); cadrul este considerat ca având nodurile deplasabile dacă raportul $V_{sd}/V_{cr} < 10$.

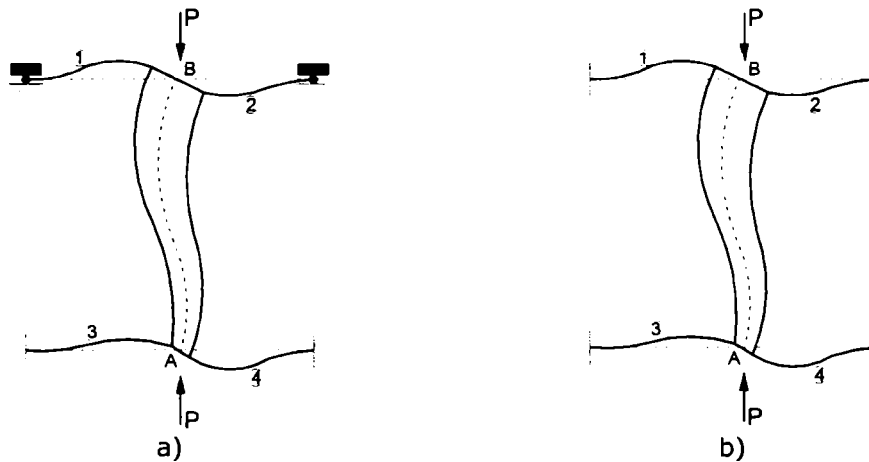


Figura 2-16: Element variabil în structura cu: a) noduri deplasabile; b) noduri fixe
Factorii de distribuție, se calculează cu formula:

$$k_1 = \frac{K_B}{K_B + K_1 + K_2} \quad (2.8)$$

$$k_2 = \frac{K_A}{K_A + K_3 + K_4} \quad (2.9)$$

unde:

$$K_A = \frac{I_c}{L_c}; \quad K_B = \frac{I_c'}{L_c} = \frac{I_c}{L_c} (1 + l)^2; \quad l = \frac{L_c}{a}$$

$$K_i = \frac{I_i}{L_i}; \quad (i = 1..4)$$

Determinând factorii de distribuție cu ajutorul formulelor de calcul (2.8) și (2.9), ținând cont de modul de prindere al elementului la cele două capete, și de tipul cadrului (cu noduri deplasabile sau cu noduri fixe) se poate determina raportul echivalent al lungimii de flambaj, k , pentru elementul AB. Astfel lungimea de flambaj a elementului se determină cu relația:

$$L_{cr} = k \cdot L_c \quad (2.10)$$

Ca o aplicație la stâlpii cadrelor metalice portal, cu o singură deschidere, având secțiune variabilă (Figura 2-17) și articulați în fundație factorii de distribuție iau următoarea formă:

$$k_1 = \frac{K_B}{K_B + K_1}; \quad k_2 = 1 \quad (2.11)$$

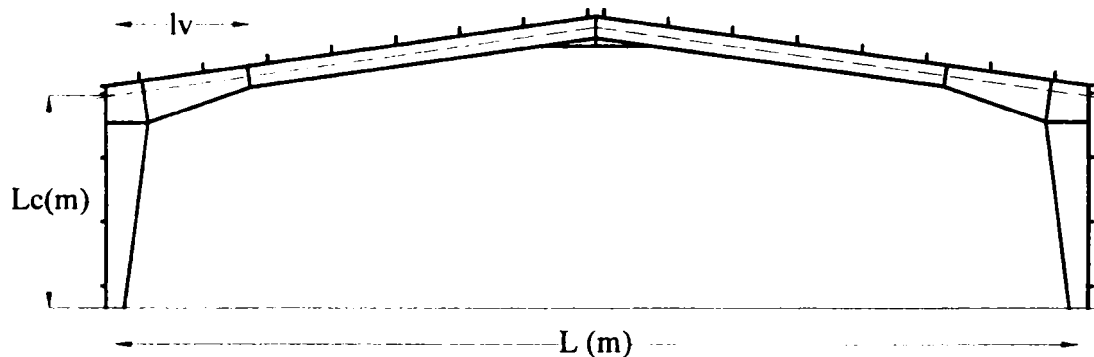


Figura 2-17: Cadru metalic parter realizat din elemente cu secțiuni variabilă, articulat în fundație

2.5.6. Verificarea la flambaj a elementelor cu secțiuni de clasă 3 și 4

Conform normelor românești în vigoare (STAS 10108/0-78[63]), verificarea la stabilitate a elementelor supuse la compresiune și încovoiere bidirecțională, pentru secțiunile dublu T, se va face cu relația:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\varphi_g \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right) \cdot W_x} \leq 1,0R \quad (2.12)$$

unde:

- A, W_x aria și modulul de rezistență al secțiunii brute
- N efortul axial aplicat la centrul de greutate al secțiunii
- φ valoarea minimă a coeficientului de flambaj
- M_x momentul încovoiător maxim pe bară
- c_x coeficient care corectează valoarea factorului $M_x / \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right)$ în funcție de modul de distribuție al momentelor pe bară; $\sigma = \frac{N}{A}$;
- σ_E efortul critic de flambaj $\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$, corespunzător planului x-x, respectiv y-y în care are loc încovoierea
- φ_g coeficient de flambaj lateral, care se ia în funcție de λ_{tr}
- $\lambda_{tr} = \gamma \cdot \frac{\mu \cdot l}{i_y}$
- γ coeficient care se calculează în funcție de raportul $\frac{l^2 \cdot I_r}{h^2 \cdot I_y}$
- $I_r = \frac{1}{3} \sum h_i \cdot t_i^3$ moment de inerție la răsucire
- i_y raza de girație a secțiunii barei în raport cu axa y-y.

În normele europene de calcul (EN 1993-1-1[18]) stabilitatea elementelor supuse la compresiune cu încovoiere se face ținându-se cont de două situații, și anume:

- elemente care nu sunt predispuse la răsucire, cum este cazul țevilor, sau secțiunile în care torsiunea este împiedecată
- elemente predispuse la răsucire, cazul secțiunilor deschise.

Deoarece elementele principale ale cadrelor portal sunt alcătuite, în general, din elemente având secțiuni dublu T, se va analiza în continuare cazul elementelor susceptibile la răsucire.

Verificarea la stabilitate în acest caz se va face cu formula:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + t_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + t_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$
(2.13)

unde:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}$ reprezintă eforturile de calcul determinate în urma unui calcul static liniar elastic
- $\Delta M_{y,Ed}$ momentele datorită translației axei neutre (secțiuni eficiente - clasă 4)
- χ_y, χ_z factori de reducere datorăți flambajului lateral prin încovoiere
- $N_{Rk} = f_y \cdot A$ rezistențele la flambaj trecute în Tabelul 2-1.
- $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$
- χ_{LT} factorul de reducere datorat flambajului lateral prin răsucire.
- t_{yy}, t_{zy} factori de interacțiune, care țin cont de tipul secțiunii, clasa secțiunii și modul de distribuție al momentului pe bară.

Rezistențele la flambaj se determină conform formulelor prezentate anterior prin utilizarea factorilor definiți în Tabelul 2-1.

Tabelul 2-1: Definirea factorilor din ecuația (2.13)

Clasa secțiunii	1	2	3	4
A	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
ΔM_y	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$

Factorii de reducere datorăți flambajului lateral prin încovoiere, χ_y, χ_z , pentru zveltețea $\bar{\lambda}$, se determină cu relațiile (2.14), pentru fiecare din direcția y, respectiv z:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2.14)$$

unde:

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (2.15)$$

Zveltețea $\bar{\lambda}$, se determină cu relația (2.16) sau (2.17) în funcție de clasa secțiunii:
 pentru secțiuni de clasă 1,2 și 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (2.16)$$

pentru secțiuni de clasă 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{\beta_A}}{\lambda_1} \quad (2.17)$$

unde:

L_{cr} este lungimea de flambaj
 i raza de girație conform axei de flambaj

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$$

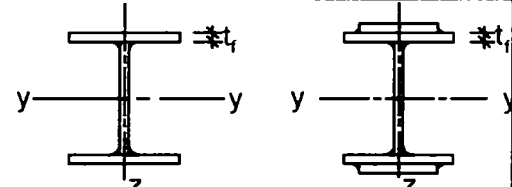
$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

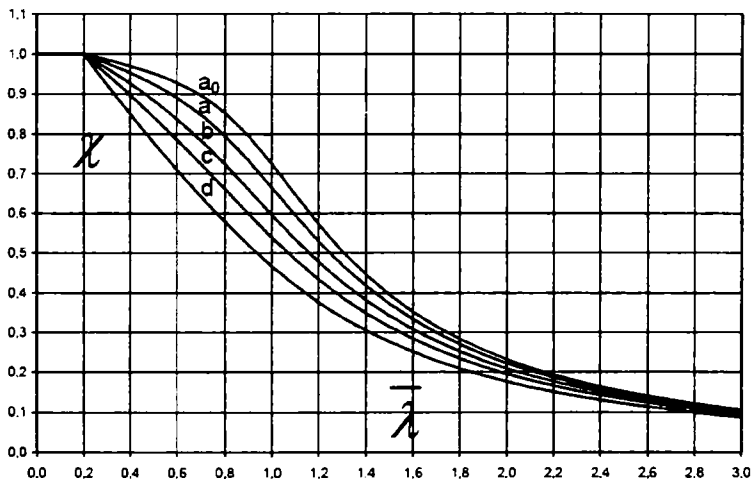
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad \text{cu } f_y \text{ în N/mm}^2;$$

Lungimea de flambaj, L_{cr} , a unui element comprimat se determină în funcție de condițiile de rezemare ale elementului la capete.

Factorul de imperfecțiune corespunzător unei anumite curbe de flambaj și modul de alegere al curbei de flambaj, funcție de forma secțiunii, se face în conformitate cu Tabelul 2-2 și Figura 2-18.

Tabelul 2-2: Selectarea curbilor de flambaj pentru secțiuni dublu T sudate

Secțiune transversală	Limite	Flambaj după axa	Curba de flambaj	
			S235 S275 S355 S420	S460
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b c	b c
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	c d	c d



Curba	α
a ₀	0.13
a	0.21
b	0.34
c	0.49
d	0.76

Figura 2-18: Curbele de flambaj și factorii de imperfecțiune corespunzători

Factorul de reducere datorat flambajului lateral prin răsucire se determină cu relația:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}} \quad (2.18)$$

unde:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right] \quad (2.19)$$

α_{LT} coeficient de imperfecțiune

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$ zveltețea redusă

M_{cr} momentul critic elastic

Momentul critic elastic se bazează pe proprietățile secțiunii transversale și ia în considerare condițiile de încărcare, distribuția reală a momentului, legăturile laterale iar în cazul secțiunilor variabile, variația acestora.

2.5.7. Pierderea stabilității laterale a barelor încastrate la extremități, având talpa comprimată nelegată

În cadrul prezentului paragraf se prezintă modul de verificare la pierderea stabilității laterale a elementelor metalice sau a porțiunilor de elemente metalice cu încastrări la extremități din punct de vedere al răsucirii, la care talpa întinsă este legată în puncte intermediare, însă talpa comprimată este liberă. (vezi Figura 2-19)

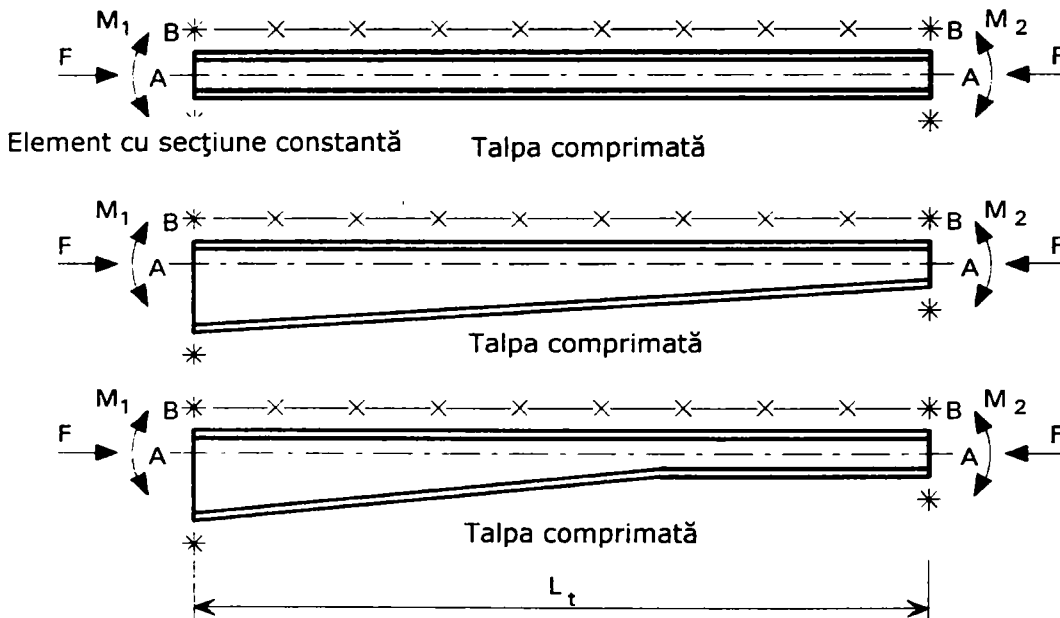


Figura 2-19: Bare încastrate la extremități cu talpa comprimată nelegată

În Figura 2-19 s-au folosit următoarele simboluri:

- * Reazeme încastrate pentru răsucire la nivelul ambelor tălpi
- X Legături laterale dispuse la talpa întinsă
- F Forța axială (acolo unde există)
- M Moment direct aplicat (în ambele sensuri)
- A-A Axa de referință
- B-B Axa elementelor de prindere laterală
- L_t Lungimea liberă corespunzătoare

Norma europeană EN 1993-1.1[18] cere a se prevedea legături laterale atât la talpa întinsă cât și la talpa comprimată în zonele de apariție a articulațiilor plastice sau dacă acest lucru nu este posibil cel puțin la distanța $D/2$ de poziția articulației plastice unde prin D s-a notat înălțimea secțiunii transversale a elementului. Prinderea este obligatorie pentru toate articulațiile în care apare rotire la valori ale încărcării aferente stării limita ultime, inclusiv articulații care se formează, se rotesc și apoi se opresc din rotire o dată cu dezvoltarea altor articulații plastice.

Elementele care nu formează articulații plastice vor fi verificate în conformitate cu recomandările pentru elemente cu inimi zvelte în zonele situate între legăturile intermediare aplicate la talpa întinsă.

În cazul barelor cu secțiuni variabilă, sau a celor cu vute nu se acceptă apariția articulațiilor plastice în zonele variabile și se vor prevedea legături laterale la nivelul coltului interior al cadrului.

În cazul barelor având secțiuni cu tălpi de lățime și grosime constantă, simetrice după axa minima de inerție, valorile critice N_{cr} și M_{cr0} se calculează utilizând următoarele relații de calcul:

$$N_{cr} = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right) = \alpha \frac{\pi^2 EI_z}{L_t^2} + \frac{GI_t}{i_s^2} \quad (2.20)$$

unde:

$$\alpha = \left(\frac{a^2 + \frac{I_w}{I_z}}{i_s^2} \right) \quad (2.21)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.22)$$

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2 \quad (2.23)$$

I_t momentul de inerție la torsiune

I_z momentul de inerție minim

I_w momentul de inerție la torsiune împiedicată care se obține cu relația

$$I_w = I_z \left(\frac{h_s}{2} \right)^2$$

L_t este lungimea dintre punctele de legare laterala a ambelor tălpi conform Figura 2-19

a este distanta dintre axa elementelor de legare laterala (de exemplu axa centrelor de greutate ale panelor) și centrul de taiere al secțiunii riglei (vezi Figura 2-20)

h este înălțimea secțiunii transversale a riglei

h_s este distanta dintre centrele de taiere ale tălpilor

În cazul grinzilor cu secțiuni transversale simetrice sau aproximativ simetrice după ambele axe principale de inerție și la care $a = 0,75h$ se lucrează cu $\alpha=1,0$. Legăturile prevăzute la talpa întinsă nu trebuie să fie continue, cu condiția ca elementul verificat să nu își piardă stabilitatea laterală între aceste prinderi, în ipoteza că ar avea legături laterale la ambele tălpi în punctele respective.

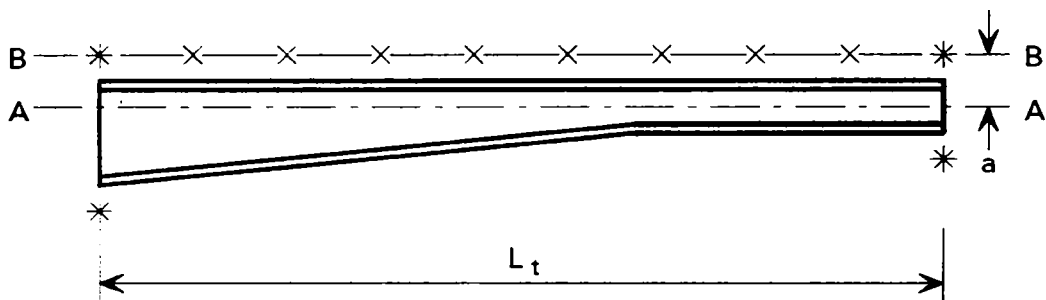


Figura 2-20: Axa elementelor de legătură și axa elementului verificat

În cazul elementelor cu secțiune transversală simetrică în raport cu axa minimă de inerție, cu prinderi de tip standard, momentul critic elastic M_{cr0} de pierdere a stabilității laterale a elementului, în cazul unei sollicitări la încovoiere cu moment încovoiator constant rezultă din relația:

$$M_{cr0} = \left(\frac{i_s^2}{2a} \right) \cdot N_{\sigma} \quad (2.24)$$

În cazul secțiunilor transversale simetrice în raport cu axa minimă de inerție și având tălpi cu secțiune uniformă, momentul elastic critic se determină cu relația:

$$M_{\sigma} = \left(\frac{1}{m_t c^2} \right) \cdot M_{cr0} \quad (2.25)$$

În cazul grinzilor cu secțiune variabilă la care $\bar{\lambda}_{LT} > 1,0$, coeficientul "c" se va lua egal cu 1,0 și se va lucra cu valoarea maximă $\bar{\lambda}_{LT}$ care se obține de obicei pentru secțiunea cu înălțime maximă.

Factorul momentului echivalent uniform m_t se va determina pentru cazul general în care momentul încovoiator pe porțiunea de bara verificată (cuprinsă între punctele de împiedicare a torsiunii) nu prezintă o alura liniară, se poate aplica următoarea formulă dedusă de Singh (1969):

$$m_t = \frac{1}{12} \left(\frac{M_{cRd}}{M_{Sd}} \right)_{\min} \left(\frac{M_{Sd1}}{M_{c.Rd1}} + \frac{3M_{Sd2}}{M_{c.Rd2}} + \frac{4M_{Sd3}}{M_{c.Rd3}} + \frac{3M_{Sd4}}{M_{c.Rd4}} + \frac{M_{Sd5}}{M_{c.Rd5}} + 2\mu_{SE} \right) \quad (2.26)$$

Notațiile M_{Sd1} până la M_{Sd5} corespund valorilor momentelor aplicate la extremitățile porțiunii verificate (unde se află legaturile pentru torsiune), la sfert, la jumătate și la trei sferturi de lungime conform celor din Figura 2-21. Se vor lua în considerare doar valorile pozitive M_{Sd} . Valorile lui M_{Sd} sunt pozitive atunci când produc compresiune în talpă fără legaturi laterale.

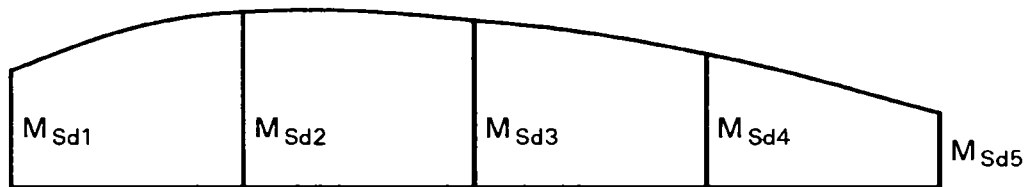


Figura 2-21: Valori intermediare ale momentelor

Notațiile $M_{c,Rd1}$ până la $M_{c,Rd5}$ corespund rezistențelor la încovoiere ale secțiunii transversale, în dreptul momentelor aplicate M_{Sd1} până la M_{Sd5} menționate mai sus.

Coeficientul μ_{SE} rezultă din relația (2.27), cu observația că se vor lua în considerare doar valorile pozitive:

$$\mu_{SE} = \left(\frac{M_{SdS}}{M_{c,RdS}} - \frac{M_{SdE}}{M_{c,RdE}} \right) \quad (2.27)$$

unde:

$$\frac{M_{SdS}}{M_{c,RdS}} = \max \left(\frac{M_{Sd2}}{M_{c,Rd2}}, \frac{M_{Sd3}}{M_{c,Rd3}}, \frac{M_{Sd4}}{M_{c,Rd4}} \right)$$

$$\frac{M_{SdE}}{M_{c,RdE}} = \max \left(\frac{M_{Sd1}}{M_1}, \frac{M_{Sd5}}{M_{c,Rd5}} \right)$$

Notația $\left(\frac{M_{c,Rd}}{M_{Sd}} \right)_{\min}$ reprezintă valoarea minimă a rapoartelor $\left(\frac{M_{c,Rd}}{M_{Sd}} \right)$

calculate în punctele 1 până la 5 unde:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ pentru secțiuni transversale de Clasa 1 sau de Clasa 2}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ pentru secțiuni transversale de Clasa 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ pentru secțiuni transversale de Clasa 4}$$

În relațiile prezentate anterior

W_{pl} reprezintă modulul de rezistență plastic al secțiunilor de Clasă 1 sau de Clasă 2 în raport cu axa y-y,

W_{el} reprezintă modulul de rezistență elastic al secțiunilor de Clasă 3

W_{eff} reprezintă modulul de rezistență efectiv al secțiunilor de Clasă 4.

2.5.8. Metoda generală de verificare la flambaj lateral sau flambaj lateral prin încovoiere-răsucire EN1993-1.1[18]

Această metodă se utilizează în cazurile în care nu pot fi aplicate formulele de interacțiune din EN 1993-1.1[18] pentru verificarea elementelor la flambaj prin încovoiere răsucire. Metoda permite verificarea la flambaj lateral și flambaj prin încovoiere-răsucire pentru următoarele cazuri:

- elemente izolate, elemente solidarizate, uniforme sau neuniforme, cu condiții complexe sau simple de rezemare;
- cadre plane sau părți ale cadrelor alcătuite din aceste tipuri de elemente.

Elementele enumerate anterior, supuse la eforturi de compresiune și/sau moment încovoiator monoaxial, nu trebuie să conțină articulații plastice.

Verificarea rezistenței generale la flambaj lateral sau flambaj prin încovoiere-răsucire a oricărui element structural, care se conformează cu cele prezentate anterior, se face cu formula:

$$\frac{\dot{\lambda}_{LT} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (2.28)$$

unde:

$\alpha_{ult,k}$ este factorul minim de amplificare a încărcărilor de calcul, corespunzător atingerii limitei de curgere în secțiunea cea mai solicitată, considerând comportamentul în planul cadrului, fără a ține cont de flambajul lateral prin încovoiere-răsucire sau flambajul lateral prin încovoiere, însă ținând cont de toate efectele care apar în planul cadrului datorită imperfecțiunilor geometrice, globale sau locale.

$\dot{\chi}_{LT}$ factorul de reducere a zvelteții globale $\bar{\lambda}_{LT}$, pentru a ține cont de flambajul lateral și flambajul lateral prin încovoiere-răsucire.

Zveltețea globală, $\bar{\lambda}_{LT}$, a componentelor structurale se determină cu relația:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{\sigma,LT}}} \quad (2.29)$$

unde:

$\alpha_{\sigma,LT}$ este factorul minim de amplificare a încărcărilor de calcul pentru atingerea rezistenței elastice critice a elementelor structurale ținând cont de flambajul lateral prin încovoiere și flambajul lateral prin încovoiere-răsucire, fără a ține cont de flambajul în planul cadrului;

Determinarea factorilor $\alpha_{\sigma,LT}$ și $\alpha_{ult,k}$ este posibilă prin intermediul unor analize cu elemente finite (de bară sau placă).

Factorul de reducere $\dot{\chi}_{LT}$ poate fi determinat prin una din următoarele metode:

a) minimul dintre $\dot{\chi}_{LT} = \min(\chi, \chi_{LT})$, fiecare dintre acestea determinate utilizând în formula lor valoarea zvelteții globale $\bar{\lambda}_{LT}$

χ pentru flambajul lateral

χ_{LT} pentru flambajul lateral prin încovoiere-răsucire

Ca un exemplu: dacă $\alpha_{ult.k}$ este determinat prin verificarea secțiunii

$\frac{1}{\alpha_{ult.k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$, atunci această metodă conduce la următoarea relație:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq \chi_{LT}^* \quad (2.30)$$

b) o valoarea interpolată între valorile χ și χ_{LT} , determinate ca și la punctul a) utilizând formula de determinare a lui $\alpha_{ult.k}$ corespunzătoare secțiunii critice.

Ca un exemplu: dacă $\alpha_{ult.k}$ este determinat prin verificarea secțiunii

$\frac{1}{\alpha_{ult.k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$, atunci această metodă conduce la următoarea relație:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (2.31)$$

2.6. Prescripții pentru calculul cadrelor metalice parter în zone seismice

2.6.1. Generalități. Criterii de proiectare antiseismică în conformitate cu P100-92 și P100/2006 (EN 1998-1)

Proiectarea structurilor metalice amplasate în zone seismice se face astfel încât elementele principale ale sistemului structural să fie proiectate și detaliate pentru a putea disipa energia acumulată în timpul unui seism, iar elementele structurale secundare să posedă o rezistență suficientă, astfel încât ideea disipării energiei poate fi menținută.

În conformitate cu P100-92[54] structurile metalice rezistente la seism se proiectează astfel încât în timpul acțiunii seismice intense unele părți ale lor să poată depăși domeniul de comportare elastic în scopul de a disipa energia seismică prin deformații postelastice. Aceste părți din structură sunt denumite *zone plastice potențiale*. Astfel pentru un calcul în domeniul plastic al structurilor acțiunea seismică este redusă prin intermediul coeficientului ψ .

Coeficientul de reducere a efectelor acțiunii seismice ψ , ține seama de ductilitatea structurii, capacitatea de redistribuție a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul, precum și de efectele de amortizare ale vibrațiilor, altele decât cele asociate structurii de rezistență. Valorile coeficientului ψ pentru hale metalice industriale sunt prezentate în tabelul care urmează:

Tabelul 2-3: Valorile coeficientului ψ .

Tipul structurii	Coeficientul ψ
Hale industriale	
- Pe direcția necontravântuită în plan vertical cu o singură deschidere cu mai multe deschideri	0.20 0.17
- Pe direcția contravântuită în plan vertical portale cu diagonale prinse centric la noduri: cu diagonale în V cu diagonale întinse portale cu diagonale prinse excentric în noduri	0.40 0.20 0.20

Valorile 0.20 și 0.17 ale coeficientului ψ indicate pentru acest tip de structuri sunt stabilite în ipoteza că pe direcția necontravântuită stâlpii sunt încastrați la bază și legați rigizi cu riglele (Figura 2-22a). În cazul structurilor cu rigle legate articulat de stâlpi (Figura 2-22b) valorile de mai sus se vor majora prin multiplicarea cu coeficientul 1.7.

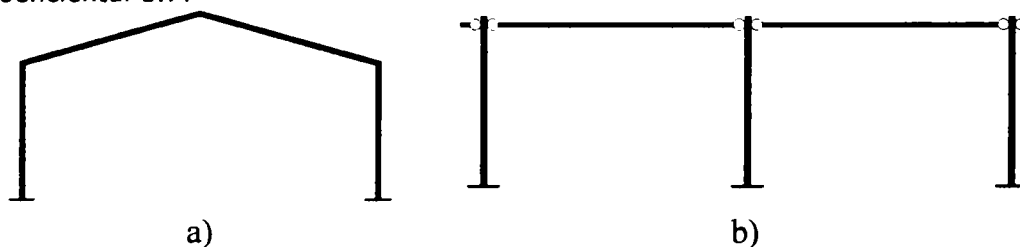


Figura 2-22: Hale industriale și alte structuri cu un singur nivel a) cu legături, riglă-stâlp rigide; b) cu legături, riglă-stâlp articulate

În cazul cadrelor cu un singur nivel (Figura 2-22), în care forțele seismice sunt preluate prin încovoierea elementelor, articulațiile plastice sunt localizate, de regulă, lângă nodurile riglă-stâlp, energia seismică fiind disipată de regulă prin deformații postelastice.

În mod curent, în proiectarea halelor metalice cu structuri în cadre, având un sistem de contravântuiri în X lucrând exclusiv la întindere, factorul de reducere al acțiunii seismice $\psi=1.0$.

În conformitate cu P100/2006[55] (EN1998-1[20]) structurile metalice amplasate în zone seismice trebuie proiectate ținând cont de unul din următoarele concepte:

- Conceptul a) Comportament structural disipativ
- Conceptul b) Comportament structural cu capacități de disipare redusă

Factorul de comportare q este definit ca factorul utilizat în proiectare în scopul reducerii forțelor obținute dintr-o analiză neliniară elastică, pentru a ține cont de răspunsul neliniar al structurii, asociat materialului, sistemului structural și procedurii de proiectare. În tabelul următor sunt prezentate valorile recomandate pentru factorul q , funcție de clasa de ductilitate necesară și conceptul de proiectare antiseismică.

Tabelul 2-4: Concepte de proiectare, factorul de comportare, clasa de ductilitate

Concept de proiectare	Factorul de comportare, q	Clasa de ductilitate necesara
Conceptul b) Structuri cu capacități redușe de disipare	1.5...2	L (Low) - scăzută
Conceptul a) Structuri disipative	1.5...2 < q < 4	M (Medium) - moderată
Conceptul a) Structuri disipative	q > 4	H (High) - ridicată

În cazul conceptului de proiectare a) se ia în considerare capacitatea unor părți ale structurii (zone disipative) de a rezista la acțiunea cutremurelor printr-un comportament inelastic. În acest caz spectrul de proiectare la acțiunea seismică se obține prin reducerea spectrului elastic cu valoarea factorului q.

Structurile proiectate în conformitate cu conceptul a) trebuie să aparțină claselor de ductilitate M sau H. Aceste clase corespund capacităților crescătoare ale structurii de a disipa energie în mecanisme plastice. O structură aparținând unei anumite clase de ductilitate trebuie să satisfacă cerințele specifice: tipul structural, clasa secțiunii și capacitatea de rotire a îmbinărilor.

În cazul conceptului b) efectele acțiunii seismice sunt calculate pe baza unei analize elastice fără a ține cont de comportamentul neliniar al materialului. Spectrul de proiectare în acest caz se calculează ținându-se cont de factorul de proiectare q=1.5...2.0.

Calculul elementelor la starea limită ultimă se va face în conformitate cu STAS 10108/0-78[63] (SLU) și EN1993-1-1[18] (ULS) cu eforturile obținute din combinația specială în care a fost considerată acțiunea seismică. Grupările de încărcări speciale se determină conform STAS 10101/0A-77[62] și respectiv EN1990[17] conform celor prezentate în Tabelul 2-5.

Tabelul 2-5: Definierea grupării speciale

STAS 10101/0A-77	EN1990 (SR EN 1990)
$\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d V_i + E_i$	$\sum G_{k,i} + A_{Ed} + \sum \psi_2 \cdot Q_{k,i}$
P - încărcări permanente normate	G _k - încărcări permanente caracteristice
C - încărcări cvasipermanente normate	Q _k - încărcări variabile caracteristice
V - încărcări variabile normate	ψ _E - coeficient pentru valoarea
E - încărcări excepționale	cvasipermanentă a acțiunii variabile
n ^d - coeficient de lungă durată a încărcării	A _{Ed} - încărcări seismice

Pentru starea limită a exploatării normale, în cazul cadrelor metalice portal, deplasarea coltului cadrului trebuie să satisfacă condiția din Tabelul 2-6.

Tabelul 2-6: Condițiile pentru starea limită a exploatării normale

P100-92[54]

P100/2006[55] (EN1998-1[22])

$$\frac{\Delta_r}{H} \leq 0.01, \text{ unde}$$

Δ_r - deplasarea la coltul cadrului
H - înălțimea la coltul cadrului

$$d_r \cdot v \leq 0,075 \cdot h, \text{ unde}$$

d_r - deplasarea la coltul cadrului
v - factor de reducere, $v=0.5$
h - înălțimea la coltul cadrului

Deplasările orizontale de la coltul cadrului reprezintă deplasări maxime ale structurii care includ și componentele din domeniul postelastice. Se admite ca în mod simplificat valorile acestor deplasări să se determine prin înmulțirea cu $1/\psi$ (P100/92), respectiv q (EN1998-1) a valorilor săgeților elastice stabilite pe baza încărcărilor seismice de calcul.

2.6.2. Recomandări pentru alcătuirea și calculul structurilor pentru hale metalice parter

Recomandări privind materialele. Comparație P100/92[54] și P100/2006[55]

P100-92	P100/2006
<p>a) Oțelurile utilizate la realizarea elementelor componente vor avea raportul dintre rezistența la rupere, R_m și limita de curgere R_e egal cu cel puțin 1.25, iar alungirea la rupere, A, egala cu 15%;</p> <p>b) Oțelurile folosite în zone în care se pot dezvolta deformații postelastice vor avea un palier de curgere distinct, cu o alungire specifică la extremitatea palierului de curgere de cel puțin 1.5%;</p> <p>c) Cordoanele de sudura se vor încadra în clasa I-a de calitate pentru elementele supuse predominant la eforturi de întindere, și în clasa II-a de calitate pentru elemente supuse predominant la eforturi de compresiune;</p> <p>d) Șuruburile de înaltă rezistență folosite la îmbinări care lucrează la forfecare vor fi din grupele de calitate 8.8 și 10.9;</p> <p>e) Șuruburile de înaltă rezistență în care apar eforturi de întindere vor satisface condițiile de calitate 8.8 și 10.9. Ele vor fi supuse la un efort de pretensionare de cel puțin 50% din efortul de pretensionare prescris pentru</p>	<p>a) Raportul dintre rezistența la rupere f_{ud} și rezistența minimă de curgere f_{yd} va fi cel puțin 1,20, iar alungirea la rupere A_5 va fi cel puțin 20%. Oțelurile folosite în elementele structurale cu rol disipativ vor avea un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârșitul palierului de curgere, de cel puțin 1,5%.</p> <p>b) Oțeluri cu limita de curgere de proiectare $f_{yd} \geq 350 \text{ N/mm}^2$ se pot folosi numai dacă proprietățile plastice ale materialului sunt atestate prin încercări experimentale.</p> <p>c) Elementele din tablă de grosimi mai mari de 16 mm, solicitate la tensiuni de întindere, perpendicular pe planul lor, se vor controla ultrasonic pe toată zona astfel solicitată. Se vor efectua încercări la tracțiune pe direcția grosimii (conform SR EN 10002-1:2002) a pieselor din zona îmbinărilor rigide grindă-stâlp.</p> <p>d) Îmbinările cu șuruburi ale structurilor rezistente la seism se vor proiecta cu șuruburi de înaltă rezistență grupele 8.8 și 10.9.</p> <p>e) În cazul prinderilor grindă - stâlp cu placă de capăt, se vor folosi șuruburi de înaltă rezistență. La montaj se va asigura</p>

<p>șuruburile îmbinărilor care lucrează prin forfecare;</p> <p>f) Șuruburile de ancoraj prevăzute pentru ancorarea bazei stâlpilor vor fi realizate din oțeluri corespunzând grupelor de calitate 4.6, 5.8, 6.6;</p>	<p>o pretensionare a acestora cu un efort de 50% din efortul de pretensionare prescris pentru îmbinările care lucrează prin frecare.</p> <p>f) Șuruburile de ancoraj ale stâlpilor în fundații vor fi realizate din oțeluri din grupele de calitate 4.6, 5.6, 5.8 și 6.8. În cazul solicitărilor foarte mari, care ar conduce la rezolvări constructive complicate ale bazelor stâlpilor, se acceptă utilizarea șuruburilor cu caracteristici fizico-mecanice ale grupei de calitate 8.8. (din oțel slab aliat cu tratament termic de normalizare).</p> <p>g) Pentru zonele și barele disipative, valoarea limitei de curgere $f_{y,max}$ care nu poate fi depășită de materialul folosit efectiv la realizarea structurii, trebuie specificată și notată în planurile de execuție.</p> <p>h) Limita de curgere $f_{y,max}$ nu va fi mai mare ca limita de curgere care definește marca oțelului amplificată cu $1,1\gamma_{ov}$ ($f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov} f_{yd}$).</p> <p>i) Energia de rupere KV a oțelului și a îmbinărilor sudate va fi cel puțin 27 J la temperatura minimă de exploatare considerată în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică. Aceste valori vor fi înscrise în planurile de execuție.</p> <p>j) Alegerea clasei de calitate a oțelului funcție de condițiile de lucru, temperatura de exploatare și grosime</p>
--	--

Condiții pentru suplețea pereților elementelor structurale în zone plastice potențiale

Clasificare secțiunilor transversale se face funcție de suplețea pereților secțiunii și de distribuția semnelor tensiunii. Prin suplețe se înțelege raportul dintre lățimea și grosimea peretelui. Această clasificare este necesară pentru a delimita secțiunile care pot avea incursiuni în domeniul elasto-plastic față de celelalte tipuri de secțiuni. Sunt definite patru clase de secțiuni:

- **Clasă 1** – secțiuni care permit plastificarea lor și dezvoltarea articulațiilor plastice (rotire sub efort constant) fără apariția voalării, până la atingerea unghiurilor de rotire plastică admisibile. Este posibilă redistribuirea eforturilor în structură, iar calculul se face pe baza teoriei formării articulațiilor plastice.
- **Clasă 2** – secțiuni care permit formarea articulațiilor plastice, dar care au o capacitate de rotire plastică redusă și nu permit redistribuirea plastică a momentelor încovoietoare în structură.

- **Clasă 3** – secțiuni în care se pot dezvolta compresiuni în fibrele extreme până la nivelul limitei de curgere (rezistență critică de voalare se situează la nivelul limitei de curgere), fără a se putea însă dezvolta articulații plastice. Calculul eforturilor în structură se face în domeniul elastic.
- **Clasă 4** – secțiuni cu suplețe mare la care fenomenul de voalare (caracterizat de rezistențe critice cu valori inferioare limitei de curgere) împiedică atingerea limitei de curgere în fibra extremă comprimată. Calculul eforturilor în structură se face în domeniul elastic.

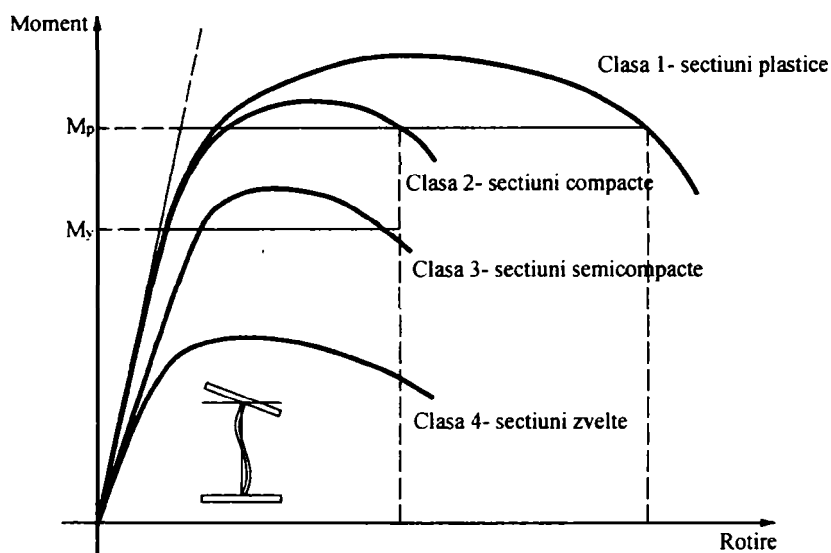


Figura 2-23: Clasificarea secțiunilor conform EN1993-1.1

În Tabelul 2-7 sunt prezentați factorii de reducere admiși în calculul seismic în funcție de clasa de ductilitate a secțiunii.

Tabelul 2-7: Factorii de reducere admiși în funcție de clasa secțiunii

P100-92	P100/2006												
<p>În funcție de valoarea coeficientului ψ, adoptat la proiectarea structurii trebuie respectate următoarele condiții:</p> <p>$0.17 \leq \psi < 0.25$ <i>clasa 1</i> $0.25 \leq \psi < 0.50$ <i>clasa 2</i> $\psi \geq 0.50$ <i>clasa 3</i></p> <p>În situațiile în care se apreciază că în elementele structurilor în proiectarea cărora s-a considerat $\psi \geq 0.50$ pot apărea plastificări cauzate de acțiunea seismică se pot accepta condițiile corespunzătoare clasei 2.</p>	<p>Relația între abilitatea globală a structurii de a disipa energie, sau clasa de ductilitate, exprimată prin factorul q, și ductilitatea globală asigurată de elementele de oțel având diferite clase ale secțiunilor sunt prezentate în tabelul următor:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Clasa de ductilitate</th> <th>Factorul q</th> <th>Clasa de secțiune necesară</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H</td> <td>$q > 4$</td> <td>Clasa 1</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>$2 < q \leq 4$</td> <td>Clasa 1, 2</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>$1.5 < q \leq 2$</td> <td>Clasa 1,2,3</td> </tr> </tbody> </table>	Clasa de ductilitate	Factorul q	Clasa de secțiune necesară	H	$q > 4$	Clasa 1	M	$2 < q \leq 4$	Clasa 1, 2	M	$1.5 < q \leq 2$	Clasa 1,2,3
Clasa de ductilitate	Factorul q	Clasa de secțiune necesară											
H	$q > 4$	Clasa 1											
M	$2 < q \leq 4$	Clasa 1, 2											
M	$1.5 < q \leq 2$	Clasa 1,2,3											

2.6.3. Asigurarea stabilității generale și configurarea antiseismică

Stabilitatea generală a structurii se asigură prin respectarea prevederilor constructive incluse în normele de proiectare, respectiv prin crearea unor sisteme de legături la nivelul structurii și în punctele de rezemare care să elimine pericolul instabilității la nivel global.

La structurile metalice formate din bare, contravântuirile joacă un rol deosebit în preluarea și transmiterea la reazeme a sarcinilor orizontale cu rol destabilizator. Proiectantul structurii de rezistență trebuie să distribuie sistemele de contravântuiri în așa fel încât ele să asigure stabilizarea structurii și în același timp să răspundă cerințelor arhitecturale.

Tipul de contravântuire utilizat pe scară largă în cazul halelor metalice este contravântuirea în X (Figura 2-24) lucrând exclusiv la întindere. Se recomandă prevederea întinzătoarelor, pentru compensarea abaterilor dimensionale realizate la montajul structurii de rezistență.

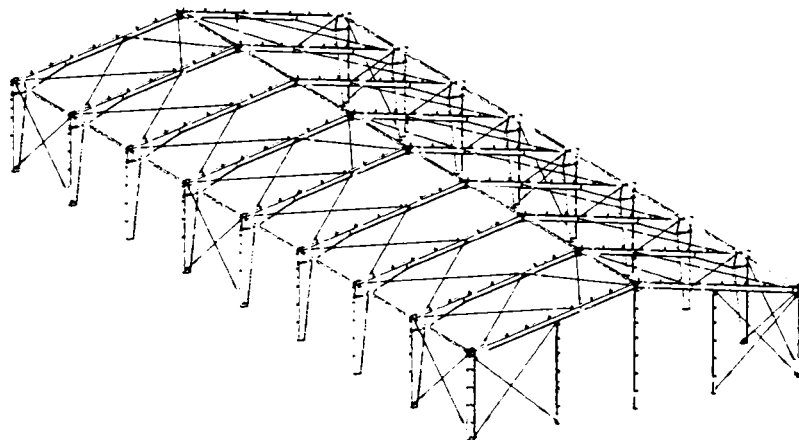


Figura 2-24: Structura tipică a unei hale metalice cu contravântuiri în X

Configurarea antiseismică a elementelor structurii de rezistență precum și a ansamblului acestora se face în conformitate cu prevederile normativului P 100 - 92 și în viitor P100/2006.

Aceste prevederi se referă la:

a) Asigurarea caracterului disipativ al structurii prin:

- asigurarea ductilității secțiunilor transversale (se lucrează cu secțiuni transversale de Clasa 1 sau 2 (eventual 3), în conformitate cu prevederile normei europene Eurocode3 preluate de Normativul P 100-92 și P100/2006);
- asigurarea ductilității îmbinărilor cu șuruburi;
- asigurarea ductilității îmbinărilor între bazele stâlpilor și sistemul de fundare (în special în ceea ce privește buloanele de ancoraj).

b) Limitarea deplasării orizontale de nivel la $H/100$, cu condiția ca elementele structurii să nu fie afectate de deplasările respective, H fiind înălțimea la streșina a halelor cu un singur nivel.

- c) Limitarea zvelteților stâlpilor λ în așa fel încât ca aceștia să corespundă principiilor constructive aferente unei structuri disipative.
- d) Respectarea unor prevederi speciale referitoare la ductilitatea sistemelor de contravânturi, mai ales în cazul halelor industriale grele (cu poduri rulante masive sau adăpostind procese tehnologice grele);
- e) În cazul structurilor din elemente cu secțiunea transversală de Clasă 3 sau de Clasă 4, forța tăietoare de bază utilizată în cadrul verificării la gruparea specială de încărcări conținând solicitarea seismică, se va determina cu un coeficient de reducere $\psi = 1$.
- f) Dacă forma clădirii respective în plan orizontal este neregulată (adică nu este pătrată sau dreptunghiulară), se recomandă divizarea structurii prin rosturi în subsansamble de formă rectangulară (sau cât mai apropiate de această formă).

2.6.4. Metode de proiectare antiseismică

Uzual, structurile sunt proiectate astfel încât o parte din energia înmagazinată în timpul cutremurelor puternice să fie disipată prin deformații inelastice. Pentru prevenirea colapsului structurii, valorile acestor deformații plastice trebuie limitate în conformitate cu ductilitatea locală și globală a structurii și cu capacitatea de disipare a energiei.

În cazul utilizării metodei la stări limita, proiectarea antiseismică a structurilor poate fi realizată în prezent prin intermediul a două metode de analiză structurală. Prima metodă folosește analiza dinamică neliniară care poate furniza cu un grad suficient de acuratețe răspunsul în timp al structurii la acțiunea unor cutremure. Cea de-a doua metodă se bazează pe analiza modală în domeniul elastic utilizând un spectru de proiectare, care furnizează, funcție de perioada T , pseudo-spectrul normalizat al accelerației, necesar pentru un anumit nivel al răspunsului inelastic. Aceste spectre inelastice se obțin în normele de proiectare antiseismică modificând spectrul de răspuns elastic de proiectare prin intermediul factorului q , care ia în considerare capacitatea structurii de disipare a energiei.

Evaluarea corectă a factorului q , care poate fi definit ca raportul dintre valoarea accelerației care conduce la cedarea structurii și valoarea accelerației corespunzătoare formării primei articulații plastice, necesită realizarea unor analize dinamice pentru diferite tipuri de mișcări seismice. Performanțele globale seismice ale cadrelor metalice portal pot fi evaluate printr-o analiză neliniară inelastică de tip pushover. Pentru analiza neliniară pushover, cadrele sunt încărcate cu o forță orizontală crescătoare (Figura 2-25), acesta deformându-se lateral în funcție de mărimea forței aplicate.

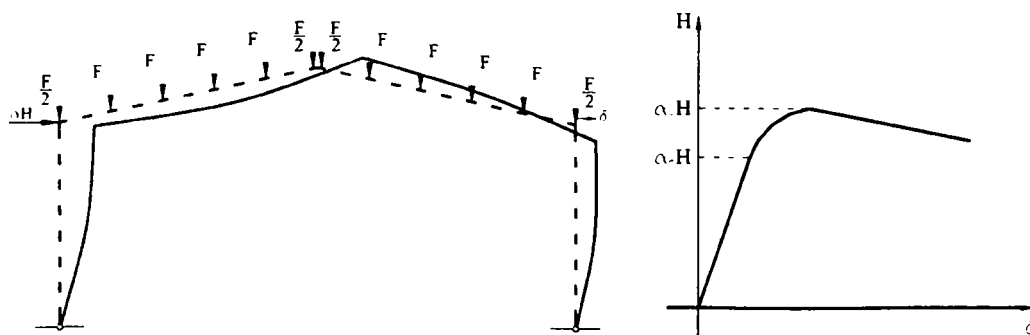


Figura 2-25: Analiza inelastică Pushover

Sub acțiunea forței orizontale, structura se comportă elastic până la apariția primei articulații plastice corespunzător factorului de amplificare α_e , după care structura se comportă inelastic până la colapsul acesteia.

2.6.5. Factorii de reducere a forțelor seismice

Factorii de reducere a forțelor seismice (factorul q în EN 1998-1.1[22] sau R în UBC[65]) sunt folosiți pe larg în normele de proiectare antisismică pentru reducerea cerințelor spectrale elastice la cele de calcul. Rațiunea pentru proiectarea structurilor la o fracțiune din forța necesară unui răspuns elastic al structurii decurge din observația că majoritatea structurilor sunt capabile să supraviețuiască un seism major (fără colapsul structurii, dar cu degradări structurale importante), datorită capacității de disipare a energiei prin deformații în domeniul plastic și a suprazistenței.

Acceptarea unor distrugerii în structură în cazul unui cutremur major este o problemă de natură economică. Factorii de reducere din norme sunt în mare parte empirici, bazându-se pe observații ale performanței diverselor tipuri structurale la cutremurele trecute (Fischinger și Fajfar, 1994[28]) și sunt folosiți în cadrul metodei de analiză elastică echivalentă, încercând să aproximeze forțele minime care pot fi folosite la proiectare astfel ca să se asigure un răspuns satisfăcător al structurii în domeniul plastic (EN 1998-1.1, 2003[22]).

Utilizarea unui singur factor de reducere a forțelor seismice, așa cum o fac majoritatea normelor este comodă pentru proiectare. Însă, diferențierea și cuantificarea factorilor responsabili de reducerea forțelor seismice este utilă pentru înțelegerea mai bună a răspunsului seismic al structurii. În Figura 2-26 este prezentată o relație tipică dintre forța tăietoare de bază și deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului nelinier al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Pe baza acesteia se poate defini ductilitatea globală a structurii:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.32)$$

în care

- δ_u este deplasarea ultimă a sistemului;
- δ_y este deplasarea corespunzătoare curgerii globale.

Se mai definesc următorii termeni folosiți în continuare:

- V_e – forța corespunzătoare unui răspuns infinit elastic;
- V_y – forța de curgere a sistemului;
- V_1 – forța tăietoare de bază la formarea primei articulații plastice;
- V_d – forța tăietoare de bază de calcul.

Factorul de reducere al forțelor seismice datorat ductilității structurii a fost studiat pe larg pentru sisteme cu un singur grad de libertate dinamică (Bruneau și colab., 1998[6]; Fischinger și Fajfar, 1994[28]), putând fi definit ca:

$$q_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2.33)$$

care, în contextul unei analize dinamice incrementale poate fi scrisă:

$$q_{\mu} = \frac{\lambda_u}{\lambda_1} \cdot \frac{V_1}{V_y} \quad (2.34)$$

unde s-a folosit relația $V_e = V_1 \cdot \frac{\lambda_u}{\lambda_1}$, λ_u fiind multiplicatorul accelerogramei la atingerea criteriului de cedare, iar λ_1 - multiplicatorul accelerogramei la formarea primei articulații plastice.

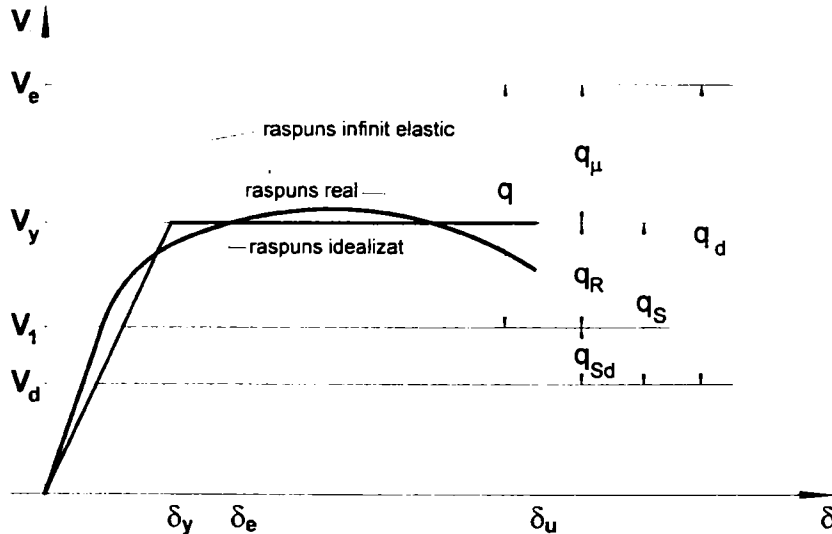


Figura 2-26: Definiția factorilor de reducere

Majoritatea structurilor posedă o rezistență mai mare decât cea de calcul, aceasta fiind definită ca și suprarezistență. Un factor important care contribuie la suprarezistența structurii este capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în structuri ductile static nedeterminate, datorită plasticității succesive a zonelor disipative. Unele cauze ale suprarezistenței includ:

- dimensionarea structurii din alte condiții decât rezistența la cutremur (rezistență în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu seismică);
- evitarea unei variații prea mari a numărului de secțiuni pentru a uniformiza și simplifica procesele de proiectare și execuție;
- rezistență reală a materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică).

Suprarezistența structurii poate fi exprimată ca (Fischinger și Fajfar, 1994[28]):

$$q_s = \frac{V_y}{V_d} \quad (2.35)$$

Recunoscând importanța capacității de redistribuție plastică a eforturilor (sau redundanței) asupra răspunsului seismic al structurii, cât și diferența fenomenologică dintre redundanță și ceilalți factori care contribuie la suprarezistența q_s , aceasta din urmă poate fi exprimată ca și produsul a doi factori:

$$q_s = q_R \cdot q_{sd} \quad (2.36)$$

unde q_R este redundanța, sau capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor:

$$q_R = \frac{V_y}{V_1} \quad (2.37)$$

și q_{sd} este suprarezistența de proiectare:

$$q_{sd} = \frac{V_1}{V_d} \quad (2.38)$$

Factorul total de reducere, folosit în proiectare este, astfel, dat de:

$$q_d = q_\mu \cdot q_s = q_\mu \cdot q_{sd} \cdot q_R = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} \cdot \frac{V_1}{V_d} \quad (2.39)$$

Eliminând din formula (2.39) influența modului de dimensionare a structurii (q_{sd}), mai poate fi definit factorul de reducere q ce caracterizează strict răspunsul structurii:

$$q = q_\mu \cdot q_R = \frac{V_e}{V_1} = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} \quad (2.40)$$

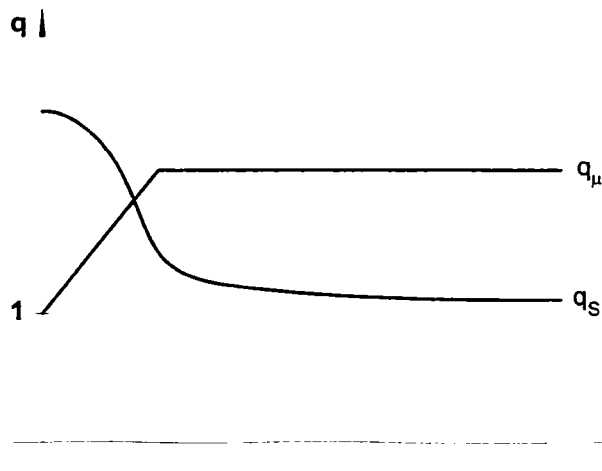


Figura 2-27: Relație calitativă tipică între factorii de reducere q_μ/q_s și perioada T (Fischinger și Fajfar, 1994[28])

În Figura 2-27 sunt prezentate niște relații calitative ale factorilor q_{μ} și q_s și perioada T . Factorul de reducere datorat ductilității q_{μ} variază în funcție de perioadă și tipul mișcării seismice, și poate fi considerat aproximativ constant și egal cu ductilitatea μ în domeniul de viteze și deplasări spectrale constante ($q_{\mu}=\mu$ pentru $T>T_c$). Suprarezistența q_s este mai mare la structurile cu perioada fundamentală de vibrație mică.

2.6.6. Metode de analiză structurală

Metodele curente de proiectare antiseismică se bazează în mare parte pe analiza statică echivalentă (liniar elastică). Comportarea construcțiilor în timpul cutremurelor însă, nu este nici statică, și nici elastică (Hamburger, 1996[[36])). Acest fapt limitează substanțial capacitatea metodei de a evalua corect performanța structurii sub acțiunea unui seism. Analiza dinamică liniară (modală) este încurajată în normele de proiectare antiseismică mai noi și este văzută de mulți practicieni ca o metodă "de vârf" în analiza răspunsului seismic al structurilor. Cu toate că această metodă de analiză este dezvoltată suficient și este mult mai exactă decât metoda statică echivalentă în cazul structurilor cu cerințe mici de ductilitate, ea nu este mult mai bună decât analiza statică în cazul structurilor cu cerințe de ductilitate mari.

Metoda statică neliniară ("pushover") devine din ce în ce mai populară pentru evaluarea răspunsului seismic al structurilor atât noi, cât și a celor existente (Fajfar, 1998[24]). Această metodă de analiză are la bază încărcarea progresivă a structurii cu o configurație constantă de forțe laterale până la atingerea unei deplasări țintă. Modelul structurii trebuie să cuprindă răspunsul neliniar al elementelor structurale. Metoda statică neliniară permite prezicerea eforturilor și deformațiilor structurii, ținând cont într-o manieră aproximativă de redistribuirea eforturilor în domeniul inelastic. Acest tip de analiză se bazează pe ipoteza că răspunsul structurii este dictat de un singur mod de vibrație și că acesta rămâne constant pe parcursul mișcării seismice. În cazul structurilor al căror răspuns este controlat de modul fundamental de vibrație, analiza statică neliniară va furniza estimări bune ale deformațiilor inelastice globale și locale. De asemenea, va permite evidențierea unor moduri de cedare nefavorabile care nu pot fi determinate cu ajutorul unei analize elastice. Cu toate acestea, în cazul în care răspunsul structurii este influențat de modurile superioare de vibrație, analiza statică neliniară reprezintă o estimare proastă a cerințelor de eforturi și deformații în structură.

În plus, o analiză de acest fel va determina doar primul mecanism de cedare, nefiind în stare să determine corect răspunsul structurii după modificarea caracteristicilor acesteia. Pentru a depăși aceste probleme ale analizei statice neliniare, s-au făcut propuneri de utilizare a mai multor distribuții de forțe laterale pe înălțime, cât și de utilizare a unor configurații adaptive ale forțelor laterale.

Analiza dinamică neliniară ("time-history") reprezintă cea mai evoluată metodă de analiză structurală. Pentru ca o astfel de analiză să fie credibilă și sigură, este necesar să se îndeplinească mai multe condiții:

- utilizarea unui set de accelerograme înregistrate sau sintetice, reprezentative pentru amplasamentul dat și pentru nivelul de hazard seismic ales;
- un model realist al structurii;

- modele constitutive forță-deformație pentru elementele structurale care să fie reprezentative pentru comportarea lor reală;
- metodele de analiză și interpretare a rezultatelor adecvate.

Ținând cont de considerentele expuse mai sus, este cert că această metodă de analiză nu este dezvoltată suficient pentru a face posibilă utilizarea ei pe scară largă în birourile de proiectare.

2.7. Concluzii

Halele metalice ușoare sunt realizate cu preponderență pe un sistem structural în cadre parter. Utilizarea acestora este justificată de avantajele pe care le conferă: *rapiditate și acuratețe în execuție și montaj, un grad înalt de prefabricare, compatibilitatea cu orice sistem de placare interioară și exterioară, spații deschise de dimensiuni variate, posibilități multiple de amenajare și re-amenajare, realizarea de construcții ce pot fi demontate și relocate fără pierderi prea mari de materiale.*

Cadrelor metalice parter sunt realizate în mod frecvent din secțiuni zvelte, sudate. Aceasta soluție este adoptată în special pentru a reduce consumurile de materiale și pentru o folosire cât mai eficientă a materialului. Elementele cadrelor au secțiuni variabile în concordanță cu distribuția eforturilor. Pentru acest tip de structuri, clasa secțiunii poate varia de la Clasă 2 la Clasa 3 și chiar Clasă 4 în unele cazuri. Având în general secțiuni zvelte, un calcul în domeniul plastic nu este posibil, datorită capacității de rotire plastică redusă. Rezistența elementelor structurii împotriva fenomenului de pierdere al stabilității este în general scăzută, dacă nu sunt prevăzute legături laterale adecvate (în planul învelitorii). Paneele de acoperiș și riglele de perete, rigidizate între ele prin intermediul tablei cutate introduc un efect favorabil din acest punct de vedere, acesta

Principale probleme cu care inginerul proiectant se confruntă la dimensionarea și detalierea structurilor metalice parter, având secțiuni variabile zvelte sunt stabilitatea, ductilitatea și comportarea îmbinărilor.

Stabilitatea cadrelor metalice parter, presupune o abordare pe mai multe direcții și anume: stabilitatea generală în planul cadrului, stabilitatea generală în afara planului cadrului și stabilitatea locală a elementelor componente.

Verificarea la rezistență și stabilitate a elementelor cadrului se poate face aplicând metodele de calcul din norme (STAS 10108/0-78 sau EN 1993-1.1), însă toate acestea conduc la un calcul foarte laborios și lasă loc la multiple interpretări. O metodă mai exactă de evaluare a capacității elementelor cadrului este propusă în EN 1993-1.1, sub titulatura de „Metoda generală de calcul”. Această metodă ține cont de modul real de comportare a cadrului în ansamblu, de tipul de legături laterale, de modul de prindere a stâlpului în fundație, de flambajul local sau general.

În ce privește ductilitatea, datorită elementelor componente, realizate cu preponderență din pereți zvelți, clasificarea acestora în conformitate cu P100/2006 (EN 1998-1) se face în clasa de ductilitate redusă. Astfel la calculul seismic nu se poate pune bază pe capacitatea de disipare a energiei seismice, astfel factorul de reduce q , poate lua valori în intervalul 1,5-2,0, numai dacă este asigurată o bună legătură laterală a elementelor acestuia.

O abordare oarecum nouă în proiectarea structurilor în zone seismice este proiectarea bazată pe criterii de performanță. Proiectarea Bazată pe criterii de Performanță (PBP) a structurilor amplasate în zone seismice a devenit relevantă în urma cutremurelor devastatoare din Kobe (1995) și Northridge (1994), fiind

introdusă formal în SUA de documentele SEAOC (1995) și FEMA 273 (1996). Un motiv important al unei astfel de decizii a fost că deși unele clădiri, proiectate în conformitate cu normele de calcul actuale, au avut o comportare bună din punct de vedere al pierderilor de vieți omenești, pierderile din punct de vedere economic au fost neașteptat de ridicate. În viziunea lui Ghobarah (2001), metodele convenționale de proiectare antisismică se rezumă la siguranța vieții (rezistență și ductilitate) și controlul distrugerilor (starea limită de serviciu). Criteriile de proiectare sunt definite de limitarea eforturilor unitare și a forțelor interne evaluate din nivelele prescrise ale forței tăietoare la bază.

Studiul comportării îmbinărilor este important atât din punct de vedere al proiectării în gruparea fundamentală cât și în gruparea specială de acțiuni. Pentru calculul structural este necesară evaluarea caracteristicilor îmbinării riglă-stâlp, riglă-riglă și a stâlpului la bază în termeni de rigiditate, ductilitate și rezistență. Acest lucru este posibil aplicând metoda componentelor din EN 1993-1.1. În vederea validării acestei metode au fost întreprinse o serie de teste experimentale și aplicații numerice. Metoda s-a dovedit a fi destul de exactă pentru evaluarea caracteristicilor îmbinării între elemente riglă-stâlp realizate din profilele dublu T cu secțiune constantă și sub un unghi de incidență de 90 grade. În cazul în care acest unghi este diferit, problema devine mult mai complicată, deoarece în grindă se dezvoltă eforturi semnificative de compresiune. Dimensionarea îmbinării în acest caz trebuie făcută ținând cont de interacțiunea dintre momentul încovoietor și forța axială.

Deși există preocupări în domeniu, programe de cercetare care să rezolve problemele enumerate în prezentul capitol rămân totuși de rezolvat câteva probleme de interes major, unele din acestea constituind subiectul prezentei teze, cum ar fi:

- elaborarea unei metode simple și corecte de verificare la flambaj lateral și flambaj lateral prin încovoiere-răsucire a elementelor componente, principalul mod de cedare.
- caracterizarea din punct de vedere al ductilității globale al cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4.
- caracterizarea îmbinărilor riglă-stâlp din punct de vedere al rezistenței, ductilității și rigidității.

3.PROGRAM DE SIMULĂRI NUMERICE PE CADRE METALICE CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4

3.1. Introducere

Prezentul studiu analizează comportarea cadrelor metalice parter cu o singură deschidere, utilizate la realizarea halelor industriale, sub efectul încărcărilor gravitaționale și/sau seismice. Primul pas în vederea atingerii acestui scop, a fost calibrarea modelelor folosite în analizele numerice pe baza unor teste experimentale. S-a avut în vedere influența mai multor factori asupra comportării cadrelor realizate din elemente cu secțiune variabilă și cu o pantă dată. Factorii considerați au fost: prinderea stâlpului la baza, influența legăturilor laterale, a clasei și formei secțiunilor. S-au realizat analize numerice elasto-plastice și elastice de flambaj în vederea determinării comportamentului sub efectul încărcărilor gravitaționale. S-a urmărit în deosebi modul de cedare al cadrelor în planul lor și în afara acestuia, stabilitatea locală și generală a elementelor și cuplarea celor două forme de instabilitate. În acest scop au fost realizate analize neliniare elasto-plastice plane și spațiale, analize elastice pentru determinarea modurilor proprii de flambaj, cu programe de calcul dedicate. Cadrele considerate în analiză au fost selectate pentru a acoperi tipodimensiuni variate (deschideri diferite, înălțimi diferite). Rezultatele obținute în urma analizelor numerice au fost comparate cu rezultatele obținute pe cale analitică.

Metodele de proiectare a structurilor metalice în zone seismice din normativele actuale sunt bazate în mare parte pe folosirea unei analize statice echivalente și a factorului de reducere a încărcării seismice. Valoarea propusă în EN1998-1.1[18] și P100/2006[55] a factorului de reducere a încărcării seismice pentru elemente realizate din secțiuni neductile (clasa 3 și 4), cum este și cazul structurilor metalice parter realizate din elemente sudate cu pereți zvelți, este în general scăzută. Acest lucru se datorează în special capacității reduse a elementelor de a dezvolta articulații plastice. Pentru determinarea factorilor de comportare seismică se vor folosi două metode și anume: prima metodă bazată pe teoria factorului de ductilitate, în care se va ține cont de modul de prindere laterală cadrului, iar cea de a doua metodă folosind rezultatele unei analize neliniare dinamice, factorul q fiind definit în acest caz ca fiind raportul dintre factorul de amplificare dinamică corespunzător colapsului structurii și cel corespunzător curgerii în fibra extremă.

Studiu concentrat în special pe cele două direcții de cercetare și anume stabilitatea și ductilitatea cadrelor metalice parter, dar și cu conexiuni între cele două, a pornit inițial de la un număr restrâns de cazuri, fiind extins mai apoi la cazuri care să acopere cât mai multe din cele întâlnite în proiectarea curentă.

3.2. Stabilitatea cadrelor metalice parter având elemente cu secțiuni variabile

3.2.1. Stabilitatea în planul cadrului și efectele de ordinul doi

Pentru a înțelege mai bine conceptul de instabilitate a cadrului în planul său, este nevoie a se avea în vedere două efecte primare în ceea ce privește comportarea structurii. Primul dintre acestea este reprezentat de efectele de ordinul doi, al doilea fiind considerat cel al instabilității.

Efectele de ordinul doi, în forma lor simplificată, se datorează în primul rând deplasării laterale a cadrului în planul său. Această deplasare va cauza excentricități ale forțelor verticale, care vor genera în cele din urmă momente de ordinul doi datorită forței axiale aplicate excentric în elementele verticale. Aceste momente de ordinul doi în literatura de specialitate sunt cunoscute sub numele de efectele P- Δ („P” forța axială aplicată la excentricitatea Δ) (Figura 3-1). Aceste momente pot avea o importanță ridicată în proiectarea în domeniul plastic a cadrelor metalice portal, în cazurile în care elementele sunt relativ zvelte.

Trebuie să avute în vedere două aspecte importante și anume:

- Efectele P- Δ , se datorează nu numai încărcărilor orizontale, cât și următoarelor efecte: asimetria structurii; asimetria încărcărilor; lipsa verticalității stâlpilor;
- Efectele P- Δ nu cauzează neapărat instabilitatea cadrului. Ceea ce este necesar în acest caz, este o metodă pentru a determina dacă efectele P- Δ sunt importante sau nu, și dacă acestea vor cauza instabilitatea cadrului.

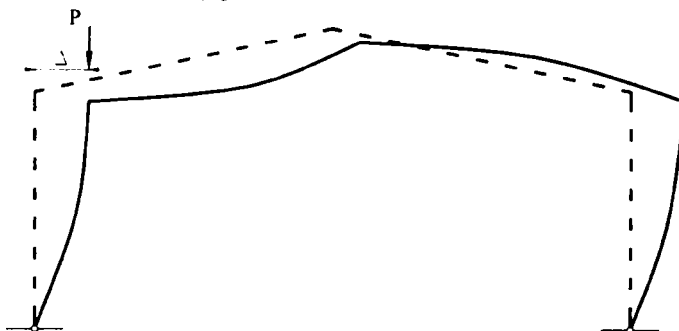


Figura 3-1: Efectele P- Δ asupra cadrelor portal

Conceptul de instabilitate poate fi înțeles foarte bine, prin considerarea unei console verticale încărcate cu o forță axială (Figura 3-2)

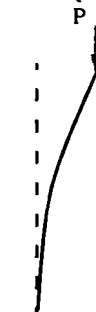


Figura 3-2: Fenomenul de instabilitate

În cazul forțelor axiale relativ reduse și/sau zvelteți mici ale consolei, orice forță disturbatoare va cauza deformarea consolei cu o valoare finită, iar în momentul în care această perturbație este îndepărtată, consola va reveni la forma ei inițială. La valori ridicate ale forței axiale, chiar și cea mai mică forță disturbatoare, va cauza deformarea incontrollabilă a barei, datorită efectelor de ordinul doi. Forța care cauzează instabilitatea este cunoscută sub numele de forță elastică critică, iar raportul dintre aceasta și forța de exploatare care acționează asupra barei reprezintă factorul elastic critic, λ_{cr} :

$$\lambda_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_e} \quad (3.1)$$

În normele în vigoare este specificat că o valoare $\lambda_{cr} > 10$ înseamnă că efectele de ordinul II sunt nesemnificative și pot fi neglijate.

O valoare $\lambda_{cr} < 4.6$, indică în mod general o structură potențial instabilă, caz în care se impune efectuarea unei analize de ordinul II. Aceleași efecte pot apărea și în cazul cadrelor metalice portal, în consecință orice forță orizontală disturbatoare trebuie luată în considerare, pentru a putea realiza o interpretare corectă a fenomenului de instabilitate. În mod normal elementele cadrului au imperfecțiuni inițiale, generate de procesul de producție sau de montajul structurii, acesta este un alt aspect care poate genera instabilitate, fără luarea în considerare a unei forțe orizontale.

Instabilitatea în afara planului cadrului este verificată, între punctele de prindere laterale, ținându-se cont de lungimea efectivă a elementelor individuale. Acesta este o metodă simplificată de proiectare a unei structuri simple, ținând cont de comportarea structurii pe direcție longitudinală. Oricum în planul cadrului rezistența la deplasarea laterală, este conferită de rigiditatea elementelor și a îmbinărilor, din acest motiv sunt necesare prevederi, care să țină cont și de legarea cadrului pe direcție longitudinală nu numai prin intermediul riglelor de perete și al panelor de acoperiș, dar și prin contravântuirile din pereții longitudinali și din acoperiș.

Cadrelor metalice portal pot ceda fie prin pierderea stabilității generale, sau prin pierderea stabilității locale. Pierderea stabilității locale se poate datora flambajului lateral prin încovoiere-răsucire a riglei cadrului sau a stâlpului în funcție de zveltețea acestora.

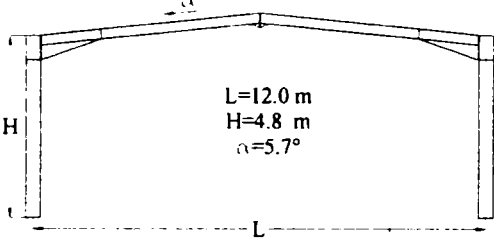

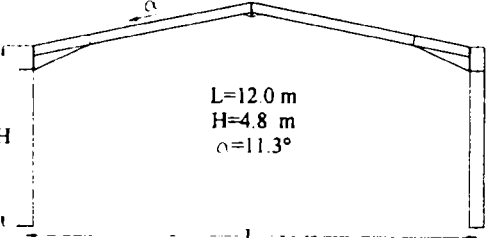
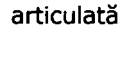
Pentru a urmări stabilitatea cadrelor metalice portal cu rigla acoperișului înclinată, s-au analizat mai multe cadre având aceiași înălțime și deschidere, pante ale acoperișului diferite, și de asemenea prindere la baza stâlpului diferite. Înainte de a trece la analiza propriu zisă, s-a realizat calibrarea lor pe baza unor teste experimentale.

3.2.2. Calibrarea modelelor de calcul

Calibrarea modelelor analizate s-a făcut pe baza testelor experimentale realizate de prof. O. Hallasz și prof. M. Ivany[37] la Universitatea Tehnică din Budapesta. Cadrelor testate având geometria și dimensiunile prezentate în Tabelul 3-1.

Cadrelor testate au fost realizate din table sudate, secțiunile tuturor elementelor au fost dublu T din oțel OL37 (S235) având limita de curgere $f_y=235\text{N/mm}^2$. Încărcările au fost aplicate static, vertical, respectiv orizontal. Schema statică de încărcare a cadrelor este prezentat în Figura 3-3.

Tabelul 3-1: Dimensiunea cadrelor testate

Geometrie Cadru	Dimensiunea secțiunilor [mm]	Prinderea la bază
	Riglă	Stâlp
<p>2C-1</p>  <p>$L=12.0\text{ m}$ $H=4.8\text{ m}$ $\alpha=5.7^\circ$</p>	<p><u>constantă</u></p> <p>$h=270$ $b=135$ $t_r=10$ $t_w=5$</p>	<p><u>constantă</u></p> <p>$h=400$ $b=180$ $t_r=12$ $t_w=8$</p> 
<p>2C-2</p>  <p>$L=12.0\text{ m}$ $H=4.8\text{ m}$ $\alpha=11.3^\circ$</p>	<p><u>vuta</u></p> <p>$h=270\dots635$ $b=135$ $t_r=10$ $t_w=6$</p>	<p><u>articulată</u></p> 

Încărcările verticale au fost aplicate în punctele în care s-a considerat că paneele de acoperiș intersectează rigla cadrului, la talpa superioară. Distanța între paneele de acoperiș fiind considerată de 1,20 m. O încărcare orizontală, având magnitudinea egală cu o forță disturbatoare orizontală, care modelează eventualele încărcări orizontale (seism, vânt) a fost aplicată la colțul din stânga al cadrului. Pentru a împiedica flambajul lateral al elementelor cadrului, la talpa exterioră a elementelor s-au realizat fixări laterale în punctele în care riglele de perete și paneele de acoperiș sunt prinse de cadru.

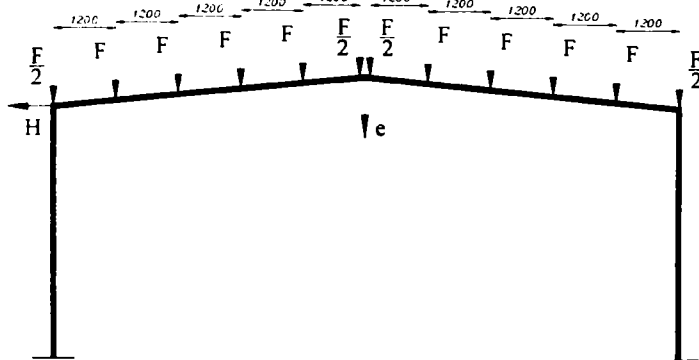


Figura 3-3: Schema statica

În vederea realizării unor comparații cu rezultatele experimentale s-au efectuat analize numerice în plan și spațial. Aceste analize au fost realizate cu programe de calcul automat, care utilizează metoda elementelor finite.

Pentru analiza elasto-plastică plană a cadrului s-a utilizat programul PEP-Micro, care lucrează cu elemente de tip bară. Secțiunile elementelor constante sunt aceleași ca și în cazul testelor experimentale, însă acest program nu permite folosirea elementelor cu secțiune variabilă, astfel încât partea vutată a riglei a fost modelată prin împărțirea lungimii vutei în 4 segmente egale, atribuindu-i fiecărui segment o secțiune constantă. Ca imperfecțiune s-a aplicat o înclinare generală a cadrului de 1/1000 din înălțimea stâlpului. Schema statică de încărcare este aceeași din Figura 3-3. Prinderile la baza stâlpului sunt articulate, iar îmbinarea rigla-stâlp este semi-rigidă. Rigiditatea îmbinării a fost calculată conform metodei componentelor EN1993-1-1. Partea 1.8 „Design of Joints”[20]. O comportare de material elastică perfect plastică a fost atribuită tipului de material utilizat în analiza numerică, având următoarele caracteristici: limita de curgere $f_y=235 \text{ N/mm}^2$, modulul de elasticitate $E=210000 \text{ N/mm}^2$.

Analiza elasto-plastică spațială a fost realizată cu programul de elemente finite ANSYS v5.4. Modelele au fost construite pe baza modelelor folosite în testele experimentale. Modelarea cadrelor s-a realizat cu elemente plastice de tip shell, fiind astfel posibilă o discretizare mai amănunțită a cadrelor analizate, permițându-se astfel o apropiere mai mare față de modelele reale. Cele două modele analizate sunt prezentate în Figura 3-4.

În Figura 3-4 se poate observa o detaliere mai amănunțită a cadrelor analizate, în special în zona îmbinării. Astfel pentru a întări talpa îmbinată a stâlpului, s-au dispus rigidizări între inimă și talpă. O altă rigidizare, de aceasta data pe rigle, a fost dispusă în zona de racordaj dintre vută și rigla constantă, pentru a întări această zonă, predispusă la flambaj local. Un alt element suplimentar utilizat în analiză este talpa riglei constante care se continua și în zona vutei și care menține secțiunea vutei în zona de Clasă 1, nepermițând voalarea prematură a inimii. Acest detaliu nu a putut fi luat în considerare, spre exemplu, în analiza plană.

Elementele situate pe talpa exterioară a riglei și a stâlpului, reprezintă elementele de prindere a riglei de perete și a panelor de acoperiș. În poziția în care aceste elemente au fost amplasate, acționează încărcările verticale și s-au prevăzut blocaje laterale pentru a preveni cedarea prematură prin flambajului lateral. Din nou trebuie specificat că acest lucru nu a fost posibil în cadru unei analize plane, unde s-a considerat doar comportarea în planul cadrului. Un alt aspect important care a fost luat în considerare, la analizele efectuate, este îmbinarea elementelor. Aceasta s-a realizat utilizând elemente de contact între elementele aflate în contact (riglă-stâlp, coamă, reazeme în fundații), apropiind modelul foarte mult de realitate. În punctele în care sunt dispuse șuruburile s-a prevăzut cuplarea nodurilor respective pe direcția axei șurubului. La rezemarea cadrului în fundație, au fost utilizate de asemenea elemente de contact între placa de capăt a stâlpului și fundație, aceasta din urma a fost modelată ca fiind un bloc rigid, fara a lua în considerare strivirea betonului sub papucul stâlpului.

Schema statică de încărcare a cadrului este aceeași din Figura 3-3 (încărcări verticale aplicate la distanța de 1200mm și o încărcare perturbatoare orizontală la colțul cadrului care simulează efectul vântului), materialul utilizat s-a considerat ca având un comportament bilinear izotrop. Curba și caracteristicile materialului sunt prezentate în Figura 3-5.

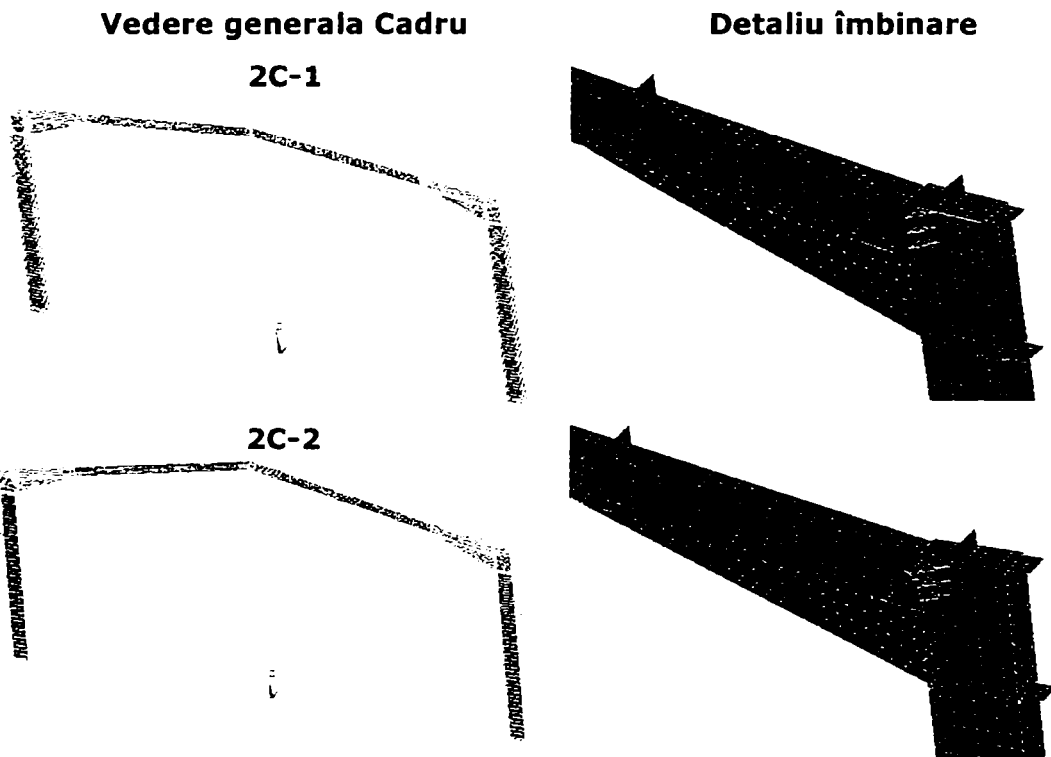


Figura 3-4: Modelele analizate în ANSYS

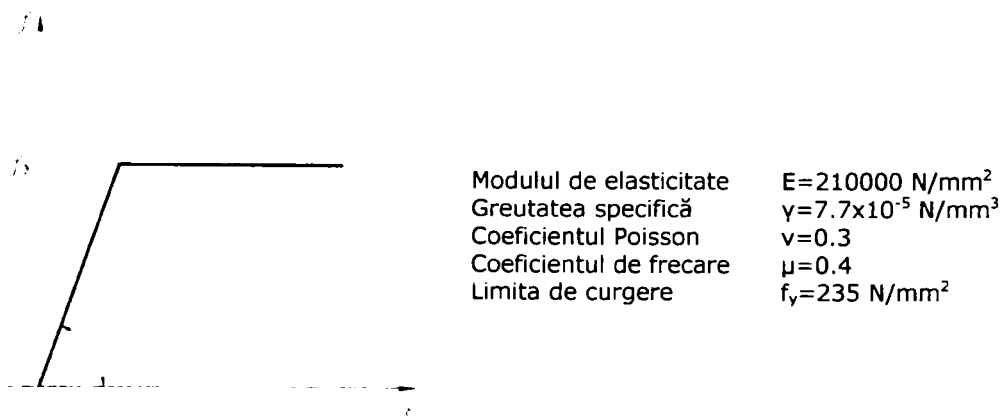


Figura 3-5: Curba de material

Compararea rezultatelor obținute în urma analizelor efectuate (plană și spațială) cu rezultatele obținute în urma testelor experimentale se face prin curba de comportare neliniară a structurii (Figura 3-6).

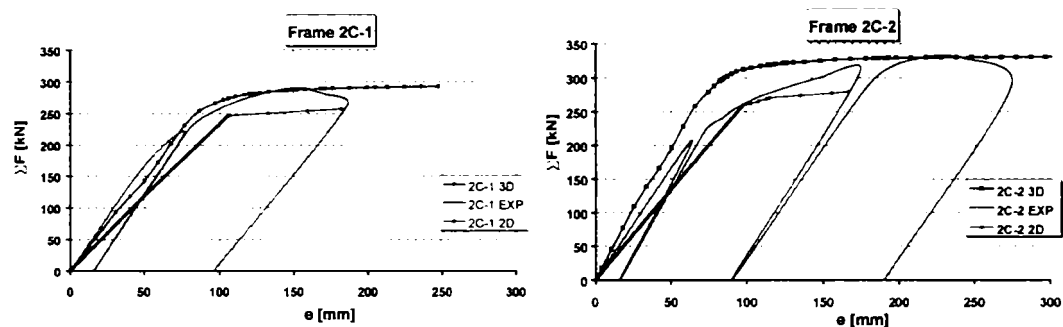


Figura 3-6: Comparație între rezultatele experimentale și analiza neliniară

Curbele din Figura 3-6 au fost trasate prin unirea punctelor având pe abscisă valoarea deplasării verticale a coamei cadrului, iar pe ordonată suma forțelor verticale corespunzătoare. Modurile de cedare ale structurii sunt prezentate în Tabelul 3-3. În Tabelul 3-2 sunt prezentate valorile forțelor verticale ultime corespunzătoare cedării cadrului, rezultate în fiecare din cazurile luate în considerare: experimental, analiza plană a cadrului, analiza spațială a cadrului, iar în ultima coloană sunt trecute rezultatele obținute conform calculului din Eurocode 3.

Tabelul 3-2: Forțe ultime

Tipul cadrului	Experimental [kN]	Analiză elasto-plastică 2D [kN]	Analiză elasto-plastică 3D [kN]	EN 1993-1.1 [kN]
2C-1	285	257	292	231
2C-2	325	279	330	252

Tabelul 3-3: Moduri de cedare

Tipul de analiză	Tipul cadrului	Mod de cedare
Experimental	2C-1	flambaj lateral prin încovoierea cu răsucire a riglei și stâlpului
	2C-2	flambaj lateral al riglei
Analiză neliniară 2D	2C-1	flambaj lateral prin încovoierea cu răsucire a riglei și stâlpului
	2C-2	flambaj lateral prin încovoierea cu răsucire a riglei și stâlpului
Analiză neliniară 3D	2C-1	flambaj lateral prin încovoierea cu răsucire a riglei și stâlpului
	2C-2	flambaj lateral prin încovoierea cu răsucire a riglei

Din rezultatele prezentate mai sus se pot concluziona ca: rezultatele obținute în urma analizei neliniare elasto-plastice spațiale cu programul ANSYS v5.4 sunt foarte apropiate de comportarea inelastică a structurilor pe durata testelor experimentale. Diferențele mici care apar se datorează în primul rând curbei de material (în cazul analizelor s-a considerat o curbă de material ideală), iar în al doilea rând imperfecțiunilor cadrului, care în analize sunt pur teoretice.

3.2.3. Stabilitatea generală

Rezultatele bune obținute în urma calibrării modelelor, au permis extinderea analizelor numerice la un alt eșantion de cadre. Au fost studiate un număr de cadre parter, având aceeași deschidere și înălțime la streșină, unghiuri diferite de acoperiș (10%, 20%) și trei moduri de prindere a stâlpilor în fundație: articulate, semi-rigidă și încastată (Figura 3-7). Toate cadrele analizate au rigla vutată, iar secțiunea stâlpilor este variabilă sau constantă după caz (Figura 3-8). Dimensiunile principale ale cadrelor și a secțiunilor elementelor sunt prezentate în Tabelul 3-4.

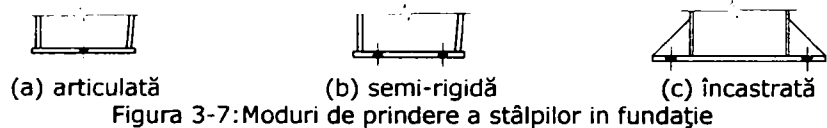


Figura 3-7: Moduri de prindere a stâlpilor în fundație

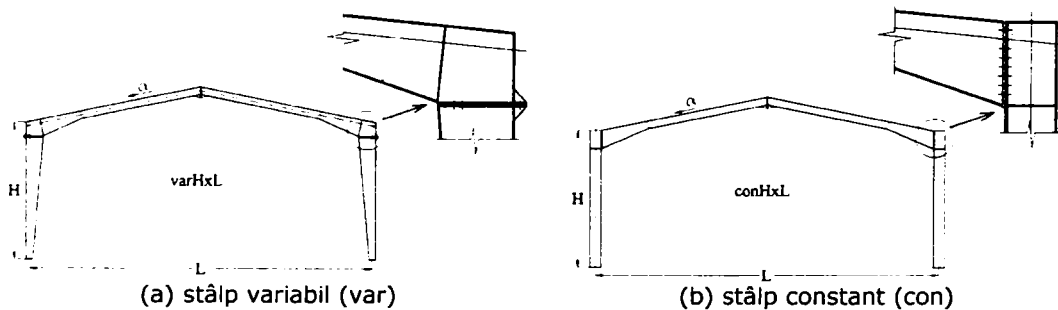


Figura 3-8: Tipuri de cadre portal

Au fost realizate analize elasto-plastice plane (2D) cât și spațiale (3D). Analizele plane s-au realizat cu programul PEP-Micro, care operează numai cu elemente de tip bară, iar analizele 3D au fost realizate cu programul de elemente finite ANSYS, în cadrul căruia discretizarea cadrelor s-a realizat cu ajutorul elementelor de tip SHELL43 plastice. În ambele analize s-a considerat un comportament bilinear, elastic-perfect plastic, al materialului (Figura 3-5). S-a utilizat OL37 (S235), cu limita de curgere $f_y=235 \text{ N/mm}^2$. În cazul analizei 3D, deplasările laterale ale riglelor și stâlpilor cadrului s-au considerat blocate la talpa exterioră a elementului asigurate în practică de către de riglele de perete, paneele de acoperiș și contrafișe la talpa inferioară în unele cazuri. S-au simulat patru tipuri de blocaje laterale (Figura 3-8) și anume: *tipul 1* - deplasări libere (în lungul elementului); *tipul 2* - împiedicarea deplasării laterale; *tipul 3* - împiedicarea deplasării laterale cât și a rotirii; *tipul 4* - împiedicarea deplasării laterale a tălpii exterioare cât și a tălpii inferioare (în punctele în care au fost considerate contrafișe).

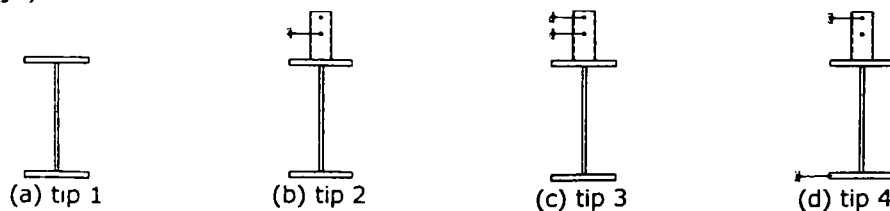


Figura 3-9: Tipuri de prinderi laterale

Dimensiunile secțiunilor transversale au fost obținute în urma dimensionării cadrelor la încărcările de calcul, încercând a păstra o oarecare echivalență între distribuția eforturilor în elemente la stările limita ultime și rigiditate la stările limita ale exploatarei normale. Dimensiunile astfel obținute sunt prezentate în tabelul următor:

Tabelul 3-4: Dimensiunile secțiunilor transversale

Cod	Tipul cadrului	LxH	Baza stâlpului	α	Rigla		Stâlp
					constantă	vutată	
1C-1	var	12x4.8	pin	10%	$h=270$	$h=270...600$	$h=240...600$
1C-1	var	12x4.8	sem	10%	$b=135$	$b=135$	$b=180$
1C-2	var	12x4.8	pin	20%	$t_f=10$	$t_f=10$	$t_f=12$
1C-2	var	12x4.8	sem	20%	$t_w=5$	$t_w=6$	$t_w=8$
3C-1	con	12x4.8	sem	10%	$h=270$	$h=270...600$	$h=400$
3C-1	con	12x4.8	rig	10%	$b=135$	$b=135$	$b=180$
3C-2	con	12x4.8	sem	20%	$t_f=10$	$t_f=10$	$t_f=12$
3C-2	con	12x4.8	rig	20%	$t_w=5$	$t_w=6$	$t_w=8$

Îmbinarea riglă-stâlp este rigidă (Figura 3-8) dar cu soluții constructive diferite pentru cele două tipuri de cadre (îmbinare pe capul stâlpului-stâlpi vutați și îmbinare la fața stâlpului-stâlpi cu secțiune constantă). În analiza 2D comportarea îmbinării a fost modelată prin introducerea rigidității la rotire între elementele îmbinate, aceasta fiind calculată conform metodei componentelor EN1993-1.8. În cazul analizei 3D îmbinarea riglă-stâlp și prinderea stâlpilor în fundație au fost modelate utilizând elemente de contact.

Acțiunile verticale din încărcările permanente și zăpadă au fost introduse în punctele în care paneele intersectează cadrul. O încărcare orizontală, reprezentând 12% din încărcările verticale, a fost aplicată în colțul din stânga sus a cadrului. O înclinare globală a cadrului, inițială și săgeți inițiale ale elementelor structurale au fost considerate în ambele modele, în conformitate cu prevederile din EN1993-1.1[18].

Pentru calculul analitic în concordanță cu EN1993-1-1[18], elementele pentru care flambajul lateral prin încovoiere cu răsucire este un mod potențial de cedare, trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + t_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + t_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M_1} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1 \quad (3.2)$$

unde:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}$ reprezintă eforturile de calcul determinate în urma unui calcul static liniar elastic
- $\Delta M_{y,Ed}$ momentele datorita mutării axei neutre (secțiuni eficiente-clasa 4)
- χ_y, χ_z factori de reducere datoraji flambajului lateral prin încovoiere

$$N_{Rk} = f_y \cdot A$$

$$M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$$

acestea reprezintă rezistențele la flambaj și sunt trecute în

Tabelul 3-5

χ_{LT}

t_{yy}, t_{zy}

factorul de reducere datorat flambajului lateral prin răsucire.
factori de interacțiune, care țin cont de tipul secțiunii, clasa secțiunii și modul de distribuție al momentului pe bară.

Rezistențele la flambaj se determină conform formulelor prezentate anterior prin utilizarea factorilor definiți în Tabelul 3-5.

Tabelul 3-5: Definierea factorilor din ecuația (3.2)

Clasa secțiunii	1	2	3	4
A	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
ΔM_y	0	0	0	$e_{N,y}, N_{Ed}$

Factorii de reducere datorati flambajului lateral prin încovoiere, χ_y, χ_z , pentru zveltețea $\bar{\lambda}$, trebuie determinați utilizând formula, pentru direcția y, respectiv z:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (3.3)$$

unde:

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.4)$$

În acest caz, zveltețea $\bar{\lambda}$, se va determina cu relația:

- pentru secțiuni de clasa 1,2 și 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (3.5)$$

- pentru secțiuni de clasa 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{\beta_A}}{\lambda_1} \quad (3.6)$$

unde:

L_{cr} reprezintă lungimea de flambaj
 i raza de girație conform axei de flambaj

$$\beta_A \frac{A_{eff}}{A}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad \text{cu } f_y \text{ în N/mm}^2;$$

Lungimea de flambaj, L_{cr} , a unui element comprimat se va determina în funcție de condițiile de rezemare a elementului la capete.

Factorul de reducere datorat flambajului lateral prin răsucire se determina cu relația:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (3.7)$$

unde:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.8)$$

α_{LT} coeficient de imperfecțiune în funcție de curba de flambaj

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{zveltețea redusă}$$

M_{cr} reprezintă momentul critic elastic

Momentul critic elastic se bazează pe proprietățile secțiunii transversale, și ia în considerare condițiile de încărcare, distribuția reală a momentului, legaturile laterale iar în cazul secțiunilor variabile, variația acestora.

Au fost studiate un număr de patru cadre, având aceeași deschidere și aceeași înălțime, dar pante diferite. În toate cele patru cazuri, riglele au o porțiune vutată având lungimea de 1800 mm (0.15L) calculată din axul stâlpului, în schimb stâlpii sunt de două tipuri, și anume: cu secțiune variabilă și secțiune constantă. Mai multe detalii despre cadrele analizate sunt prezentate în Tabelul 3-4.

În cazul cadrelor de tip 1C, secțiunea stâlpilor este cuprinsă între Clasa 1 și Clasa 3, în timp ce stâlpii cadrelor de tip 3C au secțiunea stâlpilor de Clasă 1 în totalitate. Clasa secțiunii riglei, în ambele cazuri, este 1 pe toată porțiunea constantă, iar în zona vutată variază între 1 și 3. Materialul utilizat în analiză este același ca și cel folosit pentru calibrarea cadrelor, adică Fe360, având limita de curgere 235 N/mm².

Îmbinarea riglă-stâlp este rigidă, după cum se poate vedea și din Figura 3-8, prinderea stapului în fundație este *articulată* (un singur rând de buloane), *semi-rigidă* (două rânduri de buloane în interiorul secțiunii), *încastrată* (două rânduri de buloane în exteriorul secțiunii). Pentru analiza plană rigiditatea îmbinării a fost calculată cu programul SteelCon, care permite evaluarea rigidității și a rezistenței unei îmbinări conform metodei componentelor din EN1993-1.8[20]. În cazul analizei elasto-plastice spațiale, la îmbinarea elementelor (rigla-stâlp, coamă, prinderea stâlpului în fundație) s-au dispus elemente de contact.

Pentru a urmări comportarea structurii sub acțiunea forțelor aplicate, cadrele au fost supuse unor analize neliniare elasto-plastice, plane, respectiv spațiale. În cazul analizei neliniare plane, cadrul a fost legat împotriva flambajului

lateral prin legături de tipul 2 (Figura 3-9), adică a fost împiedicată numai deplasarea laterală a tălpii superioare a cadrului. Rezultate obținute în urma acestor analize sunt prezentate în Figura 3-10 și Figura 3-11 în funcție de suma forțelor verticale, pe ordonată, respectiv săgeata la coama cadrului pe abscisă.

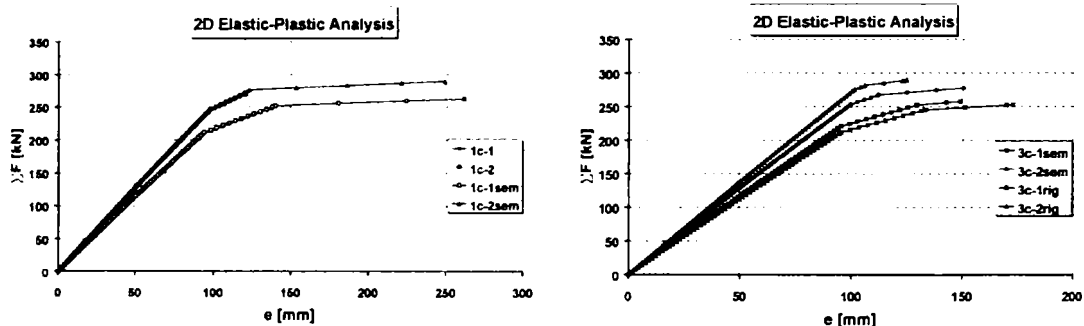


Figura 3-10: Analiza elasto-plastică plană

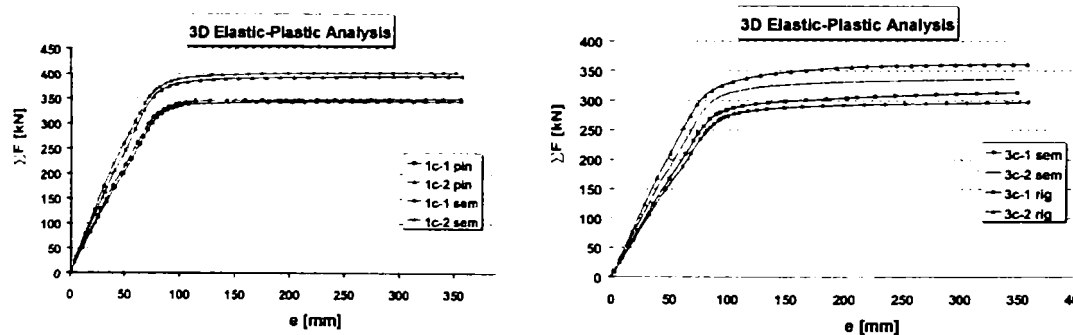


Figura 3-11: Analiza elasto-plastică spațială

Din Figura 3-10 și Figura 3-11, prezentate mai sus, se observă că influența prinderii stâlpului în fundație este mult redusă în comparație cu influența pantei acoperișului, care are un aport considerabil în ceea ce privește răspunsul structurii.

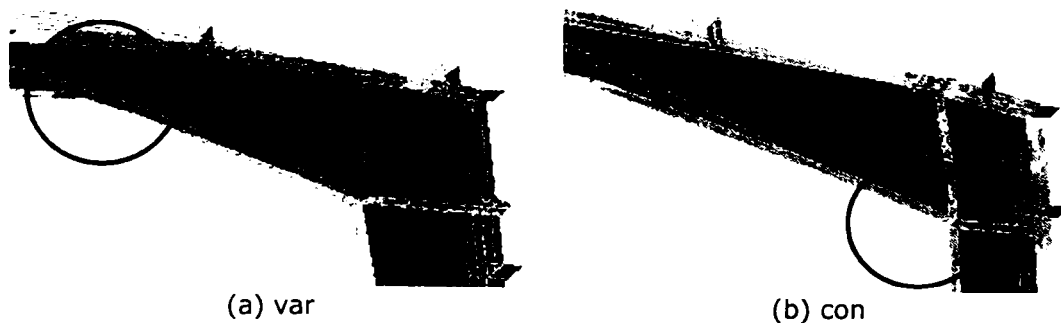


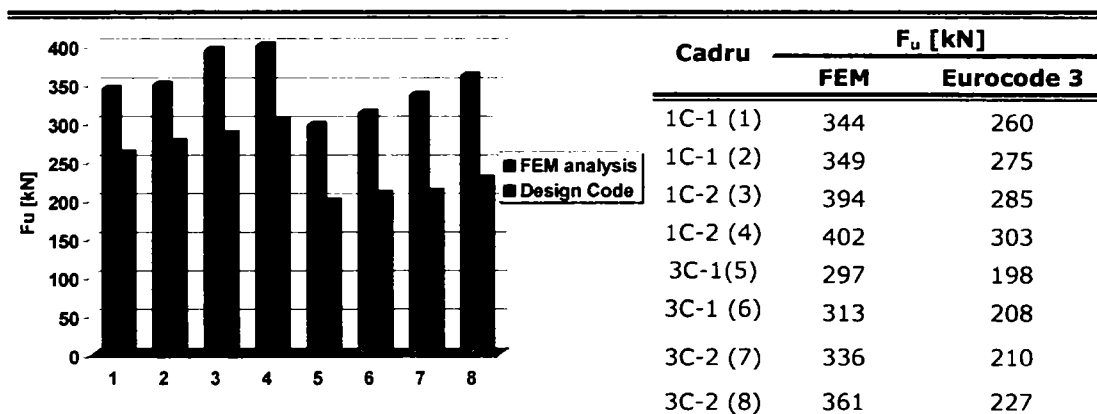
Figura 3-12: Moduri de cedare

Mecanismul de cedare rezultat depinde de prinderea laterală a cadrului și de tipul cadrului. În urma analizei plane 2D, s-a obținut o instabilitate globală a cadrelor datorată dezvoltării unor articulații plastice concentrate în rigla și stâlp, în

timp ce în cazul analizei 3D, s-a înregistrat pierderea locală a stabilității elementelor (prin dezvoltarea unor zone plastice) după cum urmează: *flambaj lateral prin încovoiere-răsucire a riglei* în cazul cadrelor de tip 1C și respectiv *flambaj lateral prin încovoiere-răsucire a riglei și a stâlpului* în cazul cadrelor de tip 3C (Figura 3-12). Modurile de cedare ale cadrelor sunt prezentate detaliat în Anexa 1. Apariția flambajul prin încovoiere-răsucire numai la nivelul riglei în cazul cadrelor de tip 1C ar putea fi justificată de rezistența și rigiditatea superioară a stâlpului în vecinătatea îmbinării.

O comparație între rezultate analizelor numerice și rezultatele obținute utilizând formulele de calcul din EN1993-1.1 este prezentată în Tabelul 3-6.

Tabelul 3-6: Rezultate comparative între Eurocode 3 și analiza FEM



Comportamentul spațial al cadrului poate fi studiat prin intermediul unor analize de flambaj, determinând modurile proprii de flambaj ale acestuia. Aceste analize au fost realizate cu ajutorul programului de elemente finite ANSYS v5.4. Pentru determinarea primului mod de flambaj al structurii, structurile au fost legate împotriva flambajului lateral în cele patru moduri prezentate în Figura 3-9. Forțele critice corespunzătoare fiecărui tip de structură și fiecărui tip de legătură sunt prezentate în Figura 3-13.

S-a observat că valoarea forței critice este hotărâta în mare măsură de tipul de prindere laterală a cadrului, iar influența prinderii în fundație și a formei elementului nu este neapărat hotărâtoare în răspunsul final al structurii.

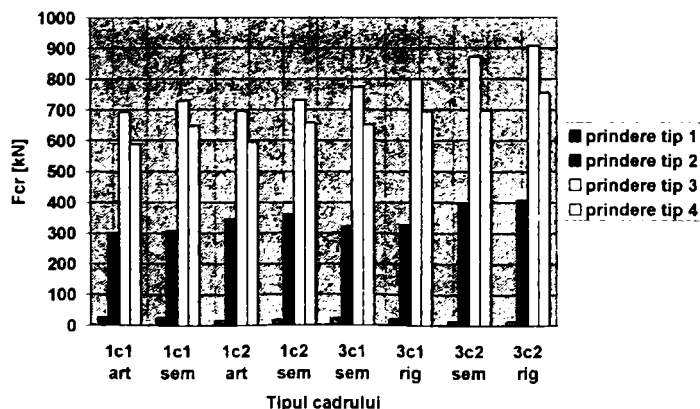
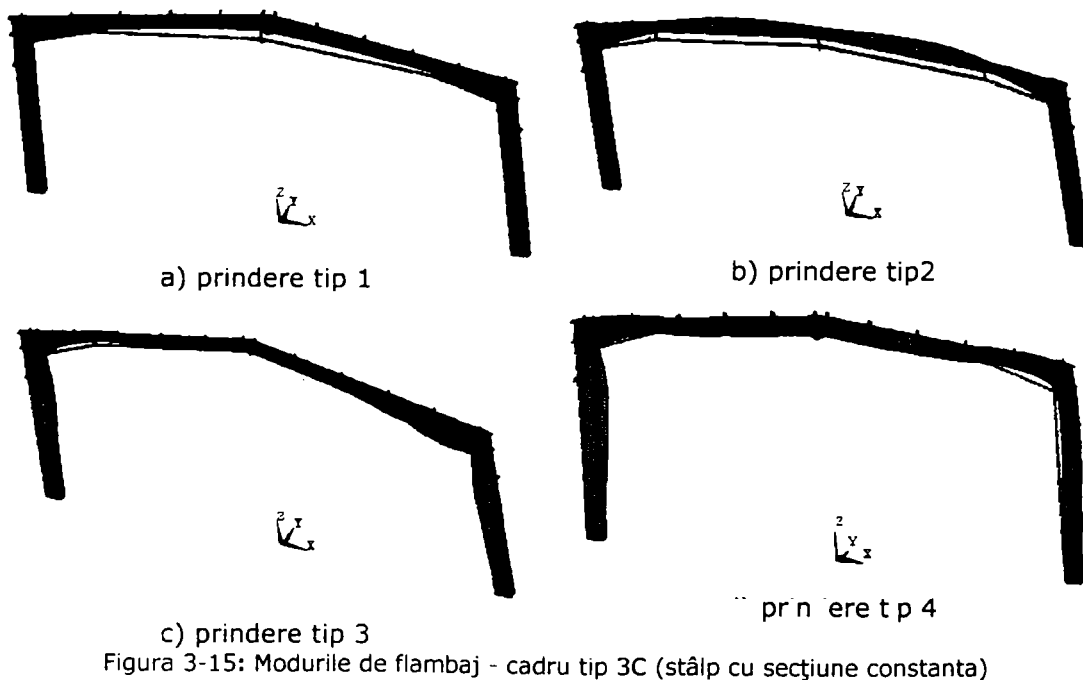
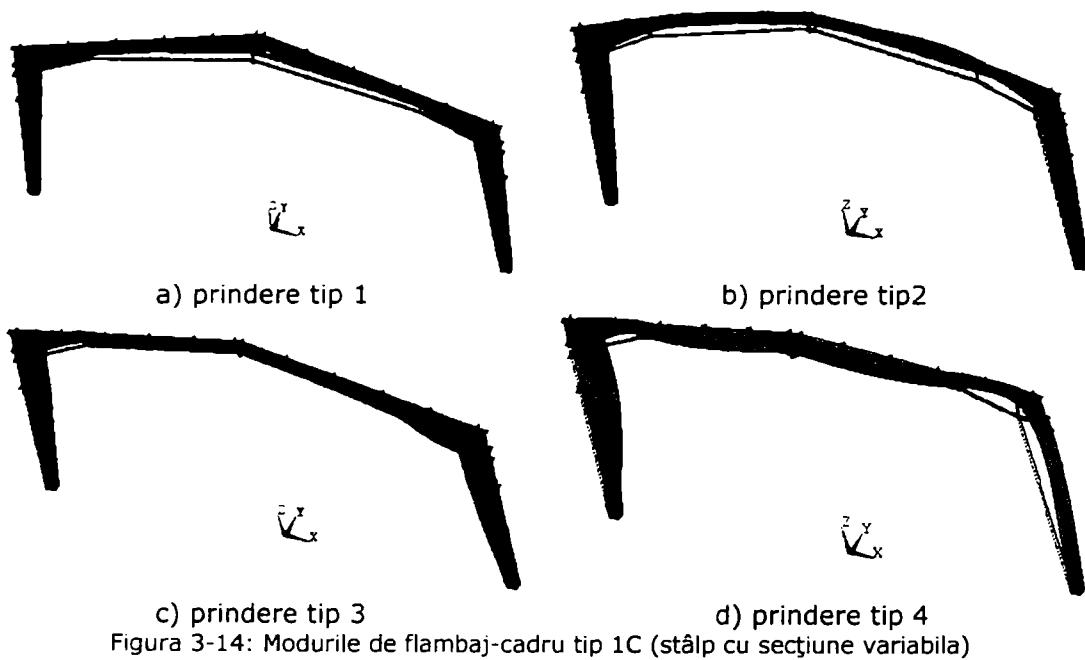


Figura 3-13: Valorile forțelor critice în funcție de tipul de prindere



Modul de flambaj și valoarea forțelor critice depind de modul de prindere laterală a cadrului, astfel din Figura 3-14 și Figura 3-15 se poate observa că:

- pentru tipul de prindere 1 (Figura 3-14a, Figura 3-15a) se obține flambajul lateral al riglei, la valori relativ mici ale forței verticale;
- pentru prinderea de tip 2 (Figura 3-14b, Figura 3-15b) structura cedează

prin flambajul lateral cu încovoiere răsucire atât a riglei cât și a stâlpului-simetric, la valori substanțial mai mari ale forței critice;

- pentru prinderea de tip 3 (Figura 3-14c, Figura 3-15c) structura cedează de asemenea prin flambaj lateral cu încovoiere-răsucire, însă de această dată valoarea forței critice se triplează față de cazul precedent;
- pentru prinderea de tip 4 (Figura 3-14d, Figura 3-15d) cedarea structurii are loc de asemenea prin flambaj lateral cu încovoiere răsucire, observându-se reducerea lungimii de flambaj prin introducerea unei prinderi suplimentare la talpa inferioara cat si o creștere semnificative a forței critice fata de cazul b.

Se constată de asemenea că forma modurilor de flambaj este asemănătoare între cele doua tipuri de cadre 1C și 3C, pentru același tip de prindere laterală.

3.2.4. Stabilitatea in planul cadrului

Stabilitatea în panul cadrului poate fi studiată prin intermediul factorului elastic critic, calculat pe baza metodei elaborate de Davies (1990)[13], metodă care ce are la baza funcțiile de stabilitate și ecuațiile lui Merchant-Rankine-Wood. Metoda se bazează pe calcularea factorului elastic critic, λ_{cr} , mai apoi dacă este necesar, utilizând această valoare se va calcula factorul de încărcare plastic, λ_p , corespunzător colapsului structurii, în cazul unei analize plastice sau prin utilizarea unui factor de amplificare în cazul unei analize elastice a cadrului.

Metoda propusă de Davies, ia în considerare și cadrele care nu au o structură obișnuită (secțiuni variabile, prinderi în fundație diferite) dar și alte încărcări decât cele verticale. Metoda a fost determinată de Davies (1990), și apoi modificată pentru a putea lua în considerare, în mod explicit, rigiditatea piciorului stâlpului. Considerând astfel:

E	modulul de elasticitate al oțelului = 210 kN/mm ²
I _r	momentul de inerție al riglei în planul cadrului
I _s	momentul de inerție al stâlpului în planul cadrului
l	lungimea grinzii în planul înclinat
h	înălțimea stâlpului
R	$\frac{\text{rigiditatea stalpului}}{\text{rigiditatea riglei}} = \frac{\left(\frac{I_s}{h}\right)}{\left(\frac{I_r}{l}\right)} = \frac{I_s l}{I_r h}$
P _s	forța axială din stâlp din analiza elastică
P _r	forța axială din riglă din analiza elastică
P _{s,cr}	$\frac{\pi^2 E I_s}{h^2}$ = forța critică de flambaj Euler a stâlpului
P _{r,cr}	$\frac{\pi^2 E I_r}{l^2}$ = forța critică de flambaj Euler a riglei

Pentru baza stâlpului perfect articulată cu rigiditate 0:

$$\lambda_{cr} = \frac{3EI_r}{l \left[0,3P_r l + \left(1 + \frac{1,2}{R} \right) P_s h \right]} \quad (3.9)$$

care poate fi exprimat și în funcție de forțele de flambaj Euler ale riglei și stâlpului:

$$\lambda_{cr} = \frac{1}{\left(\frac{P_r}{P_{r,\sigma}}\right) + (4 + 3,3R)\left(\frac{P_s}{P_{s,\sigma}}\right)} \quad (3.10)$$

Pentru baza stâlpului articulată, dar care poate avea o rigiditate de pana la 10% din rigiditatea stâlpului sau $0,4EI_s/h$:

$$\lambda_{cr} = \frac{(4,2 + 0,4R)EI_r}{I\left[0,42P_rI + \left(1,16 + \frac{1,2}{R}\right)P_s h\right]} \quad (3.11)$$

și care poate fi exprimat și în funcție de forțele de flambaj Euler ale riglei și stâlpului:

$$\lambda_{cr} = \frac{(1 + 0,1R)}{\left(\frac{P_r}{P_{r,\sigma}}\right) + (2,9 + 2,7R)\left(\frac{P_s}{P_{s,\sigma}}\right)} \quad (3.12)$$

Pentru baza stâlpului rigidă dar care permite o ușoară flexibilitate:

$$\lambda_{cr} = \frac{5E(10 + 0,8R)}{\left[\frac{5P_r I^2}{I_r} + (2,6R + 4)\frac{P_s h^2}{I_s}\right]} \quad (3.13)$$

care la fel poate fi exprimat și în funcție de forțele de flambaj Euler ale riglei și stâlpului:

$$\lambda_{cr} = \frac{(1 + 0,08R)}{\left(\frac{P_r}{P_{r,\sigma}}\right) + (0,8 + 0,52R)\left(\frac{P_s}{P_{s,\sigma}}\right)} \quad (3.14)$$

Pe baza formulelor de calcul prezentate mai sus, factorul critic elastic corespunzător fiecărui cadru în parte este trecut în Tabelul 3-7.

Tabelul 3-7: Factorul elastic critic

Cadru	Riglă			Stâlp			$R = \frac{I_c S}{I_r h}$	λ_{cr}
	P_r [kN]	I_r [m ⁴]	s [m]	P_c [kN]	I_c [m ⁴]	h [m]		
1C-1 pin	100.40	9.95E-05	6.03	189.96	9.85E-05	4.80	1.24	9.56
1C-1 sem	104.24	9.95E-05	6.03	187.10	9.85E-05	4.80	1.24	9.62
1C-2 pin	105.21	9.95E-05	6.12	188.98	9.85E-05	4.80	1.24	9.52
1C-2 sem	108.97	9.95E-05	6.12	186.29	9.85E-05	4.80	1.24	9.58
3C-1 sem	120.41	9.95E-05	6.03	182.85	1.98E-04	4.80	2.49	9.54
3C-1 rig	135.66	9.95E-05	6.03	182.12	1.98E-04	4.80	2.49	37.37
3C-2 sem	111.32	9.95E-05	6.12	184.82	1.98E-04	4.80	2.49	9.60
3C-2 rig	140.80	9.95E-05	6.12	182.20	1.98E-04	4.80	2.49	51.47

Se consideră următoarele situații:

$$(a) \quad \lambda_{cr} \geq 10 \quad \text{sau} \quad \left(\frac{V_{sd}}{V_{cr}} \leq 0,1 \right)$$

care arată că structura este insensibilă la efectele de ordinul II.

$$(b) \quad 5 \leq \lambda_{cr} < 10 \quad \text{sau} \quad \left(0,2 \geq \frac{V_{sd}}{V_{cr}} > 0,1 \right)$$

care arată că structura este moderat sensibilă la efectele de ordinul II și se recomandă ca acestea încât acestea să fie luate în considerare prin multiplicarea eforturilor și deformațiilor rezultate dintr-o analiză de ordinul I, cu factorul de multiplicare Merchant-Rankine, $(1-1/\lambda_{cr})$. Trebuie reținut faptul că fiecărei combinații de încărcări îi corespunde o valoare diferită a lui λ_{cr} .

$$(c) \quad \lambda_{cr} < 5 \quad \text{sau} \quad \left(\frac{V_{sd}}{V_{cr}} > 0,2 \right)$$

care arată că structura este cu sensibilitate ridicată la efectele de ordinul II, caz în care este obligatoriu calculul de ordinul I cu considerarea imperfecțiunilor.

Valorile obținute indică faptul că efectul de pierdere al stabilității în planul cadrului poate fi ignorat. Astfel se poate afirma că în cazul cadrelor considerate cedarea poate avea loc doar prin instabilitate în afara cadrului.

3.2.5. Cazuri practice de proiectare

Rezultatele prezentate în paragrafele anterioare se referă la un număr de cadre calibrate, având diferite soluții de prindere a stâlpului la bază și diferite blocaje laterale. În paragraful următor se vor analiza câteva cadre parter des întâlnite în proiectarea curentă a halelor metalice, având stâlpi articulați în fundație, cu secțiune variabilă, rigle vutate, și un unghi de acoperiș de 8° (Figura 3-16). Lungimea vutei este de 0.15L. Dimensiunile și caracteristicile sunt date în Tabelul 3-8.

Cadrelor au fost supuse unor analize elasto-plastice 3D cu programul de element finite Ansys v.5.4. Toate cadrele au fost modelate cu elemente de tip SHELL43, iar îmbinările au fost modelate cu elemente de contact. În cadrul analizelor au fost aplicate blocaje laterale de tip 2 (Figura 3-8). Oțelul utilizat fiind S235, ca și în cazurile precedente. Din Tabelul 3-8 se poate observa că a fost

păstrată aceeași dimensiunea a acțiunii transversale a elementelor, la o deschidere dată, pentru înălțimi diferite a cadrului.

O comparație între rezultatele obținute și normele de proiectare este prezentată în Tabelul 3-10. Se observă că forțele ultime obținute în urma analizelor neliniare elasto-plastice (mult mai apropiate de cazul real) sunt superioare celor rezultate aplicând formulele din norme. De asemenea forța ultimă scade crescând înălțimea structurii, acest aspect poate fi explicat de rolul major pe care stâlpul îl are în comportarea globală a cadrului.

Procedura de calcul pentru verificare elementelor în conformitate cu prevederile EN 1993-1.1 este prezentată detaliat în Anexa 2.

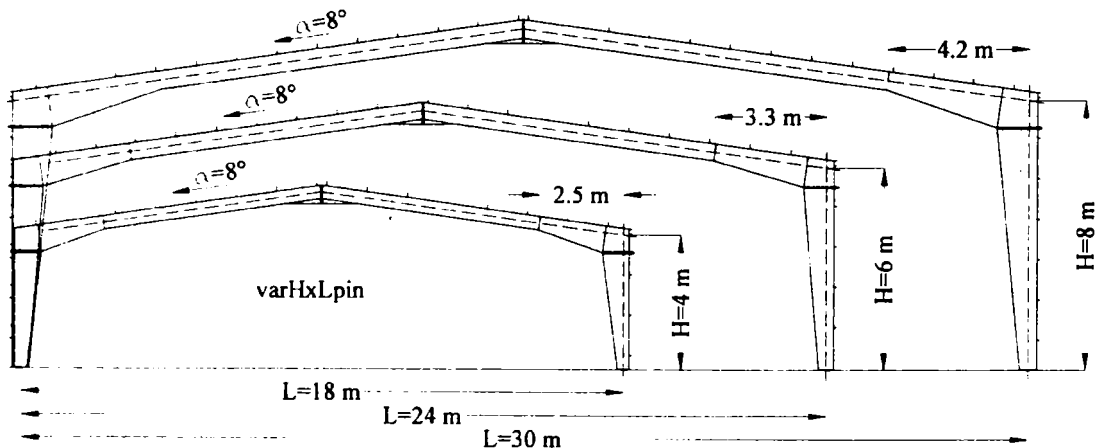


Figura 3-16: Geometria cadrelor analizate

Mai mult, la fel ca și în cazurile precedente, a fost înregistrată pierderea stabilității globale și nu locale. Mecanismul de cedare înregistrat a fost flambaj lateral prin încovoiere-răsucire sau flambaj prin încovoiere-răsucire a riglei sau a stâlpului (Figura 3-17). Apariția flambajului în riglă sau stâlp depinde în mare măsură de înălțimea cadrului.

Tabelul 3-8: Dimensiunile principale ale secțiunilor

Tip cadru	Dimensiuni $h*b*t_r*t_w$ [mm]		
	stâlp	Vuta-rigla	Rigla constanta
var4x18pin	(350...800)*220*12*10	(400...800)*200*12*10	400*200*10*8
var4x24pin	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*12	500*250*12*10
var4x30pin	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*12	550*300*15*10
var6x18pin	(350...800)*220*12*10	(400...800)*200*12*10	400*200*10*8
var6x24pin	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*12	500*250*12*10
var6x30pin	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*12	550*300*15*10
var8x18pin	(350...800)*220*12*10	(400...800)*200*12*10	400*200*10*8
var8x24pin	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*12	500*250*12*10
var8x30pin	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*12	550*300*15*10

Tabelul 3-9: Rezultate comparative MEF și Norme

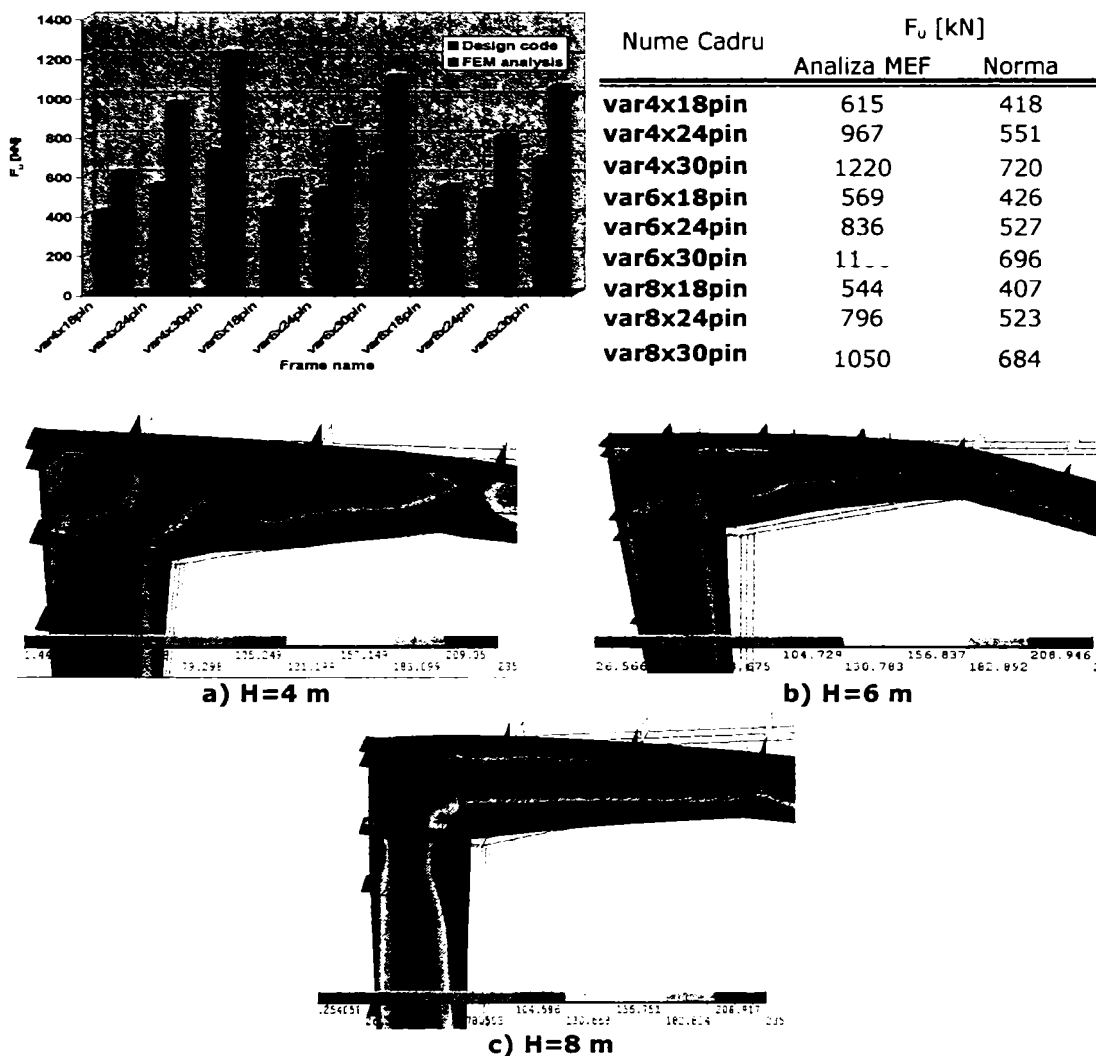


Figura 3-17: Moduri de cedare

3.2.6. Influența imperfecțiunilor asupra comportării cadrelor metalice parter având elemente cu secțiuni variabile

Fie că este vorba de imperfecțiuni generate de procesul de fabricație sau imperfecțiuni generate de operațiunile de montaj, putem susține cu certitudine că *“Toate structurile sunt imperfecte”*.

Desigur că este un ideal al tuturor constructorilor ca lucrările de construcții-montaj să fie realizate fără deficiențe, să se evite greselile de orice fel, de orice natură. Însă acest lucru rămâne deocamdată o aspirație a tuturor celor implicați în această activitate, o modalitate de ridicare a calitatii și de asigurare a durabilității construcțiilor, pe care trebuie să o urmărim cu toții.

Imperfecțiunile structurale pot fi împărțite în două mari categorii, *imperfecțiuni generate de procesul de fabricație*, care includ imperfecțiunile de

material, imperfecțiunile geometrice la nivelul elementelor structurale și a subansamblurilor și *imperfecțiuni generate de operațiunile de montaj*, adică imperfecțiunile geometrice globale și imperfecțiunile mecanice la transmiterea forțelor și rezemării.

Pentru reducerea la minim a imperfecțiunilor structurale în fabricație și montaj nivelul imperfecțiunilor se limitează prin standarde de calitate și norme de toleranțe iar în proiectare efectul imperfecțiunilor se ia în considerare prin intermediul coeficienților de siguranță și prin proceduri speciale de calcul.

De asemenea materialele de construcții trebuie însoțite întotdeauna de certificate de calitate (agrementarea materialelor de construcție) iar execuția trebuie să asigure conformitatea cu proiectul și standardele în vigoare.

În practică datorită procesului de execuție (uzinare) și montaj, apar inevitabil imperfecțiuni. Acestea pot fi clasificate ca: *imperfecțiuni de execuție* (datorate procesului de uzinare a elementelor) și *imperfecțiuni de montaj* (datorate montajului defectuos al structurii). În cadrul acestui studiu au fost selectate un număr de cadre din cele prezentate în paragraful 3.2.5 la care s-au mai adăugat un număr de cadre obținute prin micșorarea grosimii inimii, clasificându-se în acest fel ca având elemente de Clasa 4. Cadrele analizate au geometria prezentate în Figura 3-16, și dimensiunea elementelor componente este trecută în tabelul următor.

Tabelul 3-10: Dimensiuni cadre analizate

Denumire cadru	Dimensiuni $h*b*t_w$ [mm]		
	Stâlp variabil	Grinda vută	Grinda const.
var4x24pin(3)	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*12	500*250*12*10
var4x30pin(3)	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*12	550*300*15*10
var8x24pin(3)	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*12	500*250*12*10
var8x30pin(3)	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*12	550*300*15*10
var4x24pin(4)	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*10	500*250*12*10
var4x30pin(4)	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*10	550*300*15*10
var8x24pin(4)	(450...900)*280*15*10	(500...900)*250*15*10	500*250*12*10
var8x30pin(4)	(500...1200)*350*15*12	(550...1200)*300*15*10	550*300*15*10

Cadrele au fost dimensionate ținând cont de efectul încărcărilor verticale, pentru a satisface starea limită ultimă și starea limită a exploatării normale. Cadrele considerate au prindere la baza articulată, stâlpi cu secțiune variabilă pe toată lungimea, grinzi vutate la capete, și o înclinație a acoperișului de 8° . Lungimea vutei riglei reprezintă 15% din deschidere în toate cazurile. În Tabelul 3-10, cifra din paranteză reprezintă clasa secțiunii grinzii, astfel: (3) înseamnă grinzi cu secțiune de Clasa 3, iar (4) reprezintă codificarea pentru grinzi cu secțiune de Clasa 4, la care raportul (zveltețea inimii), b/t , se regăsește în intervalul 90-120. În toate cazurile tălpile sunt de Clasa 2., iar inimile stâlpilor sunt de Clasa 3.

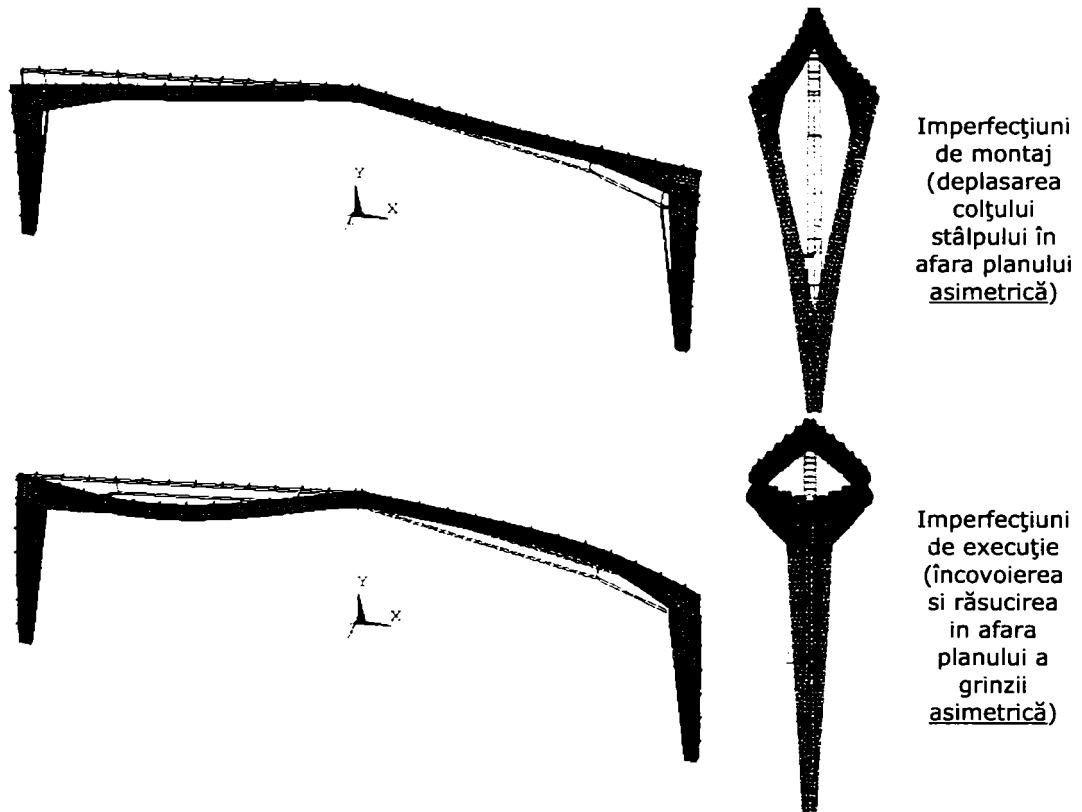


Figura 3-18: Imperfecțiuni considerate în analize numerice

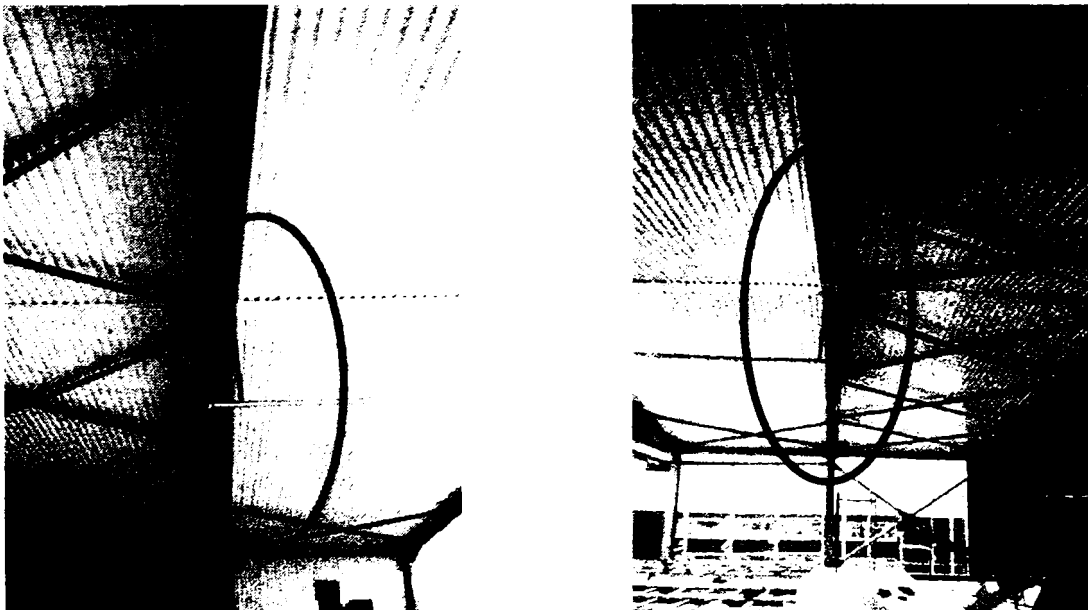


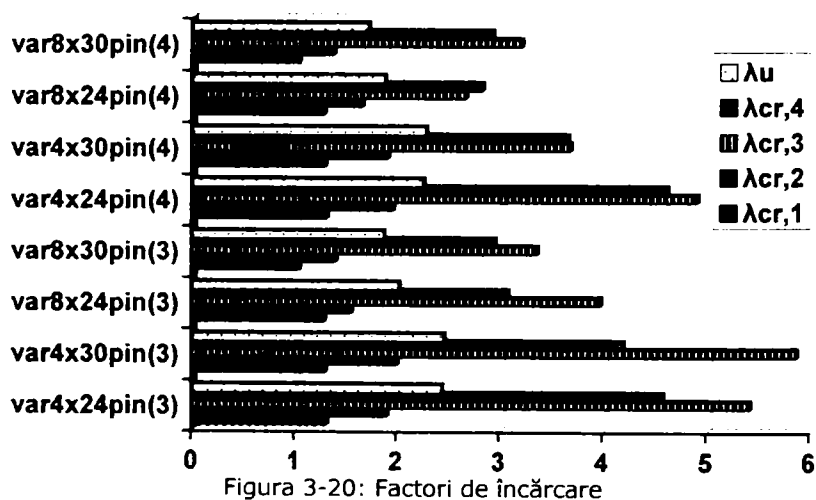
Figura 3-19: Imperfecțiuni de montaj observate pe șantier

Pentru a determina comportamentul cadrelor au fost realizate analize elastice de flambaj și analize elasto-plastice. Analizele numerice au fost realizate cu programul de elemente finite Ansys v6.1, iar modelarea elementelor s-a realizat cu elemente plastice de tip Shell 43. De asemenea, pentru a limita flambajul prematur în afara planului, au fost prevăzute blocaje laterale ca cele prezentate în Figura 3-9. Pentru a simplifica analizele numerice, în prima fază au fost blocajele au fost considerate rigide.

Ca imperfecțiune globală a fost considerată în toate cazurile o înclinare generală a cadrului, în conformitate cu specificațiile din pr1993-1-1. În pasul următor au fost aplicate imperfecțiuni, ca cele prezentate în Figura 3-18.

Imperfecțiuni de montaj au fost înregistrate, spre exemplu, chiar pe parcursul efectuării studiului la montajul structurii unei hale metalice parter având deschiderea de 24 m, imperfecțiunea înregistrată fiind de 144 mm.

Primul pas în studiul influenței imperfecțiunilor a constat în analizarea cadrelor propuse, fără a fi afectate de imperfecțiuni. Analizele efectuate au permis identificarea, pentru fiecare caz în parte, a modului de cedare, determinarea factorului elastic critic, corespunzător fiecărui tip de blocaj lateral și a factorului ultim de încărcare. Aceste valori sunt prezentate comparativ în Figura 3-20.



În Figura 3-20 și Figura 3-21 s-au folosit următoarele simboluri:

- λ_u factorul ultim de multiplicare;
- $\lambda_{cr,i}$ factorul elastic critic corespunzător blocajului de tip I;
- λ_e factorul elastic, corespunzător atingerii limitei de curgere în element;
- (LT) Flambaj lateral prin încovoiere-răsucire;
- (T) Flambaj prin încovoiere-răsucire;
- (FT) Flambaj lateral prin încovoiere;
- (L) Flambaj local.

Pentru a putea identifica mai ușor modul de cedare a fiecărui cadru în parte, factorii de încărcare prezentați anterior au fost comparați pentru fiecare caz în parte (vezi Figura 3-21).

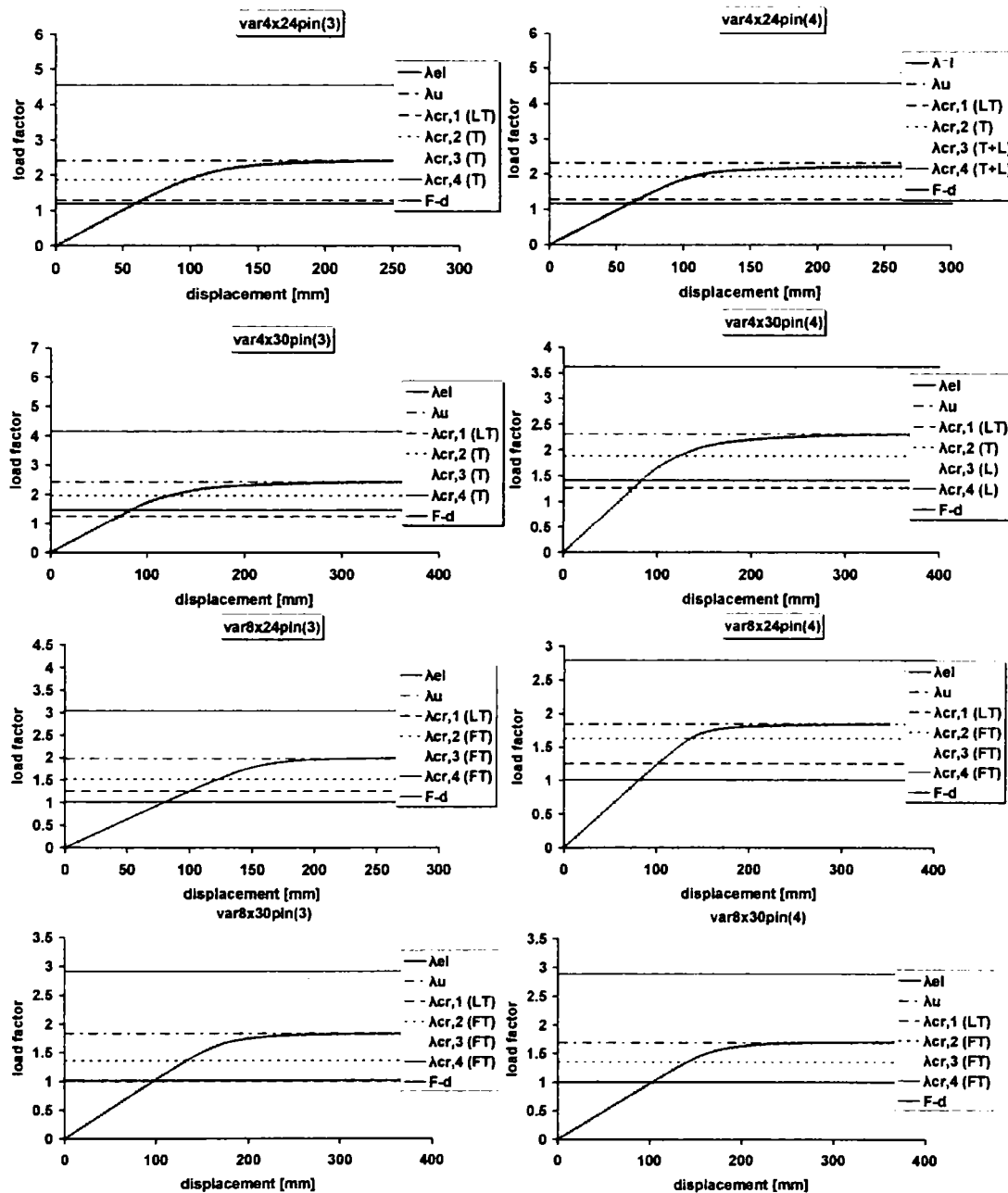


Figura 3-21. Factori de încărcare

Analizând rezultatele obținute se poate observa ca blocajele laterale influențează modul în care se face resimțită prezența flambajul general al elementului sau flambajul local. Mai mult, dacă structura este bine legată lateral, flambajul plastic local apare înaintea celui elastic global, în majoritatea cazurilor. În funcție de tipul de blocaj lateral (vezi Figura 3-9), au fost înregistrate diferite tipuri de flambaj elastic :

- *blocaj de tipul 1* - flambaj lateral prin răsucire (toate cazurile - Figura

3-22a);

- *blocaj de tipul 2* – flambaj prin încovoiere-răsucire (toate cazurile - Figura 3-22a);
- *blocaj de tipul 3* – flambaj prin răsucire, flambaj local, sau cuplarea celor doua;
- *blocaj de tipul 4* - flambaj prin răsucire, flambaj local, sau cuplarea celor doua moduri.

În cazul cadrelor având grinzi de Clasa 4, prin aplicarea blocajelor de tipul 3 și 4, s-a înregistrat în general voalarea prematură a inimii (flambaj local - Figura 3-22b). De asemenea au fost cazuri în care a fost înregistrată o cuplare a fenomenelor de flambaj (flambaj global și voalare locală a inimii grinzii) (Figura 3-22c).

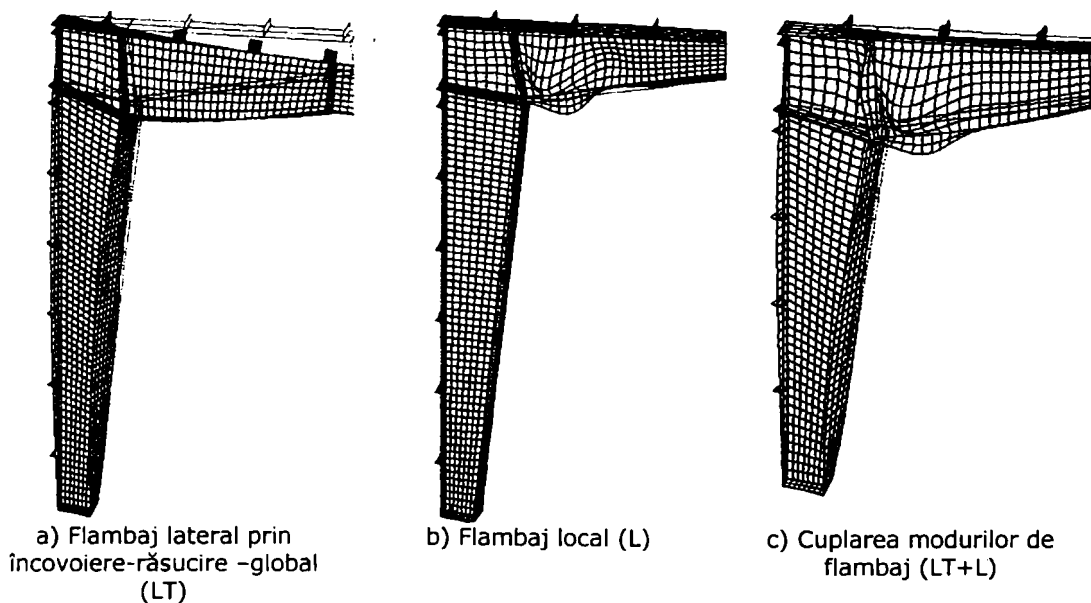


Figura 3-22: Cuplarea modurilor de flambaj local-global

Pasul următor a fost afectarea structurii cu imperfecțiunile prezentate în Figura 3-18 și efectuarea analizelor numerice. S-a observat că în comparație cu structura perfectă, influența imperfecțiunilor este în general scăzută. Chiar și în cazul elementelor de Clasa 4, unde voalarea locală apare înaintea flambajului local, influența imperfecțiunilor este nesemnificativă. Astfel este confirmat faptul că flambajul lateral prin încovoiere-răsucire, care reprezintă modul natural de cuplare între fenomenul de răsucire și cel de încovoiere, este caracterizat de o eroziune scăzută datorită imperfecțiunilor (Dubină 1996[14]).

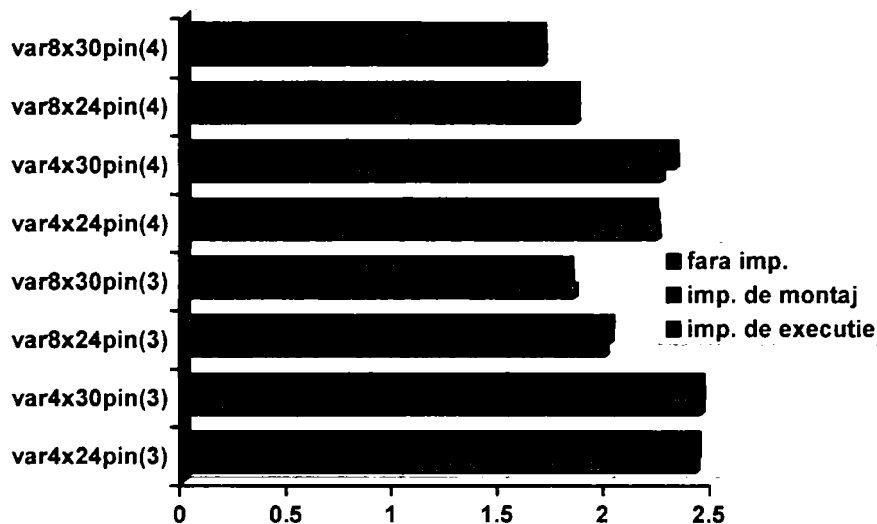


Figura 3-23 : Influența imperfecțiunilor asupra factorului elastic critic

3.2.7. Influența blocajelor laterale elastice asupra comportamentului cadrului

În paragraful anterior a fost tratat cazul blocajelor laterale rigide. În realitate, cadrele sunt legate lateral de pane de acoperiș și rigle de perete, care se comportă ca un reazem elastic. Evaluarea rigidității axiale a panelor de acoperiș și a riglelor de perete în cooperare cu tabla cutată nu este o problemă simplă. Din acest motiv în cadrul acestui studiu s-a considerat doar rigiditatea axială a panelor de acoperiș. Blocajele laterale în acest caz, devenind elastice (vezi Figura 3-24).

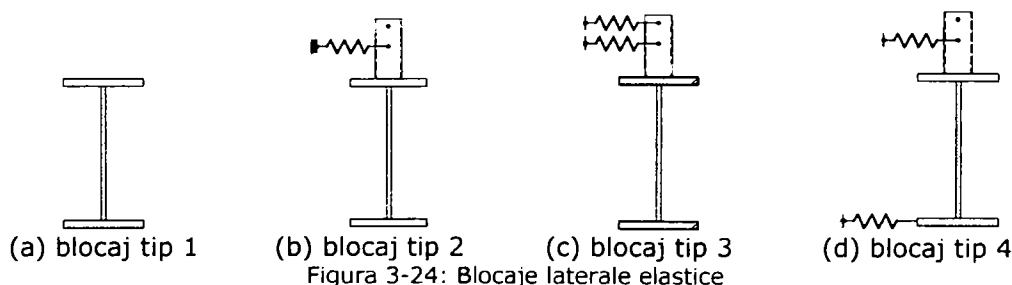


Figura 3-24: Blocaje laterale elastice

În Figura 3-25 este prezentată o comparație între factorii elastici critici pentru cele două cazuri de blocare laterale, rigide, respectiv elastice, aplicând blocaje de tipul 2 (vezi Figura 3-24b).

Chiar dacă blocajele laterale elastice conduc la o scădere a factorului elastic critic, această reducere nu este semnificativă, fiind vorba în general de un procent de 5%. Mai mult dacă s-ar ține cont și de conlucrarea panelor cu învelitoarea acesta reducere ar fi și mai mică.

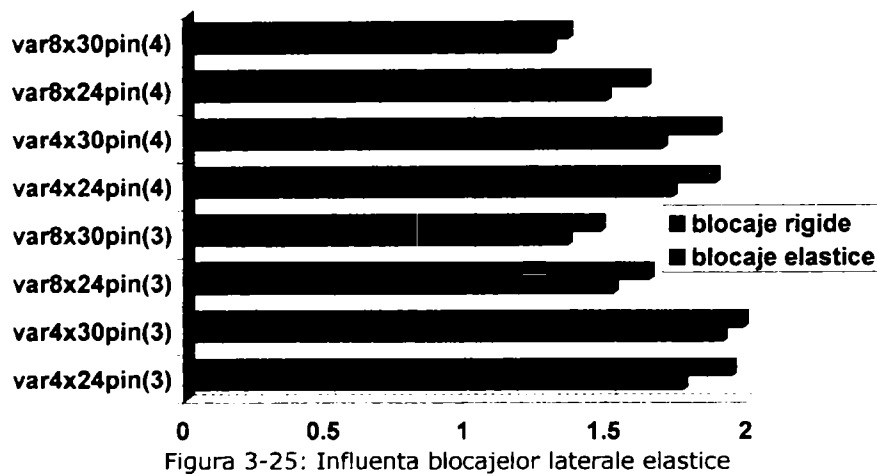


Figura 3-25: Influenta blocajelor laterale elastice

3.2.8. Metoda generala de calcul din EN1993-1-1

Aceasta metodă, prezentată în paragraful 6.3.4 din EN1993-1-1[18], permite verificarea rezistenței la flambaj lateral prin încovoiere sau flambaj lateral prin încovoiere-răsucire, a elementelor structurale ce alcătuiesc cadre plane, solicitate la forța axială și moment încovoietor, dar care nu permit formarea de articulații plastice.

Rezistența la flambaj în afara planului cadrului se va determina cu relația:

$$\frac{\chi_{LT}^* \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (3.15)$$

în care:

$\alpha_{ult,k}$ este factorul minim de amplificare a încărcărilor de calcul, corespunzător atingerii limitei de curgere în secțiunea cea mai solicitată, considerând comportamentul în planul cadrului, fără a ține cont de flambajul lateral prin încovoiere-răsucire sau flambajul lateral prin încovoiere, însă ținând cont de toate efectele care apar în planul cadrului datorită imperfecțiunilor geometrice, globale sau locale.

χ_{LT}^* reprezintă factorul de reducere a zvelteții globale $\bar{\lambda}_{LT}^*$, pentru a ține cont de flambajul lateral și flambajul lateral prin încovoiere-răsucire.

Zveltețea globală, $\bar{\lambda}_{LT}^*$, a componentelor structurale se determină cu relația:

$$\bar{\lambda}_{LT}^* = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,LT}}} \quad (3.16)$$

în care:

$\alpha_{cr,LT}$ este factorul minim de amplificare a încărcărilor de calcul pentru atingerea rezistenței elastice critice a elementelor structurale ținând cont de flambajul lateral prin încovoiere și flambajul lateral prin încovoiere-răsucire, fără a ține cont de flambajul în planul cadrului;

$\alpha_{ult,k}$ este definit anterior.

Determinarea factorilor $\alpha_{cr,LT}$ și $\alpha_{ult,k}$ este posibilă prin intermediul unor analize cu elemente finite (de bară sau placă).

Această metodă a fost aplicată în cazul cadrelor prezentate în Tabelul 3-10. Factorul de încărcare minim corespunzător flambajului elastic critic a fost determinat în urma unei analize 3D cu MEF, a modurilor proprii de flambaj, ținând cont de blocajele laterale prezentate în Figura 3-9.

Factorul minim de multiplicare a încărcărilor, $\alpha_{ult,k}$, corespunzător atingerii limitei de curgere în secțiunea cea mai solicitată a componentelor structurale, a fost determinată prin intermediul unei analize liniare elastice spațiale, modelând componentele structurale cu elemente de tip shell.

O comparație între rezultatele obținute în urma aplicării "metodei generale" din EN1993-1.1[18] și analizele numerice (MEF analize elastice de flambaj pentru determinarea modurilor proprii și analize elasto-plastice) este prezentată în Figura 3-26. Se observa că rezultatele obținute în urma aplicării metodei generale sunt acoperitoare în toate cazurile.

Rezistența la flambaj prin încovoiere sau încovoiere-răsucire a fost determinată de asemenea folosind ecuațiile de verificare a elementelor la eforturi axiale și încovoierare, din EN1993-1-1[18] (Figura 3-27). Pentru elementele cu inima de Clasa 4, în cadrul acestor formule s-au utilizat caracteristicile eficace ale secțiunilor (datorate scoaterii din lucru a panoului de inimă voalat). În formulele analitice elementele au fost considerate simplu rezemate și blocate lateral la talpa superioară. Se remarcă o diferență considerabilă între capacitățile elementelor având secțiuni de clasa 3, respectiv 4.

În general la cadrele cu înălțimi reduse ($H=4m$), elementul care cedează primul este grinda, în timp ce la cadrele cu înălțimi mari ($H=8m$), elementul care cedează primul este stâlpul. Acelși lucru s-a observat și în cadrul analizelor elasto-plastice.

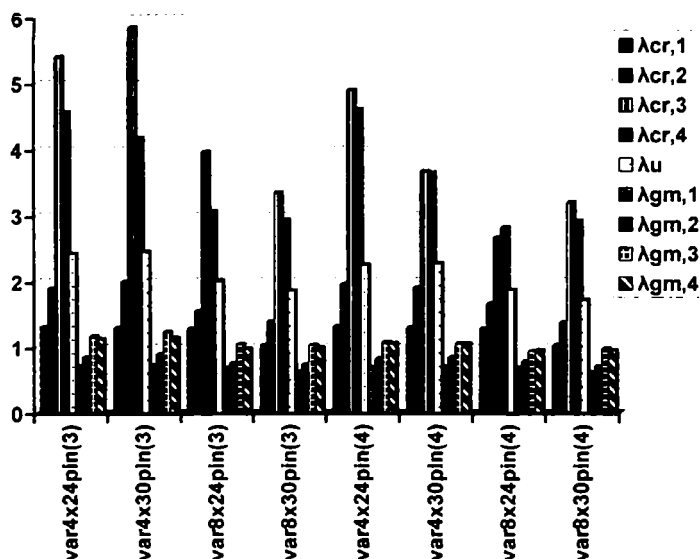


Figura 3-26: Rezultate metoda generala vs MEF

Unde: $\lambda_{gm,i}$ factorul de multiplicare a forțelor de calcul pentru a verifica ecuația (3.15); $i=1,2,3,4$ (i se referă la tipul de blocaj lateral, vezi Figura 3-9)

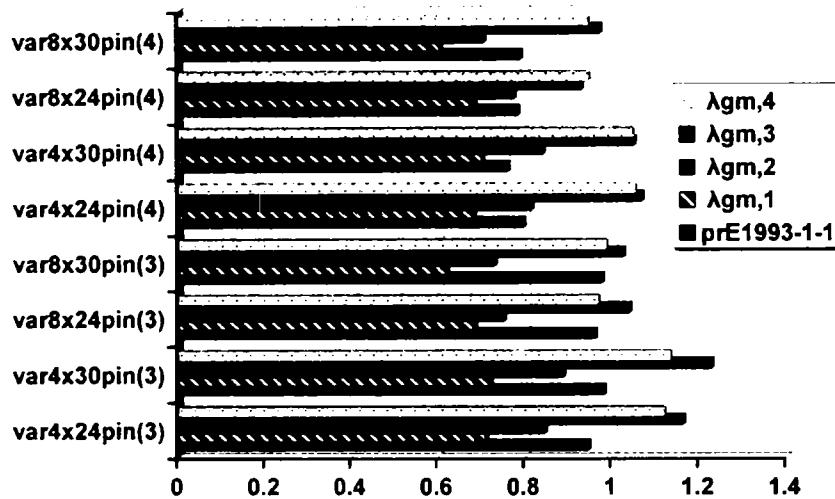


Figura 3-27: Comparație între metoda generală și formulele de calcul din EN1993-1.1

3.3. Ductilitatea cadrelor metalice parter având elemente cu secțiuni variabile

3.3.1. Generalități. Analiza neliniară Pushover

Structurile metalice sunt proiectate astfel încât o parte din energia înmagazinată în timpul cutremurelor puternice să fie disipată prin deformații inelastice. Pentru prevenirea colapsului structurii, valorile acestor deformații plastice trebuie limitate în conformitate cu ductilitatea locală și globală a structurii și cu capacitatea de disipare a energiei.

Proiectarea antisismică a structurilor la stările limită poate fi realizată în prezent prin intermediul a două metode de analiză structurală. Prima metodă folosește analiza dinamică neliniară care poate furniza cu un grad suficient de acuratețe răspunsul în timp al structurii la acțiunea unor cutremure. Cea de-a doua metodă se bazează pe analiza modală în domeniul elastic utilizând un spectru de proiectare, care furnizează, funcție de perioada T , pseudo-spectrul normalizat al accelerației, necesar pentru un anumit nivel al răspunsului inelastic. Aceste spectre inelastice se obțin în normele de proiectare antisismică modificând spectrul de răspuns elastic de proiectare prin intermediul factorului q , care ia în considerare capacitatea structurii de disipare a energiei.

Evaluarea corectă a factorului q , definită ca raportul dintre valoarea accelerației care conduce la cedarea structurii și valoarea accelerației corespunzătoare formării primei articulații plastice, necesită realizarea unor analize dinamice pentru diferite tipuri de mișcări seismice. Performanțele globale seismice ale cadrelor metalice portal pot fi evaluate printr-o analiză neliniară inelastică de tip pushover. Pentru analiza neliniară pushover, cadrele sunt încărcate cu o forță orizontală crescătoare (Figura 3-28), structura deformându-se lateral în funcție de mărimea forței aplicate și de rigiditatea în plan a cadrului.

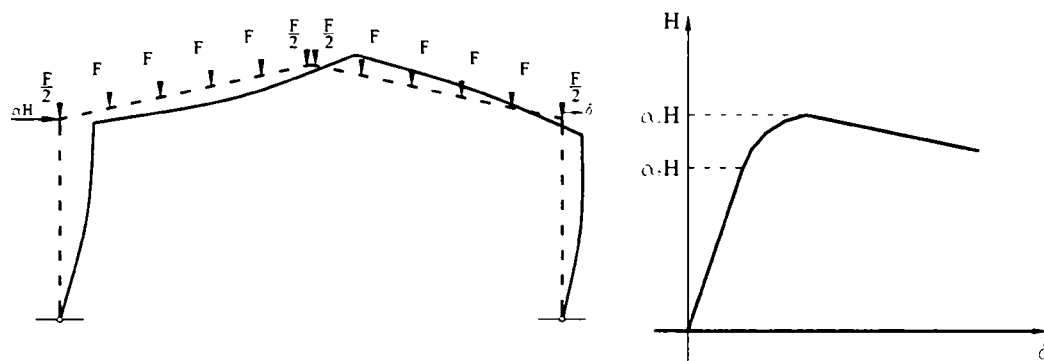


Figura 3-28: Analiza inelastică Pushover

Sub acțiunea forței orizontale, structura se comportă elastic până la apariția primei articulații plastice corespunzător factorului de amplificare α_e , după care structura se comportă inelastic până la colapsul acesteia.

Analiza Pushover este o analiză statică inelastică, prin intermediul căreia se poate estima capacitatea de rezistență a structurii în stadiul postelastice. Această metodă de analizare a structurilor poate fi de asemenea utilizată pentru a determina zonele slabe ale structurii. Această metodă implică aplicarea unei forțe orizontale predefinite la colțul cadrului (Figura 3-28) care va fi incrementată monoton într-un control de deplasare până la atingerea unui nivel de deplasare laterală impusă inițial.

Ținând cont de cele prezentate anterior, au fost selectate un număr de cadre metalice parter având elemente cu secțiuni variabile, în scopul de a observa comportarea acestora sub efectul încărcărilor orizontale. Pentru a determina comportarea structurilor, au fost selectate cadrele prezentate în Tabelul 3-4 și s-au realizat analize neliniare cu ajutorul programului de calcul ANSYS v5.4. Cadrele prezentate se diferențiază prin următoarele caracteristici: panta acoperișului, tipul stâlpului (secțiune variabilă, secțiune constantă), prinderea în fundație (articulată, semi-rigidă, rigidă, vezi Figura 3-7). Forța orizontală a fost aplicată la partea superioară a stâlpului din stânga, în timp ce forțele verticale au fost menținute constante pe durata analizei. Cadrul a fost legat împotriva deplasărilor în afara planului cu legături de tip 2 (vezi Figura 3-9b).

Rezultatele obținute în urma analizelor neliniare elasto-pastice sunt reprezentate grafic în Figura 3-30, având înscris pe abscisă deplasarea laterală la colțul cadrului, iar pe ordonată valoarea corespunzătoare forței orizontale. Deformarea cadrelor sub efectul acțiunii forțelor aplicate și modul de distribuție a eforturilor în structura este prezentată în Figura 3-29.



Cadru tip 1C

Cadru tip 3C

Figura 3-29: Deformarea cadrelor

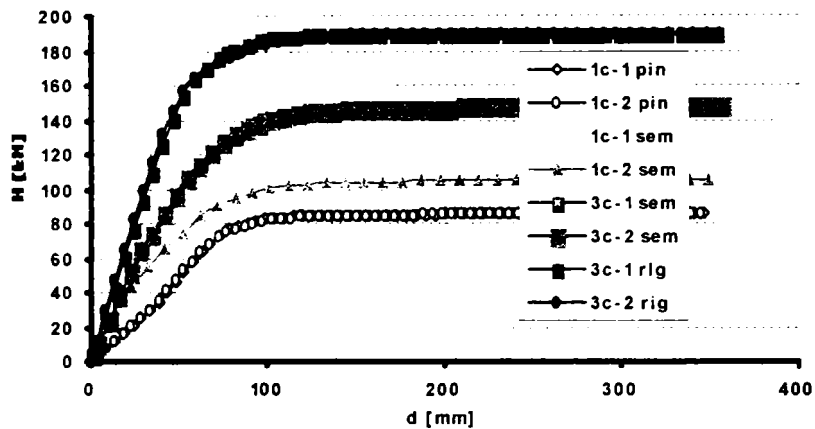
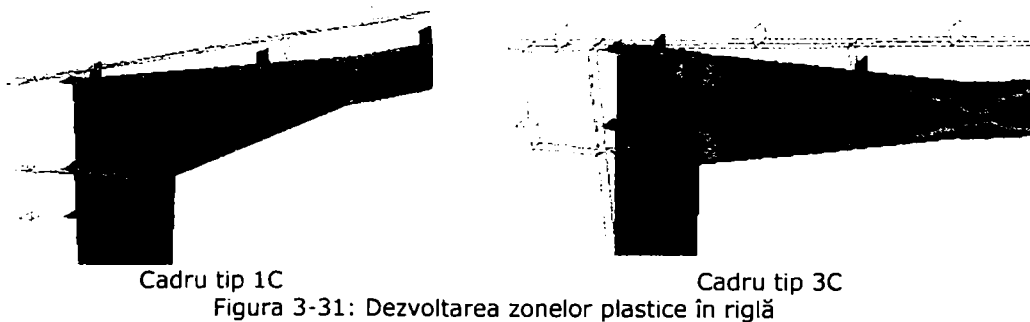


Figura 3-30: Curbele de comportament, analize pushover

Din graficele prezentate mai sus se observă că influența primordială în comportarea structurilor sub acțiune forțelor orizontale o constituie prinderea cadrului în fundație. Influența pantei acoperișului este aproape nulă, diagramele corespunzătoare structurilor cu aceeași conformație, dar cu pante diferite aproape că se confundă. Se observa un comportament îmbunătățit al cadrelor având secțiune constantă și prindere în fundație semi-rigidă sau rigidă. La toate structurile analizate, în riglă se dezvoltă zone plastice în zona de racord a vutei cu rigle constantă (Figura 3-31). Plasticizarea stâlpilor depinde în mare măsură de prinderea acestora în fundații (Figura 3-32). Se observă că în cazul structurilor având o rigiditate scăzută a bazei stâlpului, plasticizarea se produce în primul rând în riglă, iar în cazul structurilor cu rigiditate ridicată a bazei stâlpului apariția zonei plastice are loc mai întâi în stâlp și apoi în riglă.

Moduri de cedare mai amănunțite (pentru fiecare tip de cadru in parte) sunt prezentate in cadrul Anexei 3.



Cadru tip 1C

Cadru tip 3C

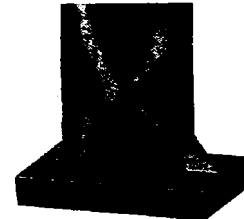
Figura 3-31: Dezvoltarea zonelor plastice în riglă



Cadru tip 1C-pin



Cadru tip 3C-sem



Cadru tip 3C-rig

Figura 3-32: Dezvoltarea zonelor plastice și apariția articulațiilor plastice la baza stâlpului

3.3.2. Performanțe seismice, factorul q

Factorul q caracterizează capacitatea de disipare a energiei seismice a unei structuri, acumulate în urma unui cutremur. Factorul q în cazul de față se va determina pe baza teoriei factorului de ductilitate. Această metodă a apărut din necesitatea luării în considerare a efectului P- Δ datorat încărcărilor gravitaționale asupra structurilor metalice în cadre. Metoda se bazează pe ipoteza formării unui mecanism global.

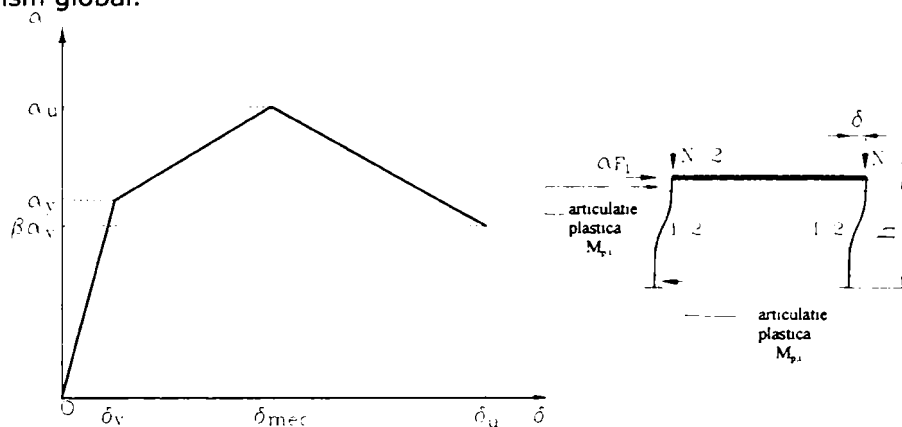


Figura 3-33: Modelul simplificat al capacității de redistribuire plastică

Din analiza modelului simplificat din Figura 3-33, rezultă următoarea relație:

$$q = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \alpha_c \left(\frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right) + \beta \quad (3.17)$$

în care α_c este multiplicatorul critic elastic al încărcărilor verticale

În ecuația (3.17), β este un coeficient de echivalență dinamică care definește echivalența dintre modelul static elasto-plastic și modelul dinamic.

Dacă:

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (3.18)$$

ecuația (3.17) poate fi rescrisă astfel:

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (3.19)$$

Coeficientul β' poate fi obținut din rezultatele obținute din comportarea dinamică a sistemelor SDOF. Pe baza acestor rezultate:

$$\beta' = 1 - T, \text{ cu } \beta' > 0.5 \quad (3.20)$$

Astfel, pentru valori ale perioadei $T > 0.5$ s, factorul q va avea o valoare constantă iar pentru $T < 0.5$ s acesta va fi o funcție liniară de T .

Valorile factorului q , calculate în conformitate cu relația (3.19), sunt prezentate în Figura 3-34. Valorile factorului q obținute confirmă valorile prescrise în EN 1998-1[22] pentru structuri nedisipative (e.g $q=1.5$). De asemenea se poate concluziona că proiectarea antisismică a cadrelor metalice portal trebuie făcută în concordanță cu conceptul de structură cu capacitate redusă de disipare a energiei seismice. Prinderea laterală a cadrelor cât și prinderea în fundație a stâlpilor cadrului au o contribuție importantă asupra caracterului disipativ al structurii. Valorile subunitare ale factorului q , obținute în cazul prinderii cadrului de tip 1 se datorează efectului mare pe care coeficientul α_c îl joacă în formula (3.19), în acest caz aceste valori sunt foarte reduse. Cadrele respective nu sunt legate lateral, fapt neîntâlnit în practică, fiind foarte sensibile la fenomenul de pierdere al stabilității. Sub acțiunea încărcărilor seismice, ele vor ceda prematur prin instabilitate dinamică. Rezultatele obținute, sunt prezentate mai detaliat în Anexa 3, unde este reprezentată modul de cedare a fiecărui cadru în parte, cât și dezvoltarea și localizarea zonelor plastice în structură.

Oricum, dacă principiile proiectării seismice sunt aplicate corect, și structura este bine legată spațial împotriva fenomenului de flambaj lateral prin încovoiere cu răsucire, valoarea factorului de comportare seismică ar putea fi îmbunătățită substanțial.

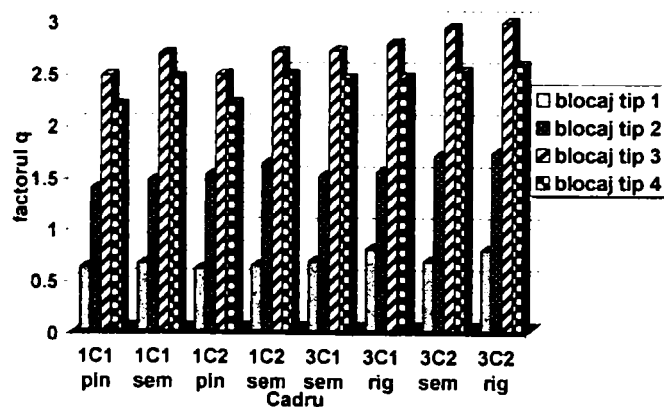


Figura 3-34: Factori q

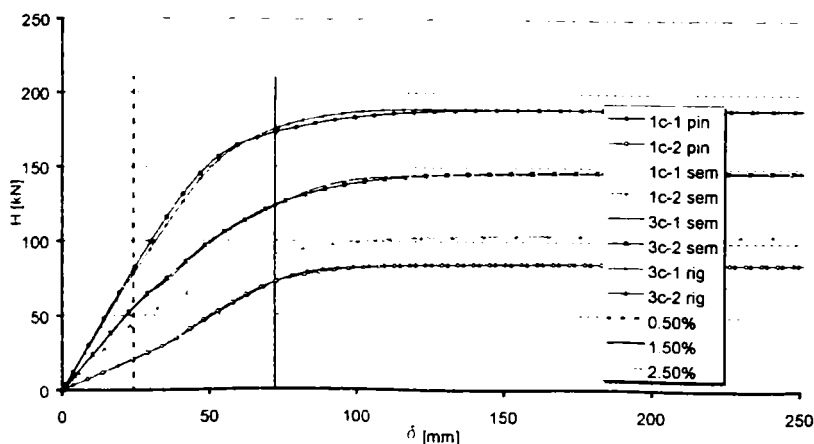


Figura 3-35: Criterii de performanță

În Figura 3-35 și Tabelul 3-1 sunt reprezentate forțele corespunzătoare diferitelor valori ale deplasărilor orizontale (0.5%, 1.5%, 2.5%)H și rotirile elementelor în zonele plastice, corespunzătoare acestor deplasări.

Tabelul 3-11: Rotirile elementelor

Cadru	H[kN]			Rotire riglă [rad]			Rotire stâlp [rad]		
	0.50%	1.50%	2.50%	0.50%	1.50%	2.50%	0.50%	1.50%	2.50%
1c-1 pin	20.83	71.87	82.27	2.14E-03	6.87E-03	1.01E-02	-	-	-
1c-2 pin	20.83	71.87	82.27	2.58E-03	8.42E-03	1.29E-02	-	-	-
1c-1 sem	43.75	85.4	94.78	3.94E-03	1.03E-02	1.54E-02	-	-	-
1c-2 sem	43.75	89.6	101.02	4.22E-03	1.25E-02	1.73E-02	-	-	-
3c-1 sem	56.25	120.81	141.64	2.84E-03	7.08E-03	9.88E-03	8.14E-03	2.47E-02	3.96E-02
3c-2 sem	56.25	120.81	141.67	3.22E-03	8.39E-03	1.29E-02	3.14E-03	1.19E-02	2.205E-02
3c-1 rig	76.04	169.76	185.39	3.01E-03	7.77E-03	1.08E-02	1.88E-03	7.48E-03	1.29E-02
3c-2 rig	81.25	172.89	187.47	3.96E-03	1.11E-02	1.76E-02	1.86E-03	8.22E-03	1.68E-02

Capacitatea de rotire ale elementelor cadrului (riglă Figura 3-36, stâlp Figura 3-37), locul unde apar zonele plastice, a fost calculată cu ajutorul programului DUCTROT M, pe baza teoriei mecanismului plastic local (Gioncu 2002)[34]. Valorile obținute în urma calculului efectuat sunt următoarele: 0.042 rad pentru stâlp și 0.053 rad pentru riglă. Din valorile obținute se poate deduce ca secțiunea riglei în zona constantă este mai compactă decât secțiunea stâlpului, având o capacitate de rotire mai mare.

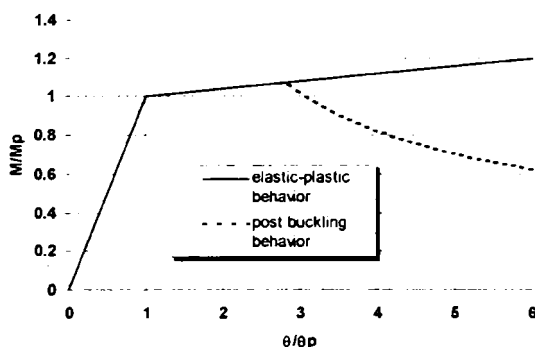


Figura 3-36:Curba moment-rotire (riglă)

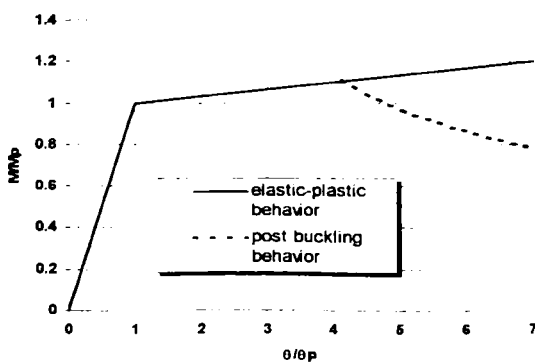


Figura 3-37:Curba moment-rotire (stâlp)

Pentru nici unul din criteriile de performanță adoptate nu a fost atinsă capacitatea de rotire plastică a elementului.

3.3.3. Metoda spectrului de capacitate

Metoda spectrului de capacitate compară capacitatea structurii cu necesarul indus de mișcarea seismică (Fajfar 1999[27]). Necesarul de capacitate poate fi reprezentat utilizând două abordări diferite. Prima din aceste abordări se referă la spectrul linear elastic amortizat, iar cea de a doua la spectru inelastic. Cum s-a putut observa și din paragraful precedent cadrele metalice portal folosite la hale industriale, sunt caracterizate ca având capacități limitate de disipare a energiei seismice, în consecință se recomandă folosirea primei metode. În concordanță cu aceasta, spectru mișcării seismice este construit pe baza spectrului linear-elastic al accelerației, S_a , și a spectrului deplasării, S_d , pentru o valoare dată a amortizării vâscoase, ξ .

Spectru linear-elastic (Figura 3-38) a fost calculat conform Eurocode 8. Același mod de abordare a definirii spectrului se regăsește și în noua normă de calcul românească la seism P100/2006.

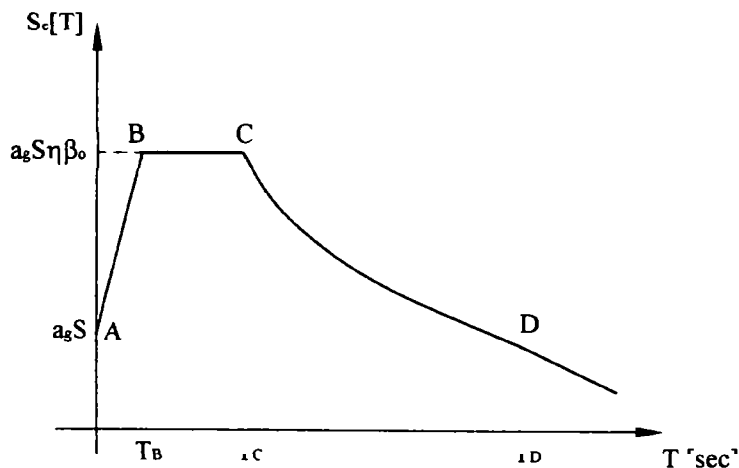


Figura 3-38: Spectrul linear elastic conform EN1998-1[22]

$$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_0 - 1) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B; \quad (3.21)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta \beta_0 \quad T_B \leq T \leq T_C; \quad (3.22)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta \beta_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \quad T_C \leq T \leq T_D; \quad (3.23)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta \beta_0 \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_2} \quad T \geq T_D; \quad (3.24)$$

unde:

$S_e(T)$ spectrul elastic;
 T perioada de vibrație a unui sistem cu un singur grad de libertate;
 a_g accelerația de proiectare seismică;

unei a	β_0	coeficientul de amplificare a accelerației spectrale, corespunzător mortizării vâscoase de 5%
	T_B, T_C	limitele accelerației spectrale constante;
	T_D	valoarea perioadei definind intervalul de deplasare constantă a spectrului;
	k_1, k_2	exponenți care influențează alura spectrului pentru o perioadă de vibrație mai mare decât T_C , respectiv T_D ;
	S	parametrul care ține cont de tipul solului;
	η	factorul de corecție al amortizării, având valoarea de referință $\eta=1$ pentru 5% amortizare vâscoasă.

Spectrul liniar elastic amortizat, necesar, poate fi trasat utilizându-se formula de mai jos:

$$\frac{S_a}{S_d} \cong \frac{4\pi^2}{T^2} \quad (3.25)$$

Capacitatea structurii dată de forța laterală și deplasarea la colțul cadrului, poate fi reprezentată trasând diagrama forță-deplasare obținută în urma analizei statice neliniare inelastice Pushover. Presupunând că răspunsul seismic global al structurii este predominant de modul de vibrație fundamental, curbele pushover pot fi convertite într-o curba idealizată, a unui sistem cu un singur grad de libertate echivalent, accelerație-deplasare, după cum urmează:

$$a^* = \frac{F}{m^* \Gamma} \quad (3.26)$$

iar,

$$\Delta^* = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad (3.27)$$

unde m^* reprezintă masa unui sistem echivalent cu un singur grad de libertate, Γ fiind factorul de participare globală.

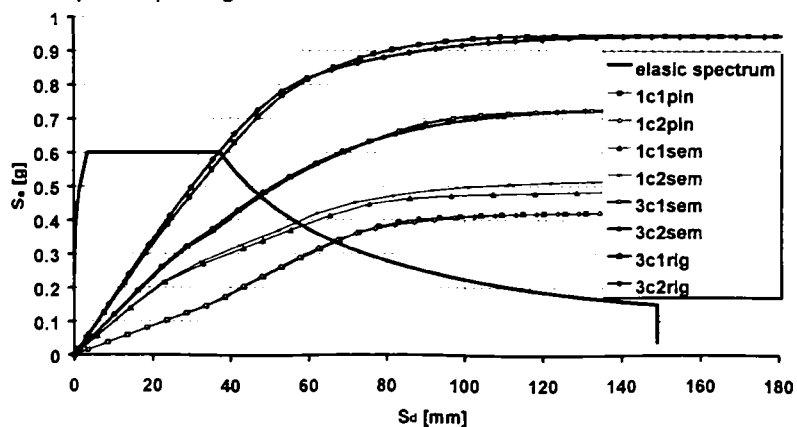


Figura 3-39: Metoda spectrului de capacitate

Relația $a^*-\Delta^*$ (curba de capacitate) este trasată împreună cu spectrul elastic S_a-S_d , pentru 5% amortizare vâscoasă. Intersecția curbei de capacitate cu spectru de capacitate (vezi Figura 3-39) reprezintă accelerația și deplasarea corespunzătoare capacității structurii. Aceste valori sunt trecute în Tabelul 3-12 împreună cu valoarea driftului corespunzător deplasării respective.

Trebuie subliniat faptul că aceste valori ale driftului pot fi atinse fără depășirea capacității de rotire plastică a elementelor în zona în care se produce plasticizarea. Raportul de plasticizare al secțiunilor, exprimat în funcție de aria plastificată și aria totală a secțiunii, este trecut în Tabelul 3-13.

Tabelul 3-12: Accelerația și deplasarea conform spectrului de capacitate

Tipul cadrului	S_a [g]	S_d [mm]	Drift [%]
1C-1 pin	0.339	67.95	1.42
1C-2 pin	0.341	67.37	1.40
1C-1 sem	0.375	59.64	1.24
1C-2 sem	0.400	55.10	1.16
3C-1 sem	0.479	48.89	1.02
3C-2 sem	0.482	48.30	1.01
3C-1 rig	0.590	37.45	0.78
3C-2 rig	0.600	35.42	0.74

Tabelul 3-13: Nivelul de plasticizare al secțiunilor

Tipul cadrului	A_{pl}/A	
	riglă	stâlp
1C-1 pin	0.71	-
1C-2 pin	0.65	-
1C-1 sem	0.69	-
1C-2 sem	0.62	-
3C-1 sem	0.17	0.47
3C-2 sem	0.15	0.45
3C-1 rig	0.08	0.63
3C-2 rig	0.06	0.61

Din tabelul precedent se remarcă faptul că nu apar plasticizări ale stâlpului în cazul cadrelor de tip 1C, datorită prinderii articulate a stâlpilor în fundație, însă se produce plasticizarea riglei la trecerea de la secțiune constantă la cea variabilă. În cazul stâlpilor cu secțiune constantă și prindere rigidă la bază (Tip 3C) plasticizarea se produce mai întâi în stâlp, pe urma în riglă.

Plasticizarea parțială a secțiunilor confirmă ductilitatea redusă a cadrului, adică nu se formează articulații plastice complete ale elementelor. Oricum, analizele efectuate arată că aproape în toate cazurile, cadrele sunt capabile de a atinge, chiar și a depăși, drifturile specificate în Tabelul 3-12.

3.3.4. Analiza neliniară dinamică

Dacă în paragrafele anterioare s-a studiat comportamentul cadrelor metalice parter prin intermediul unor analize neliniare elasto-plastice, în cadrul acestui paragraf se va prezenta modelarea unui cadru metalic portal cu ajutorul unor elemente de tip fibra și analizarea acestuia sub influența unei încărcări aplicate la colțul cadrului. În final se va face o comparație între rezultatele obținute în urma analizelor neliniare spațiale realizate cu programul de elemente finite Ansys v5.4 (modelare cu elemente plastice de tip shell43) și cele obținute în urma modelării cu fibră.

Elementul de tip fibra (Type 15 Drain 3DX) - descriere generală

Acest tip de element poate utilizat pentru modelarea elementelor din oțel, beton armat sau elemente mixte otel-beton. Se poate realiza modelarea unei singure secțiuni aparținând unei rigle sau a unui stâlp, a unui singur element (riglă sau stâlp) sau la modelarea riglelor și stâlpilor într-o structură mai complexă.

Elementul definit între două puncte, este alcătuit dintr-un număr de segmente, secțiunea fiecărui segment fiind la rândul său alcătuită dintr-un număr de fibre. Comportamentul elementului este monitorizat în fiecare segment în secțiunea transversală centrală (fâșie) (Figura 3-40). Proprietățile elementului, păstrându-se constante pe lungimea unui segment, dar pot varia de la un segment la celălalt.

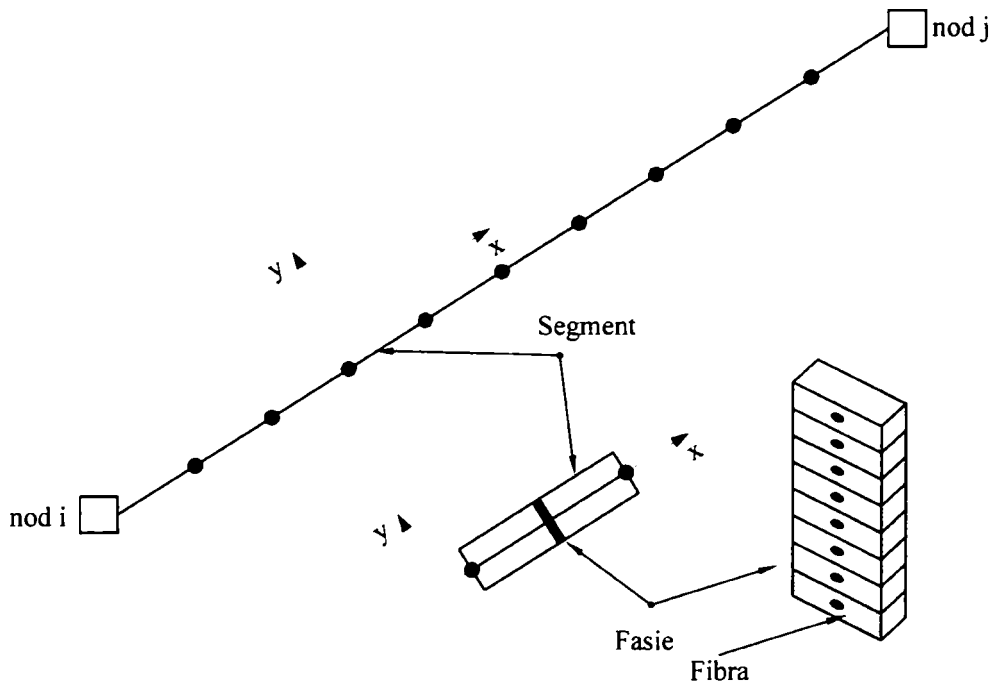


Figura 3-40: Elementul tip fibra

Fiecare secțiune poate fi elastică sau poate fi împărțită într-un număr de fibre. Fibrele pot avea un comportament neliniar pentru a modela corespunzător curba de material utilizată în analiză (Figura 3-41). Elementul este considerat elastic la torsiune și forfecare.

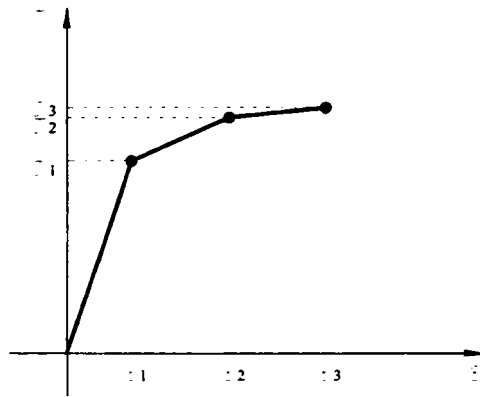


Figura 3-41: Modelarea curbei de material

Elementului „fibră” utilizat pentru modelarea elementelor structurale ține cont atât de efectul forței axiale în element cât și de cel al momentului încovoietor, efectele de ordinul doi sunt luate în considerare pe parcursul analizei numerice.

Modelarea cadrelor

Elementele cadrelor metalice portal sunt realizate din table sudate având secțiuni dublu T. În cadrul analizelor neliniare, cu programul de calcul Drain 3DX, elementele componente ale cadrelor (rigle, stâlpi) au fost modelate cu elementul prezentat anterior (Type 15). Secțiunea elementului a fost împărțită într-un număr de fibre (Figura 3-42), concentrând proprietățile fiecărei fibre în centrul de greutate al acesteia. Pe porțiunea cu secțiune variabilă (stâlpi vutați, rigle vutate) elementul a fost împărțit într-un număr de segmente, proprietățile secțiunii modificându-se de la segment la segment. În cazul elementelor cu secțiune constantă, elementul s-a împărțit de asemenea în segmente, în schimb proprietățile au fost păstrate constante la toate segmentele aparținând aceluiași element. Caracteristicile materialului folosit în analiză sunt prezentate în Figura 3-43. Se poate observa astfel că s-a utilizat un material având o comportare elasto-plastică, care aproximează destul de bine comportarea reală a oțelului.

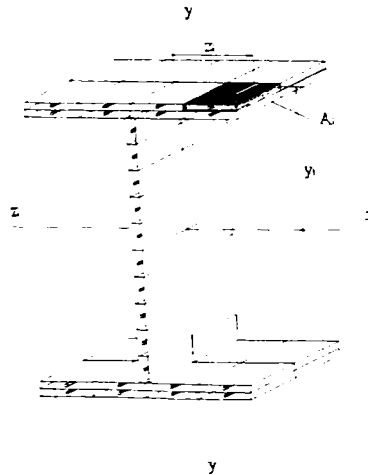


Figura 3-42: Modelarea cu fibra a unei secțiuni dublu T

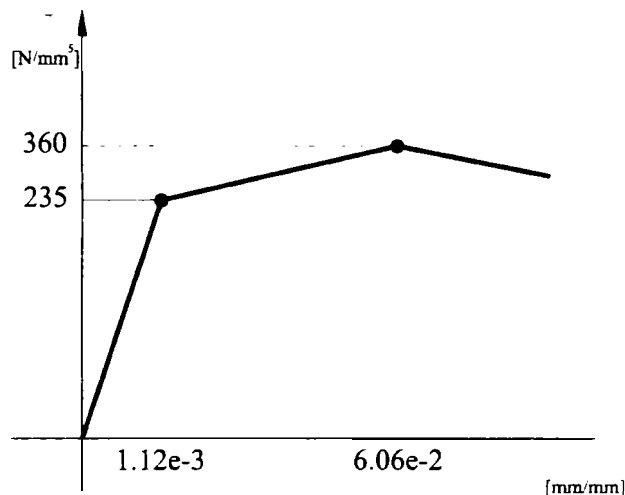


Figura 3-43: Curba de material

Îmbinările riglă-stâlp și riglă-riglă (coama cadrului) în cadrul analizelor au fost considerate ca fiind rigide, prinderile stâlpilor la baza modelându-se cu elemente care iau în considerare rigiditatea inițială la rotire a nodului.

Rezultatele analizelor. Comparație

Rezultatele obținute sunt prezentate grafic, curba obținută reprezentând deplasarea laterală a coltului cadrului în funcție de valoarea forței orizontale aplicate (Figura 3-44).

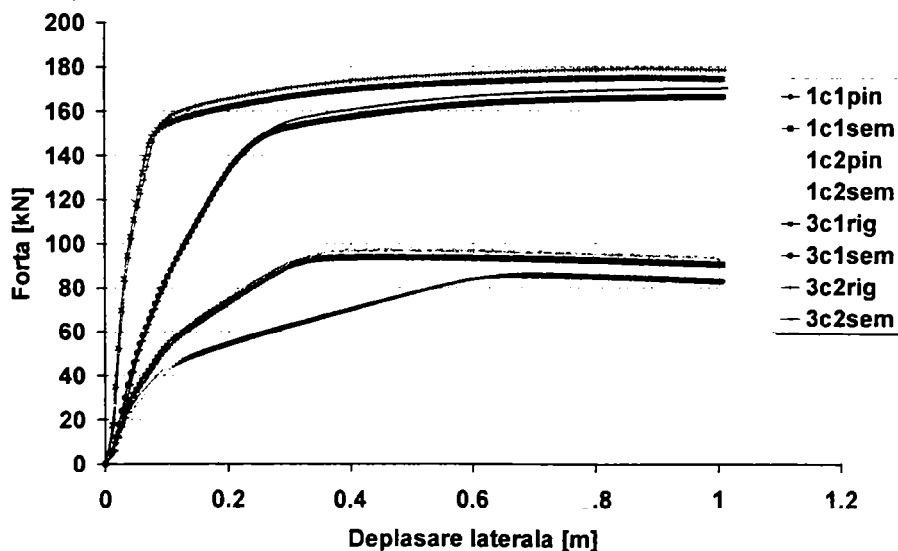


Figura 3-44: Rezultate Drain 3DX

Din graficul din Figura 3-44 se poate observa că valorile forțelor ultime obținute se apropie mult de cele rezultate în urma analizelor spațiale cu programul de elemente finite Ansys, prezentate în Figura 3-45.

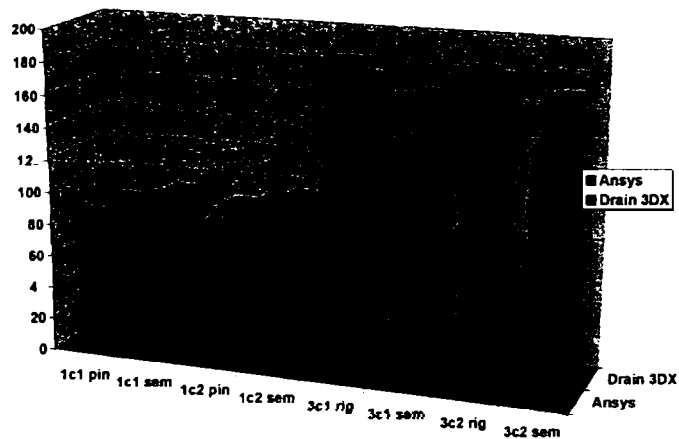


Figura 3-45: Rezultate comparative Ansys-Drain 3DX

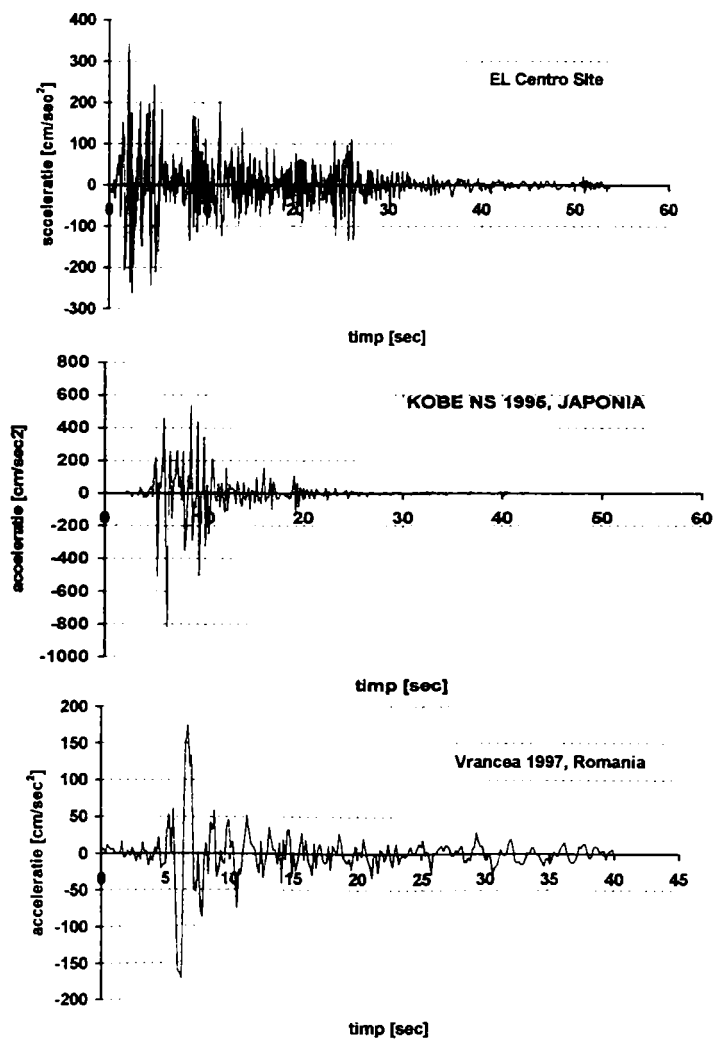


Figura 3-46: Accelerograme utilizate în analize

Se remarcă faptul că rigiditatea la baza cadrului are un aport destul de mare în ce privește comportarea acestuia sub efectul încărcărilor seismice (aplicate static în acest caz), însă influența unghiului acoperișului fiind destul de redusă. De asemenea forma secțiunii stâlpului influențează în mare măsura capacitatea portantă a cadrului la forțe orizontale, aceasta fiind aproape dublată în cazul cadrelor având stâlpi cu secțiune constantă.

Factorul de comportare seismică, q , a fost determinat în urma unei analize neliniare dinamice, utilizând un număr de trei înregistrări seismice (Figura 3-46). Această metodă de determinare este mult mai apropiată de definiția acestuia (raportul dintre factorul de amplificare dinamică corespunzător colapsului structurii și cel corespunzător curgerii în fibra extremă).

Trebuie subliniat faptul că în nici unul din cazurile analizate prin analize neliniare elasto-plastice, nu s-a înregistrat cedarea structurii sub încărcările aplicate. Astfel cedarea teoretică considerându-se a corespunde driftului rezultat din intersecția curbei de capacitate cu spectrul de capacitate (Figura 3-47).

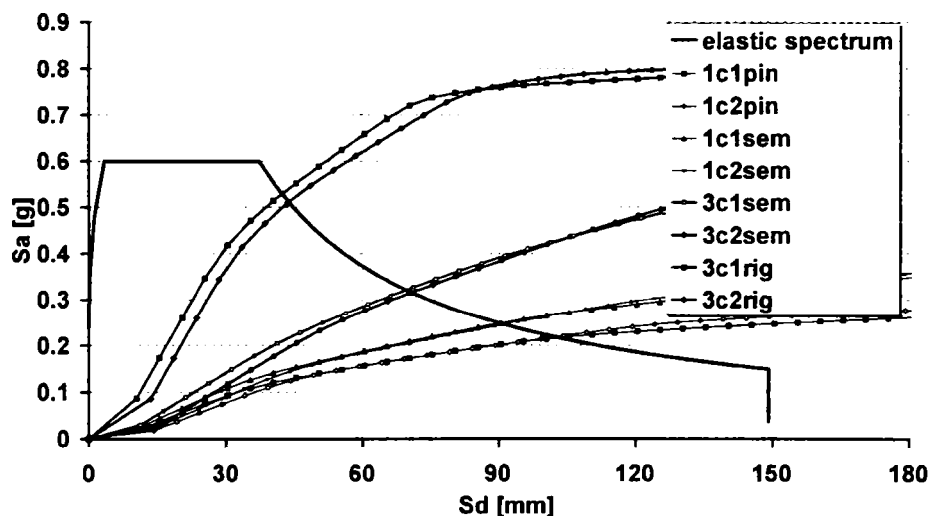


Figura 3-47: Curbele de capacitate Drain 3DX

Factorii de reducere a încărcării seismice, q , calculați pe baza formulei (3.28) sunt trecuți în Figura 4.21 comparați cu cei obținuți în urma analizei neliniare statice.

$$q = \frac{\lambda_v}{\lambda_{el}} \quad (3.28)$$

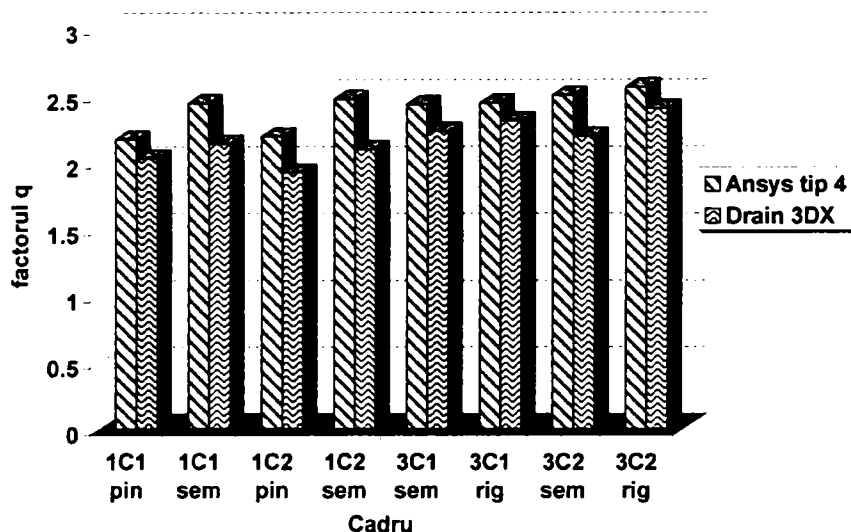


Figura 3-48: Compararea factorilor q Ansys v5.4-Drain 3DX

Din Figura 3-48 se poate observa că în toate cazurile, valoarea factorului q rezultată în urma analizelor neliniare dinamice pe cadre plane, este ceva mai redusă decât în cazul analizelor cu Ansys, unde s-au utilizat legături de tip 4 (Figura 3-9). Totuși valorile rezultate sunt foarte apropiate. O explicație ar putea fi dată de acuratețea cu care au fost modelate secțiunile. Un element variabil modelat cu elemente de tip shell simulează mult mai bine realitatea decât un element modelat cu elemente de tip fibră.

3.3.5. Cazuri practice de proiectare

Rezultatele prezentate până în momentul de față s-au referit la un număr de cadre derivate din unele calibrate pe baza unor teste de laborator. Acestea fiind alese ca fiind oarecum echivalente cu cadrele testate, păstrând aceiași deschidere, înălțime și pantă a acoperișului. În continuare vor fi prezentate rezultatele obținute pentru un număr de cadre utilizate în proiectarea curentă (Figura 3-16 și Tabelul 3-8). Acestea au deschideri și înălțimi diferite iar panta acoperișului este de 8° în toate cazurile. Toate cadrele au stâlpii cu secțiune variabilă, iar riglele cadrului sunt vutate pe o lungime $0.15L$, îmbinarea riglă-stâlp fiind considerată rigidă, realizată pe capul stâlpului. Prinderea în fundație a acestor tipuri de cadre s-a considerat a fi articulată (Figura 3-49). Determinarea secțiunilor s-a realizat ținând cont de ipotezele de încărcare permanentă și zăpadă (ipoteze care conduc la combinația cea mai defavorabilă), rezultând în final secțiunile prezentate în Tabelul 3-8.



Figura 3-49: Prinderea articulată a stâlpului la bază

Pentru determinarea încărcărilor aferente ipotezelor de calcul au fost considerate următoarele cazuri de încărcare:

- încărcare permanentă $g_p=1.5$ kN/m
- încărcare din zăpada $g_z=7.2$ kN/m (București)

Combinăția de încărcare folosită a fost:

$$n \cdot P + n_z \cdot P_z$$

în care coeficienții parțiali de siguranță au valorile $n=1.1$ și $n_z=2.1$.

Pentru determinarea factorilor care intra în ec.(3.19) au fost realizate:

- *analize pushover plane* pentru determinarea factorilor α_u și α_y , cât și pentru identificarea poziției articulațiilor plastice punctuale,
- *analize modale* pentru identificarea perioadelor corespunzătoare primului mod de oscilație;
- *analize elastice de flambaj spațiale* pentru determinarea factorului critic de flambaj α_c .

Analizele plane s-au realizat cu programul Sap2000, care operează numai cu elemente de tip bară, iar analizele 3D au fost realizate cu programul de elemente finite ANSYS, în cadrul căruia discretizarea cadrelor s-a realizat cu ajutorul elementelor de tip SHELL43. În ambele analize s-a considerat un comportament bilinear, elastic-perfect plastic, al materialului. S-a utilizat OL37 (S235), cu limita de curgere $f_y=235$ N/mm². În cazul analizei 3D, deplasările laterale ale riglelor și stâlpilor cadrului s-au considerat blocate la talpa exterioară a elementului de către riglele de perete, paneele de acoperiș și contrafișe la talpa inferioară în unele cazuri. S-au simulat patru tipuri de blocaje laterale. (Figura 3-9). Rezultatele analizelor prezentate anterior sunt trecute în Tabelul 3-14.

Tabelul 3-14: Rezultatele analizelor

Tip cadru	Fe [kN]	Fu [kN]	T [sec]	β'	α_c			
					prindere 1	prindere 2	prindere 3	prindere 4
var4x18pin	169.50	175.04	0.47	0.53	0.51	4.34	11.20	8.69
var4x24pin	317.96	350.71	0.37	0.63	0.67	3.50	10.07	8.51
var4x30pin	480.58	501.03	0.35	0.65	0.12	3.71	10.99	7.83
var6x18pin	107.60	115.70	0.65	0.50	0.54	4.21	10.80	8.96
var6x24pin	203.19	219.83	0.58	0.50	0.18	4.68	10.50	8.83
var6x30pin	309.89	334.66	0.54	0.50	0.11	3.37	8.41	6.70
var8x18pin	75.60	86.10	0.93	0.50	0.53	4.02	8.26	6.00
var8x24pin	148.01	163.47	0.81	0.50	0.12	2.77	7.18	5.54
var8x30pin	224.21	249.54	0.75	0.50	0.11	2.66	6.58	5.42

Factorii q calculați conform Eq (3.19), utilizând valorile din Tabelul 3-14 sunt prezentați în Figura 3-50, pentru fiecare tip de cadru în parte.

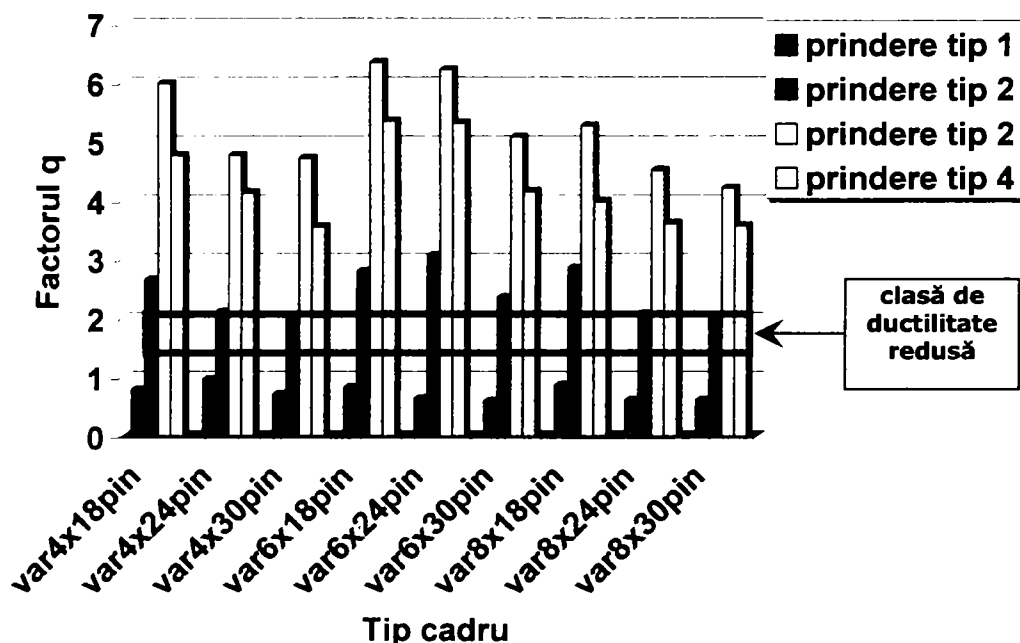


Figura 3-50: Factori q

Utilizând aceeași formulă de determinare a factorului de reducere a încărcării seismice, q , formulă care ține cont și de flambajul în afara planului cadrului, prin intermediul factorului elastic critic α_{cr} , s-a determinat și coeficientul α_u (coeficient ce apare în formula lui q) în urma unor analize neliniare elasto-plastice utilizând MEF. În cadrul acestor analize s-a făcut o variație a grosimii inimii elementelor pentru a putea face trecerea de la secțiune de clasă 3 la secțiune de clasă 4. În Figura 3-51 și Figura 3-52 sunt prezentate rezultatele obținute în urma analizelor neliniare elasto-plastice, în termeni de forță-deplasare.

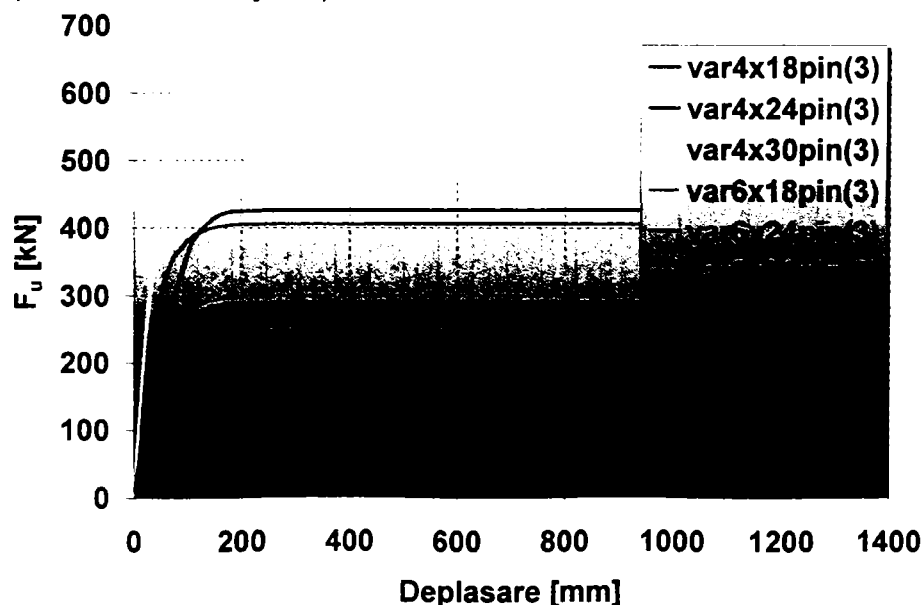


Figura 3-51: Curbe forță-deplasare elemente cu secțiuni de clasă 3

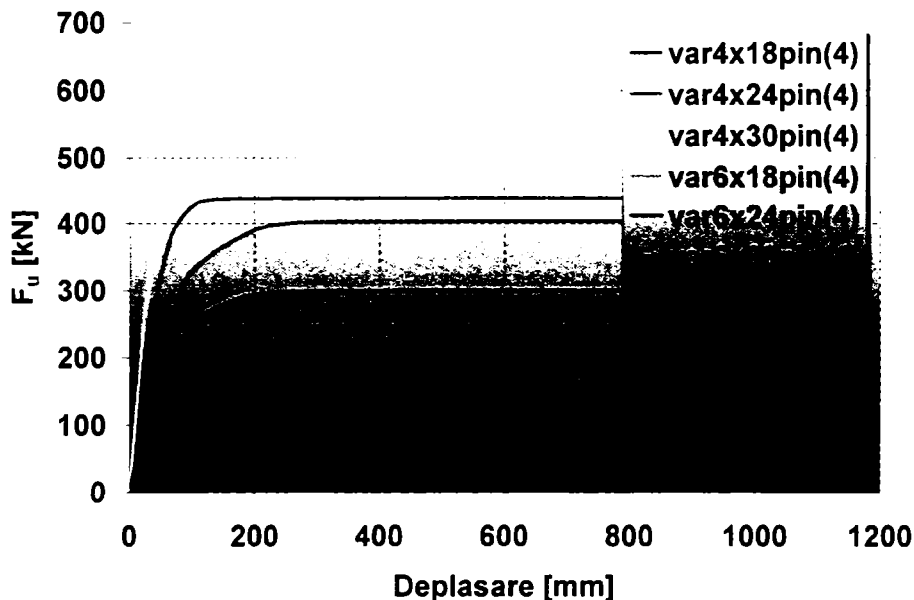
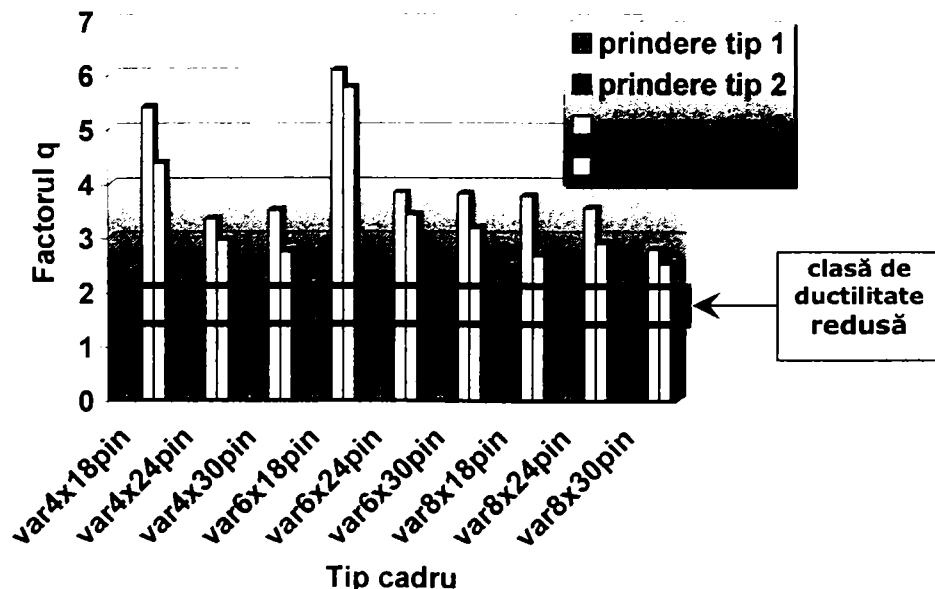


Figura 3-52: Curbe forță-deplasare elemente cu secțiuni de clasă 4

Factorii de comportare q , obținuți pe baza rel. (3.19) sunt prezentați în Figura 3-53 pentru cadrele realizate din elemente variabile de clasă 3 și în Figura 3-54 pentru cadrele parter realizate din rigle și stâlpi cu secțiune variabilă având secțiuni de clasă 4. Analizând cele două grafice, se observă că valoarea factorului q variază în funcție de înălțimea și deschiderea cadrului. De asemenea se poate observa o reducere a factorului q prin variația clasei secțiunii. Pentru tipul de prindere 2 (Figura 3-9), care este și cazul cel mai întâlnit în practică, cadrele se încadrează în clasa de ductilitate redusă (conform P100/2006[55] și EN 1998-1[22]).

Figura 3-53: Factori q pentru elemente cu secțiuni de clasă 3

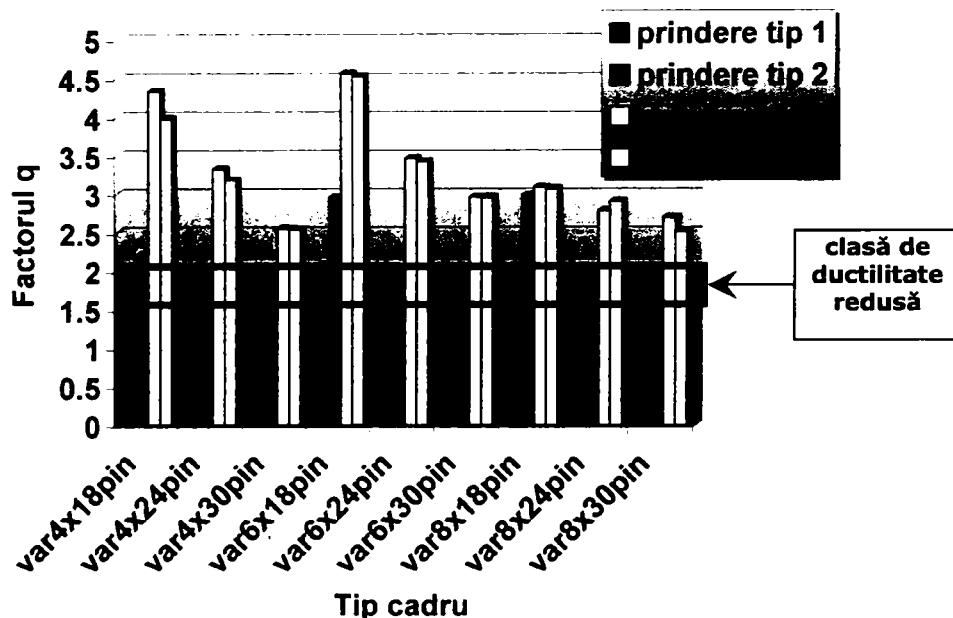


Figura 3-54: Factori q pentru elemente cu secțiuni de clasă 4

3.4. Concluzii

Rezultatele studiului de stabilitate demonstrează rolul major pe care îl au blocajele laterale, datorate panelor și riglelor de perete. Aceste elemente împiedică în bună măsură instabilitatea laterală, care ar putea afecta comportamentul elementelor având secțiuni de Clasa 3 și 4.

Modul de cedare înregistrat este flambaj prin încovoiere-răsucire a riglei sau a stâlpului, în funcție de zveltețea lor. Pentru a îmbunătăți capacitatea portantă a cadrului, ar trebui prevăzute contrafișe la talpa comprimată a riglei, adoptând un mod de prindere laterală a cadrului de tip 4 (Figura 3-9d).

Blocajele laterale elastice conduc la o scădere nesemnificativă a factorului elastic critic, fiind vorba în general de un procent de 5%. Mai mult dacă s-ar ține cont și de conlucrarea panelor cu învelitoarea această reducere ar fi și mai mică.

S-a observat o influență în general scăzută a imperfecțiunilor. Chiar și în cazul elementelor de Clasa 4, unde voalarea locală apare înaintea flambajului local, influența imperfecțiunilor este nesemnificativă. Astfel este confirmat faptul că flambajul lateral prin încovoiere-răsucire, care reprezintă modul natural de cuplare între fenomenul de răsucire și cel de încovoiere, este caracterizat de o eroziune scăzută datorită imperfecțiunilor (Dubină 1996[14]).

Rezultatele studiului de ductilitate au scos în evidență eficiența, chiar și în acest caz a prinderii laterale a cadrului, realizată în practică prin paneele de acoperiș, riglele de perete și contrafișe. Aceste elemente împiedică pierderea stabilității laterale, care ar putea afecta comportamentul întregului cadru. Mai mult, rezultatele scot în evidență rolul jucat de modul de prindere al stâlpului la bază în comportarea la forțe orizontale.

Proiectarea structurilor metalice amplasate în zone seismice se face astfel încât elementele sistemului structural să fie alese, proiectate și detaliate pentru a

putea disipa energia acumulată în timpul unui seism, iar celelalte elemente structurale să posede o rezistență suficientă, astfel încât ideea disipării energiei poate fi menținută.

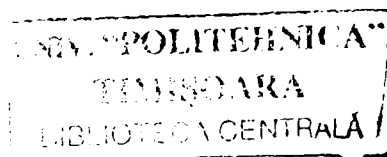
În conformitate cu normele de proiectare antiseismică, structurile metalice rezistente la seism se proiectează astfel încât în timpul acțiunii seismice intense unele părți ale lor să poată depăși domeniul de comportare elastic în scopul de a disipa energia seismică prin deformații postelastice. Aceste părți din structură sunt denumite *zone plastice potențiale*. Astfel pentru un calcul în domeniul plastic al structurilor metalice acțiunea seismică este redusă prin intermediul coeficientului q . Coeficientul de reducere a efectelor acțiunii seismice q , ține seama de ductilitatea structurii, capacitatea de redistribuție a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul, precum și de efectele de amortizare ale vibrațiilor, altele decât cele asociate structurii de rezistență.

Factorul de reducere a încărcării seismice, q , a fost evaluat prin două metode, una are la bază analiza statică neliniară și una care are la bază analiza neliniară dinamică.

Valorile factorului q obținute în cazul tipului de prindere 3 (Figura 3-9c) sau superior, indică un comportament disipativ global destul de bun a acestor tipuri de cadre. Zonele plastice s-au dezvoltat în secțiunile riglelor constante în zona de racordare cu vuta, clasa secțiunii în acest caz fiind 2 sau 1.

Rezultatele obținute confirmă valoarea de 1.5 a factorului de reducere a încărcării seismice propus în EN 1998-1 și P100/2006. Oricum, dacă principiile proiectării anti-seismice sunt corect aplicate, și structura este bine legată împotriva pierderii stabilității prin flambaj cu încovoiere răsucire, redundanța și supra-rezistența rezultate, ar putea îmbunătăți această valoare.

Practic colapsul nu a apărut în nici unul din cazuri, sub efectul încărcărilor statice, chiar dacă au fost înregistrate deplasări mari ale colțului cadrului. În acest caz, starea limită ultimă ar putea fi exprimată fie prin raportul de plasticizare al secțiunilor, fie prin limitarea deplasării verticale inelastice.



4.PROGRAM EXPERIMENTAL PENTRU EVALUAREA PERFORMANTELOR ÎMBINĂRILOR RIGLĂ-STÂLP LA CADRE METALICE PARTER CU SECȚIUNI VARIABLE DE CLASĂ 3 ȘI 4

4.1. Introducere

Halele industriale moderne sunt realizate din cadre metalice portal având elemente cu secțiuni zvelte de Clasa 3 și 4. Elementele structurale au secțiuni variabile (stâlpi și rigle vutate) în concordanță cu starea de eforturi în elementele componente.

Deoarece în riglă se dezvoltă eforturi de compresiune semnificative, comportamentul acestora este caracterizat de o sensibilitate ridicată la flambajul prin încovoiere-răsucire. Dacă nu se prevăd blocaje laterale, rezistența la flambaj lateral prin încovoiere-răsucire este în general scăzută. Oricum, blocajele laterale care apar în practică datorită structurii secundare a închiderilor și a efectului de diafragmă îmbunătățesc semnificativ stabilitatea lor.

Proiectarea de rezistență și stabilitate a cadrelor metalice parter, având secțiuni variabile de clasa 3 și 4, presupune o bună cunoaștere a modului de comportare a îmbinărilor riglă-stâlp, riglă-riglă și a stâlpului la baza. Aceste îmbinări sunt caracterizate printr-un anumit nivel de rezistență, rigiditate și ductilitate. Datorită formei variabile a inimii la elementele componente, detaliul de îmbinare riglă-stâlp posedă anumite particularități. De obicei îmbinarea se realizează cu șuruburi cu placa de capăt extinsă pe capul sau la fața stâlpului. În cazul de față va fi tratată îmbinarea pe capul stâlpului.

Performanțele acestor tipuri de îmbinări, sub efectul încărcărilor ciclice, sunt de interes major pentru clădiri parter, în special în zone seismice. În vederea determinării ductilității, rezistenței și rigidității, s-a inițiat un amplu program experimental. Prin îmbinarea stâlpului și a riglei realizate din tălpi de clasa 2 sau 3 și inimă de clasa 3 sau 4 au rezultat un număr de trei configurații pentru specișenele testate. S-a urmărit atât comportarea cât și mecanismul de cedare, la încărcări monotone și ciclice.

În cadrul prezentului capitol se vor prezenta, de asemenea, rezultatele unei analize neliniare elasto-plastice realizate cu programul de elemente finite Ansys v8.0, simulate pe fiecare tip de îmbinare în parte, comparând rezultatele obținute cu cele ale testelor experimentale. O simulare numerică, corect realizată, este mai puțin costisitoare atât din punct de vedere la timpul alocat cât și al consumului de materiale.

4.2. Programul experimental

4.2.1. Scopul încercărilor și montajul

În vederea determinării rezistenței, rigidității și ductilității îmbinărilor cu șuruburi realizate între elemente cu secțiune variabilă, s-a efectuat un program experimental pe specimene având secțiuni de diferite zvelteți ale pereților. Standul experimental pentru încercarea specișenelor este prezentat în Figura 4-1.

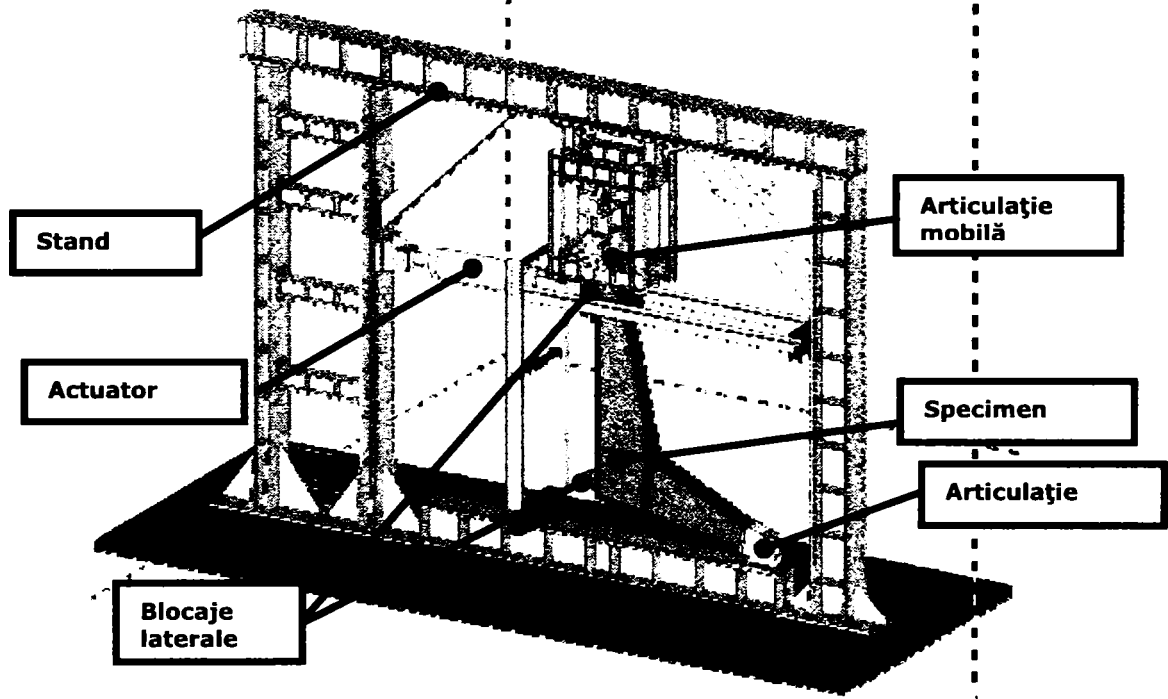
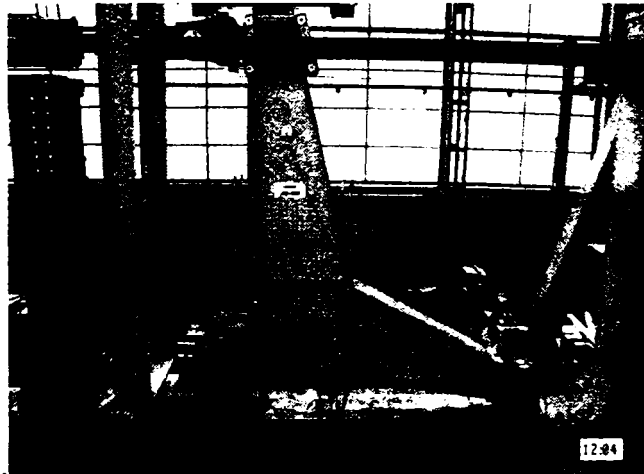
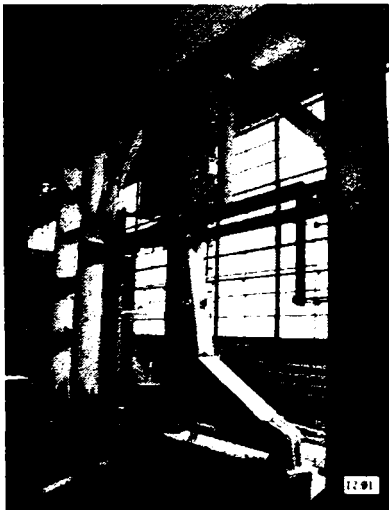


Figura 4-1: Standul experimental pentru încercarea specișenelor



laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor. Forța orizontală a fost generată prin intermediul unui actuator Quiri, cu capacitatea de 1000 kN, la capătul superior al specimenului. Pentru a împiedeca deplasarea specimenului pe verticală, a fost realizată o articulație mobilă la capătul superior (Figura 4-3). De asemenea pentru a preveni deformarea în afara planului, au fost prevăzute blocaje laterale în punctele indicate în Figura 4-1. La partea inferioară dreapta a fost prevăzută o articulație perfectă pentru a preveni apariția momentelor încovoietoare la baza stâlpului (Figura 4-4).

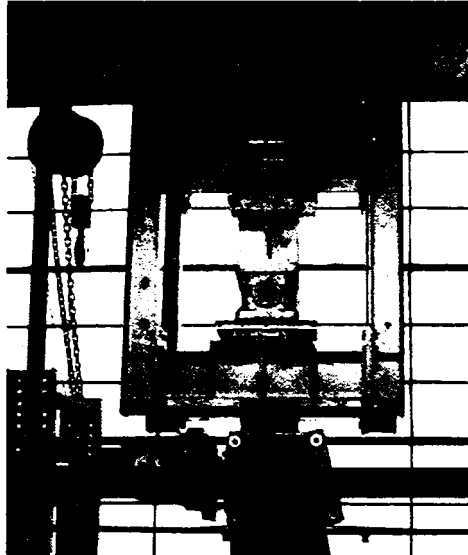


Figura 4-3: Articulație mobilă la capătul grinzii



Figura 4-4: Articulație la baza stâlpului

4.2.2. Specimenele

Pentru a putea defini configurații realiste pentru specimene, a fost dimensionat un cadru parter, vezi Figura 4-5, având: deschiderea $L=18$ m, travee $T=6$ m, înălțimea $H=5$ m și unghiul acoperișului $\alpha=8^\circ$. Pentru dimensionare au fost considerate următoarele ipoteze de încărcări:

- încărcarea proprie a închiderilor 0.25 kN/m^2 ($\gamma_{ULS}=1.1$);
- încărcare tehnologică 0.20 kN/m^2 ($\gamma_{ULS}=1.2$);
- încărcare din zăpadă 1.2 kN/m^2 ($\gamma_{ULS}=2.1$).

Materialul utilizat a fost S275 iar dimensionarea s-a realizat în conformitate cu prescripțiile din EN 1993-1-1[18]. În final a rezultat un număr de 3 cadre având elemente cu secțiuni de clasă diferită. Grosimea, lățimea și înălțimea elementelor secțiunii a fost schimbată pentru a obține aproximativ aceeași stare de eforturi și deformație.

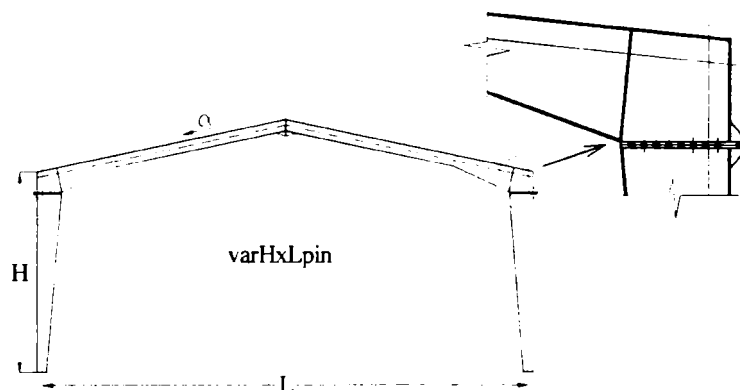


Figura 4-5: Geometrie cadre

Tabelul 4-1: Dimensiuni cadre

Denumire cadru	Greutate [kg]	Dimensiuni $h*b*t_r*t_w$ [mm]		
		Stâlp [mm]	grinda Vutată [mm]	Constanta [mm]
C2-3	1884.225	(350...650)*240*15*8	(360...650)*200*12*8	360*200*10*6
C2-4	1784.79	(350...700)*240*15*6	(360...700)*200*12*6	360*200*10*6
C3-4	1802.829	(350...700)*280*12*6	(360...700)*240*12*6	360*240*10*6

Configurațiile îmbinărilor și dimensiunile acestora sunt prezentate în Tabelul 4-2 și Figura 4-6:

Tabelul 4-2: Dimensiuni specimene

Nod	Stâlp ($H*B*t_r*t_w$)	Grinda ($H*B*t_r*t_w$)
J2-3	650*240*15*8	650*200*12*8
J2-4	700*240*15*6	700*200*12*6
J3-4	700*280*12*6	700*230*10*6

în care H este înălțimea secțiunii transversale; B este lățimea tălpii; t_r este grosimea tălpii și t_w este grosimea inimii.

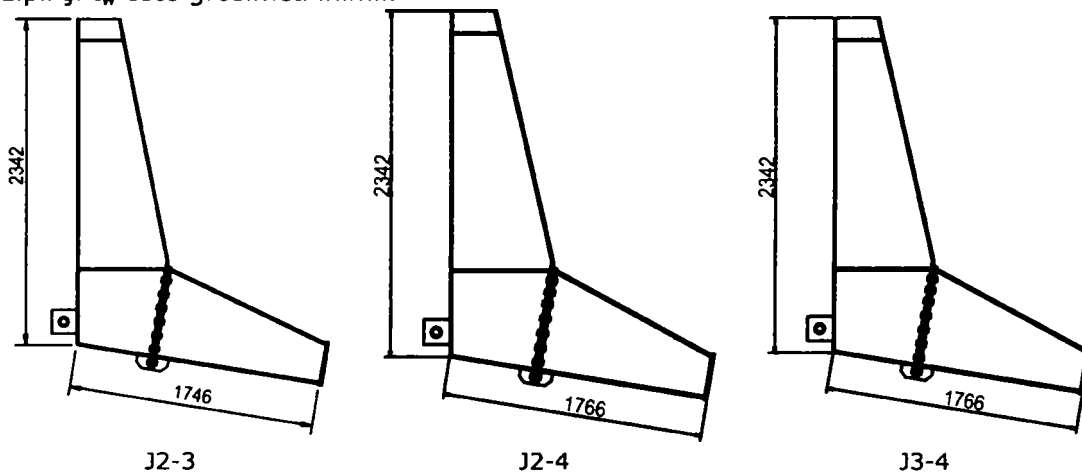


Figura 4-6: Gabarite specimene

În Figura 4-7 sunt prezentate tipurile de suduri utilizate pentru realizarea speci­menelor și anume: sudură cu prelucrare în Y și resudarea rădăcinii între placa de capăt și tălpile elementelor, respectiv sudură de colț între inimă și placa de ca ăt.

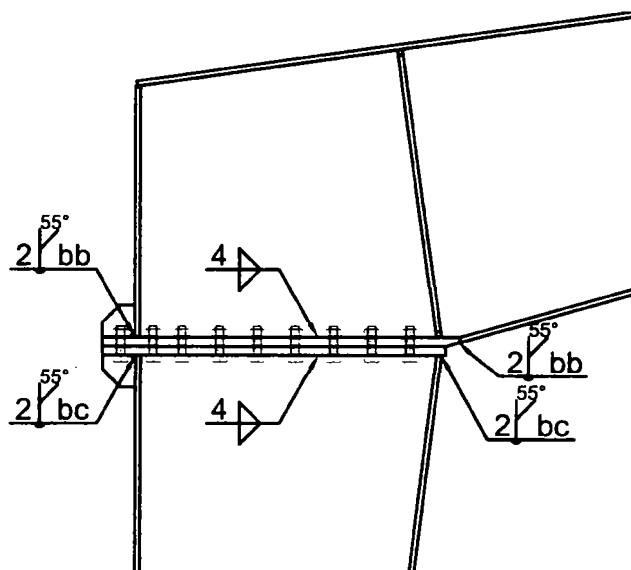


Figura 4-7: Tipuri de suduri utilizate pentru realizarea speci­menelor

Cele trei configurații de îmbinări rezultate sunt: *J2-3* (riglă și stâlp cu tălpi de clasa 2 și inimă de clasa 3); *J2-4* (rigla si stâlp cu tălpi de clasa 2 si inimă de clasa 4); *J3-4* (riglă si stâlp cu tălpi de clasa 3 si inimă de clasa 4).

Pentru a putea identifica comportarea materialului utilizat au fost realizate teste de tracțiune pe epruvete extrase din zonele neafectate de deformații ale îmbinările testate. Rezultatele acestor teste au condus la concluzia ca fabricantul a folosit un material S275 în loc de S355 (cum era specificat în proiect). Din acest motiv în continuare raportările se vor face pentru S275.

Dimensionarea îmbinărilor s-a realizat în conformitate cu metoda componentelor din EN1993-1-1 Part1.8[20]. La toate speci­menele s-au folosit șuruburi M20 gr. 10.9 și placă de capăt de 20 mm. Sudurile între tălpile elementelor realizându-se cu prelucrare în Y, iar sudura între inimă și placa de capăt cu sudură de colt de 4 mm. Șuruburile M20 gr 10.9 între elemente au fost pretensionate la 50% din capacitatea lor, prin aplicarea unui moment la cheie de 40 daNm.

O particularitate a acestor tipuri de îmbinări este poziționarea panoului de inima, panou care lucrează la forfecare (vezi Figura 4-8).

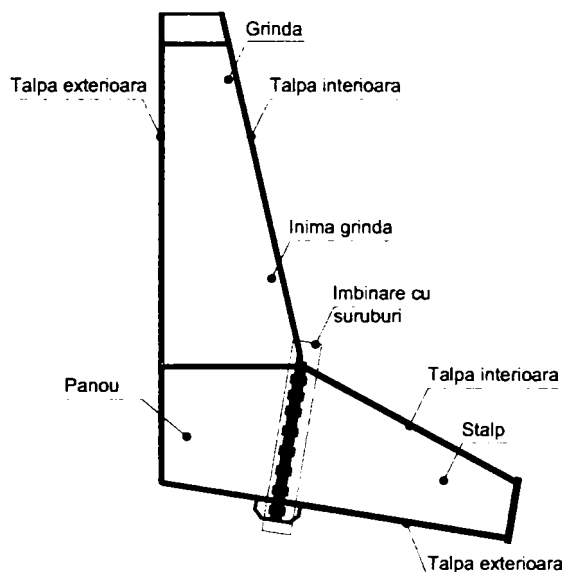


Figura 4-8: Elemente componente nod testat

4.2.3. Caracteristicile materialelor

Pentru determinarea caracteristicilor oțelului folosit la fabricarea speci­menelor, au fost efectuate încercări de tracțiune pe epruvete extrase din componentele principale, din fiecare grosime de tabla utilizată, folosind o mașină universală UTS RSA 250 (vezi Figura 4-9). Încercările pe epruvete proporționate au fost efectuate conform SE EN1002-1, 1990[59], aplicând o viteză de încărcare quazistatică echivalentă cu $20 \text{ N/mm}^2\text{sec}$.

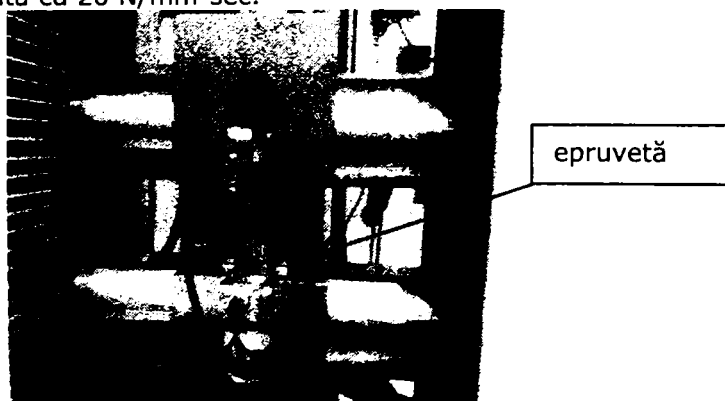


Figura 4-9: Încercarea de tracțiune. Montaj

Caracteristicile principale ale încercărilor: limita de curgere superioară $f_y(R_{eh})$, rezistența la rupere f_u , raportul dintre f_u/f_y și alungirea la rupere A , sunt prezentate în Tabelul 4-3. Din fiecare grosime de material au fost extrase un număr de 3 epruvete, materialele s-au încadrat în cerințele standardelor propuse. Prima coloana din Tabelul 4-3 reprezintă denumirea specimenului, coloana 3 reprezentând lățimea măsurată a specimenului în urma prelucrării.

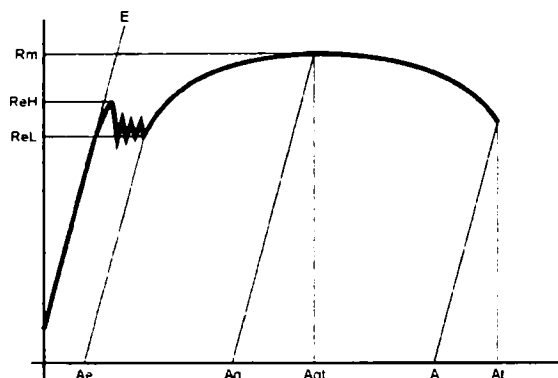


Figura 4-10: Definirea parametrilor din Tabelul 4-3

Analizând Tabelul 4-3 se observă o variație destul de mare a limitei de curgere, pentru diferite grosimi de specimene. Ulterior se va face un calcul analitic care va ține cont de valoarea limitei de curgere pentru fiecare componentă în parte: talpă, inimă, rigidizare, placă de capăt.

Tabelul 4-3: Rezultate încercării la tracțiune pe materiale folosite la încercări

Epruveta	t mm	B ₀ mm	$f_y(R_{eh})$ N/mm ²	$f_u(R_m)$ N/mm ²	A %	f_u/f_y
P1-1	6	33.30	260.30	411.88	37.78	1.582328
P1-2	6	33.50	252.62	377.37	37.18	1.493825
P1-3	6	33.40	255.70	398.60	37.58	1.558858
P2-1	8	37.50	324.23	450.59	35.31	1.389723
P2-2	8	37.60	325.68	445.69	34.59	1.368491
P2-3	8	37.50	322.46	439.48	34.49	1.362898
P3-1	10	40.20	293.57	382.64	25.32	1.303403
P3-2	10	40.50	287.64	381.95	21.44	1.327875
P3-3	10	40.50	285.00	376.05	22.66	1.319474
P4-1	12	32.90	296.06	420.96	32.50	1.421874
P4-2	12	33.30	295.22	420.84	31.45	1.425513
P4-3	12	33.10	292.77	415.87	30.56	1.420467
P5-1	15	27.40	264.46	380.66	37.07	1.439386
P5-2	15	27.10	280.93	396.13	33.11	1.410067
P5-3	15	26.90	275.13	401.47	37.07	1.459201
P6-1	20	20.50	313.67	426.63	38.99	1.360124
P6-2	20	20.40	321.27	427.53	45.66	1.33075
P6-3	20	20.00	300.64	414.33	22.46	1.37816

4.2.4. Procedura de încărcare

Încărcarea speci­menelor s-a făcut urmărind procedura completa recoman­data de Convenția Europeană pentru Construcții Metalice (ECCS, 1985)[16], aplicând schema statică din Figura 4-11a. Aceasta prevede o încercare monotonă, pentru trasarea relației caracteristice forță-deplasare, folosită pentru a determina limita de curgere. Deplasarea e_y și forța F_y la curgere sunt obținute la intersecția dintre rigiditatea inițială α_y și o tangentă la curba F-e având panta de 10% din rigiditatea inițială (Figura 4-11b). Deplasarea la curgere e_{y_c} este necesară pentru determinarea pasului de încărcare la încercările ciclice.

În cadrul încercărilor ciclice, au fost folosite două proceduri alternative de încărcare: (1) procedura ECCS standard și (2) procedura ECCS modificată, care se bazează de asemenea pe cea standard.

În timpul testelor ciclice s-a observat un aspect important și anume că procedura ECCS standard (Figura 4-12a) se dovedește a fi nepotrivită datorită ductilității scăzute a speci­menelor. Creșterea deplasării de la e_y direct la $2e_y$ este prea mare, în cazul de față pasul al doilea fiind după limita de cedare a speci­menelor, făcând astfel imposibilă evaluarea caracteristicilor la încărcări ciclice. Acest lucru datorându-se în special clasei secțiunilor. Din acest motiv s-a adoptat o procedură de încărcare ECCS modificată (Figura 4-12b). În cadrul acestei proceduri, s-a folosit un increment de $0.2e_y$ (în loc de $2e_y$), după atingerea limitei de curgere.

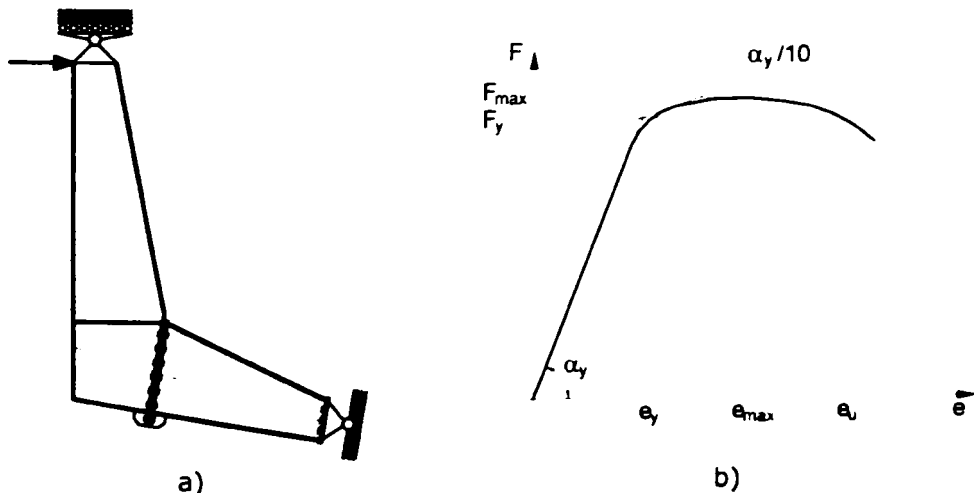


Figura 4-11: Schema statică de încărcare și procedura ECCS[16] pentru determinarea forței de curgere

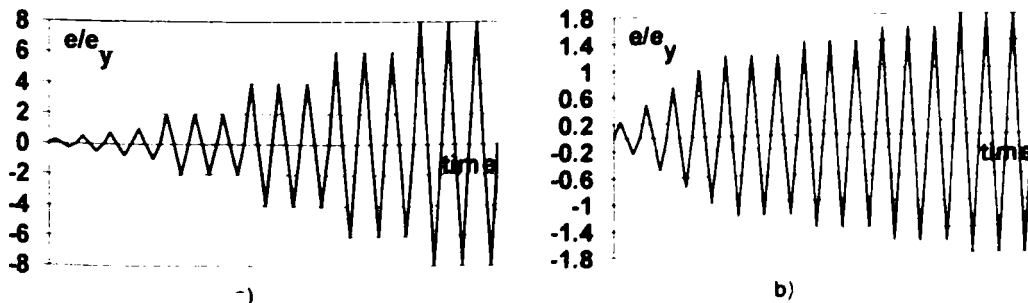


Figura 4-12: Procedura de aplicare a încărcării ciclice în conformitate cu prevederile ECCS: a) standard, b) modificată

4.2.5. Prelucrarea datelor experimentale

Răspunsul speci­menelor a fost monitorizat prin intermediul unor captori de deplasare. Preluarea datelor și stocarea lor în format electronic efectuându-se prin intermediul unei stații de achiziție tip HP3852A. Forța aplicată s-a măsurat prin intermediul celulei de forță a actuatorului, ceilalți parametri au fost monitorizați prin intermediul unor captori potențiometrici (tip TRS și LWH) și inductivi (LVDT). Aranjamentul experimental și schema de dispunere a captorilor sunt prezentate în Figura 4-13. 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_i ($i=1...8$) au fost montați pentru a măsura deplasările absolute ale speci­menului în punctele indicate pe Figura 4-13. Captorul de deplasare D_9 a fost utilizat pentru a monitoriza deplasarea absolută a cadrului, acesta afectând valoarea finală a deplasării absolute a speci­menului, această valoare a fost considerată la interpretarea rezultatelor. Captorii notați cu $D_{rel,i}$ au fost utilizați pentru a măsura deplasările relative în punctele indicate, mai mult D_{rel5} și D_{rel6} au monitorizat deformarea panoului de inimă. Aceștia au fost amplasați atât în fața speci­menului cât și în spatele acestuia.

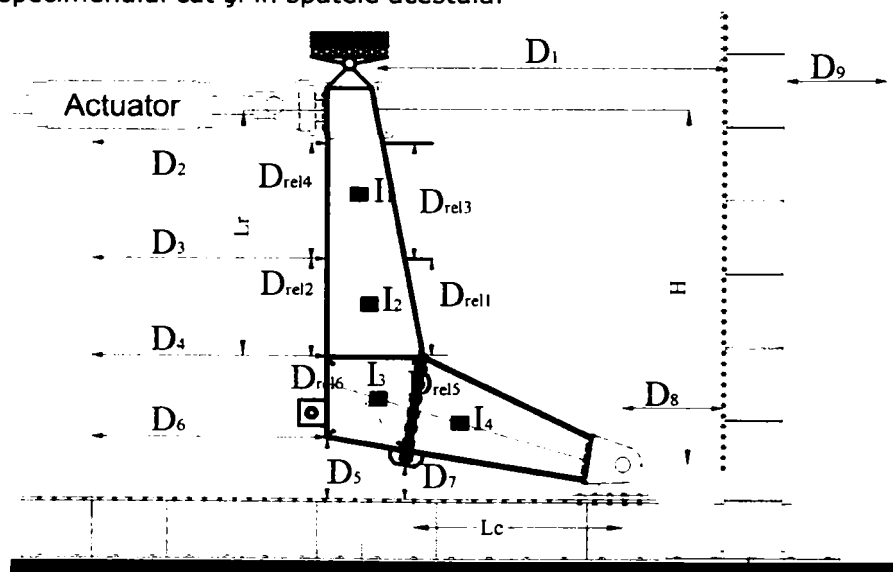


Figura 4-13: Aranjamentul experimental

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

$$D = D_1 - D_9 - D_8 \quad (4.1)$$

Pe panourile de inimă au fost dispuși înclinometrii, notați cu I_i ($i=1...4$), pentru a măsura rotirile relative între punctele indicate pe Figura 4-13. Zveltețea mare a panoului de inimă a condus, în timpul testelor experimentale, la voalări locale, afectând în același timp și valorile măsurate de înclinometre. În aceste condiții valorile măsurate de aceștia au fost neglijate.

Deplasarea la curgere necesară aplicării încărcării ciclice a fost determinată pentru fiecare specimen în parte. În Figura 4-14 este prezentată metodologia de determinare a acestui punct.

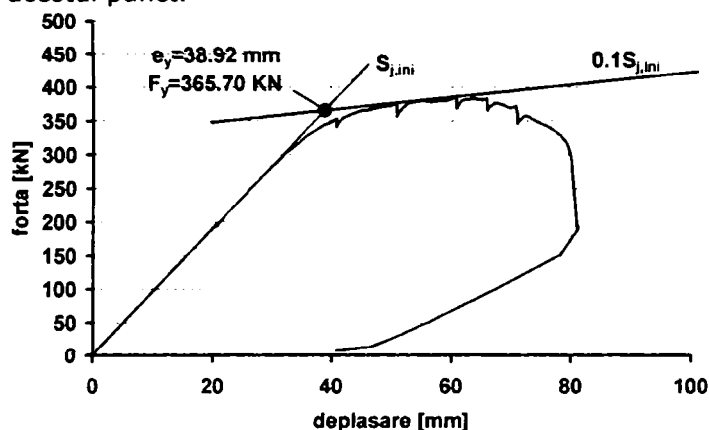


Figura 4-14: Exemplet de determinare a limitei de curgere

4.3. Rezultatele testelor experimentale

Rezultatele preliminare înregistrate în timpul testelor au fost în termeni de forță (F) și deplasare (d). Pentru a putea prelucra aceste rezultate a fost nevoie de transformarea lor în moment (M), respectiv rotire (ϕ) și de construcția curbei ($M-\phi$). Momentul redus la fața îmbinării a fost determinat utilizând următoarea formulă:

$$M = F \cdot L_r \quad (4.2)$$

în care M este momentul încovoietor la fața îmbinării; F este forța orizontală aplicată; L_r este lungimea riglei (vezi Figura 4-13).

Rotirea totală a nodului (ținând cont atât de rotirea elastică și de cea plastică a grinzii, cât și de distorsiunea panoului de inimă) în raport cu capătul stâlpului este determinată folosind următoarea formulă:

$$\phi_{tot} = \frac{D_1}{H} - \frac{D_7}{L_c} \quad (4.3)$$

în care ϕ_{tot} este rotirea totală a nodului în raport cu capătul stâlpului; D_1 și D_7 sunt deplasări măsurate și indicate în Figura 4-13; H și L_c sunt definiți de asemenea în Figura 4-13.

Curba moment-rotire este necesară pentru a urmări comportarea specimenelor sub efectul încărcărilor aplicate și a determina, rigiditatea, rezistența și ductilitatea. În normele de calcul existente (e.g. EN1993-1-8[22] sau SR EN 1993-1-8[61]) clasificarea îmbinărilor se face după curba $M-\phi$.

4.3.1. Rezultate încercări monotone

Încărcarea în cazul de față a fost aplicată monotonic, în control de deplasare prin intermediul actuatorului Quiro. Deformarea și deplasarea cadrului a fost monitorizată pe parcursul încercării vizual și cu ajutorul captorilor de deplasare.

În toate cazurile speci­menele au avut un comportament liniar, până la atingerea forței elastice. Curbele experimentale, moment-rotire, pentru speci­menele testate la încărcări monotone, prelucrate pe baza ecuațiilor (4.2) și (4.3), sunt prezentate în Figura 4-15.

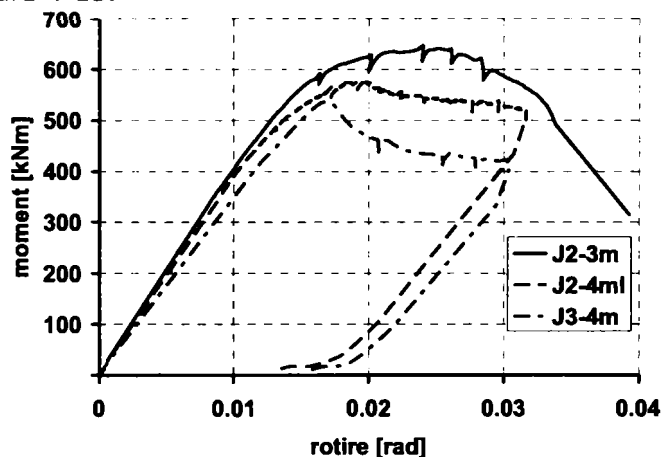


Figura 4-15: Curbe comportament încărcări monotone

Analizând Figura 4-15 se poate observa că rigiditatea inițială are valori apropiate pentru cele trei speci­mene testate la încărcări monotone. De asemenea se observă că pe lângă reducerea capacității portante prin creșterea clasei secțiunilor, apare o reducere semnificativă a capacității postelastice.

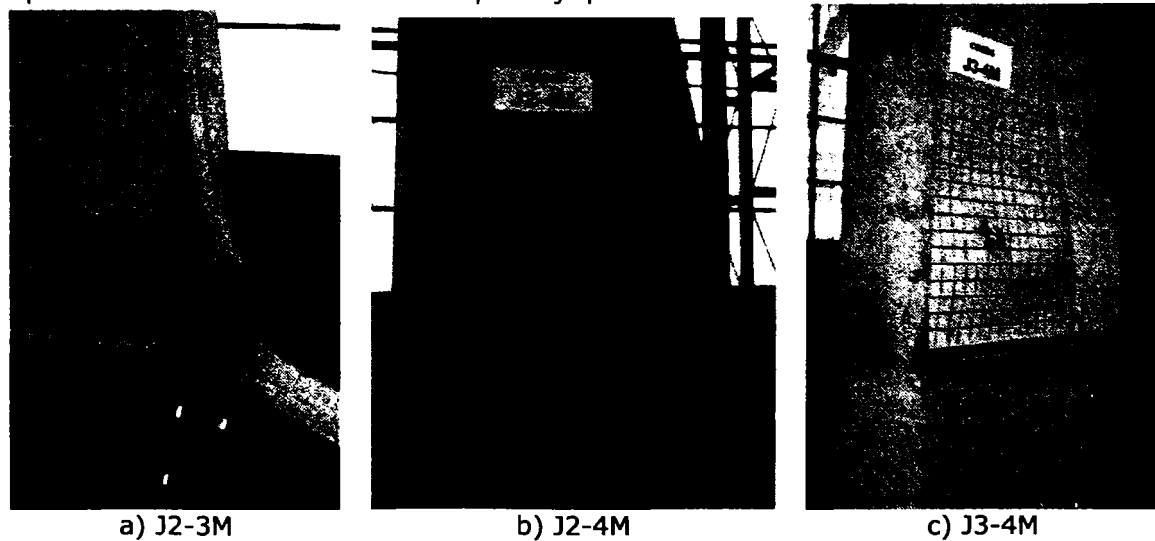
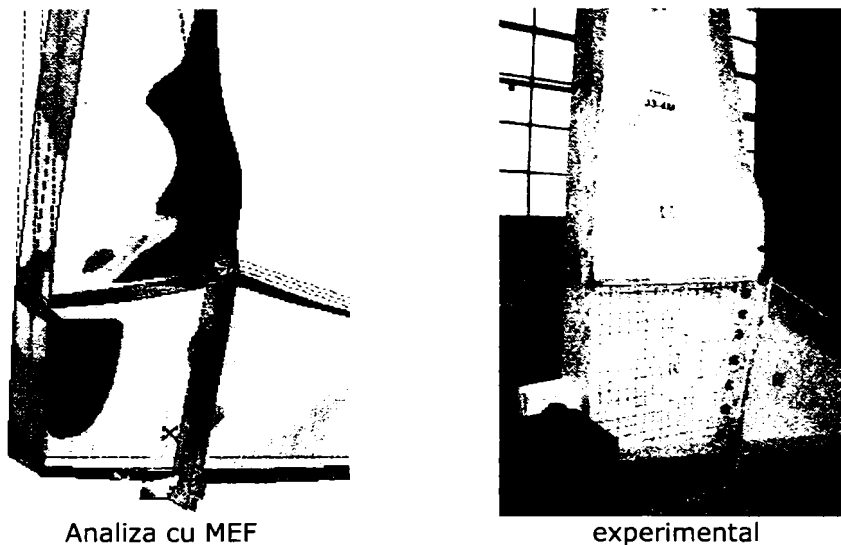


Figura 4-16: Moduri de cedare - încărcări monotone.

Modul de cedare este asemănător pentru toate speci­menele testate și anume: J2-3 cedare prin distorsiunea tălpii comprimate cuplată cu voalarea locală a inimii grinzii și încovoierea tălpilor exterioare; J2-4 cedare prin distorsiunea tălpii comprimate cuplată cu voalarea locală a inimii grinzii și încovoierea tălpilor

exterioare; J3-4 cedare prin distorsiunea tălpii comprimate cuplată cu voalarea locală a inimii grinzii și încovoierea tălpilor exterioare. S-a observat ca nu au apărut deformații ale plăcilor de capăt sau fisuri ale sudurilor dintre elementele componente. De asemenea sub efectul încărcării monotone, șuruburile au avut un comportament bun, fără a apărea întinderi în tija șurubului.



Analiza cu MEF

experimental

Figura 4-17: Comparație FEM vs experimental

Rezultatele experimentale au fost comparate cu rezultatele obținute în urma unor analize elasto-pastice neliniare prin modelarea specimenelor cu elemente de tip shell. Ca o observație punctuală: analiza cu metoda elementelor finite reprezintă foarte bine modul de concentrare a eforturilor în elemente cât și modul de cedare corespunzător configurației alese. Mai multe detalii referitoare la simulările numerice vor fi prezentate în paragraful 4.4.

Valoarea experimentală a momentului capabil al îmbinării, $M_{R,j}^{(exp)}$, rotirea corespunzătoare curgerii, $\phi_y^{(exp)}$, și rotirea ultimă, $\phi_u^{(exp)}$, au fost determinate pentru speciamele încărcate monotone. În Tabelul 4-4 sunt prezentate: momentul capabil teoretic al îmbinării (de proiectare), $M_{R,j}^{(th)}$, momentul capabil teoretic al grinzii în vecinătatea îmbinării, $M_{R,r}^{(th)}$, momentul capabil experimental al îmbinării, $M_{R,j}^{(exp)}$, rigiditatea inițială a îmbinării, $S_{j,ini}$, rotirea corespunzătoare curgerii $\phi_y^{(exp)}$ și rotirea ultimă $\phi_u^{(exp)}$.

Tabelul 4-4: Valori rezultate: moment capabil, rigiditate inițială, rotiri

Specimen	$M_{R,j}^{(th)}$ [kNm]	$M_{R,r}^{(th)}$ [kNm]	$M_{R,j}^{(exp)}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	$\phi_y^{(exp)}$ [rad]	$\phi_u^{(exp)}$ [rad]
J2-3m	495.56	551.65	573.89	123069.0	0.0061	0.0279
J2-4m	457.72	548.14	518.62	123555.0	0.0060	0.0270
J3-4m	440.59	532.66	515.22	141644.0	0.0041	0.0070

În Figura 4-18 este prezentată modalitatea de determinare a momentului capabil al speci­menelor, ca fiind punctul de intersecție dintre dreapta definită de rigiditatea inițială și o dreaptă tangentă la curba având înclinația de 10% din rigiditatea inițială. Orizontala corespunzătoare momentului capabil determină prin intersecția cu curba experimentală punctele corespunzătoare rotirii elastice și ultime.

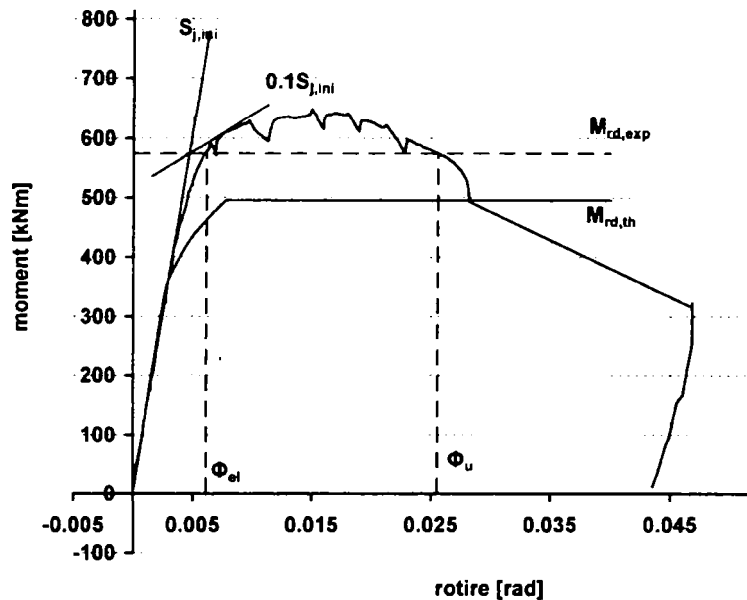


Figura 4-18: Modul de determinare a momentelor capabile și a rotirilor

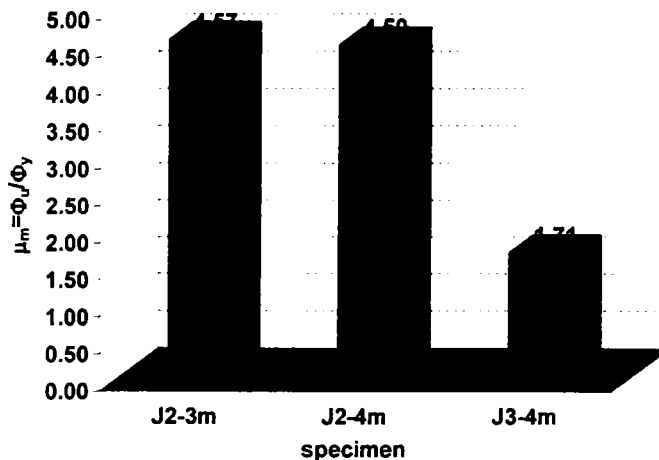


Figura 4-19: Ductilitate încărcare monotonă

Pe baza datelor din Tabelul 4-4, cu ajutorul Ecuției (4.4) a fost determinată ductilitatea corespunzătoare încărcării monotone, μ_m , și este reprezentată în Figura 4-19.

$$\mu_m = \frac{\phi_u^{(exp)}}{\phi_y^{(exp)}} \quad (4.4)$$

în care $\phi_y^{(exp)}$ este capacitatea de rotire corespunzătoare punctului de curgere iar $\phi_u^{(exp)}$ reprezintă rotirea plastică ultimă.

Se remarcă faptul că speci­me­ne­le cu tălpi de Clasa 2, indiferent de clasa inimii au o ductilitate satisfăcătoare. Reducerea zvelteții pereților din care este realizată talpa elementului, conduce la o scădere drastică a ductilității globale a speci­me­nului. Ca o concluzie preliminară, ductilitatea îmbinării nu este afectată în mare măsură de clasa inimii ci de clasa tălpilor. Mecanismul de cedare observat în toate cazurile, la încărcări monotone, este distorsiunea tălpii comprimate cuplat cu voalarea inimii (Figura 4-20).

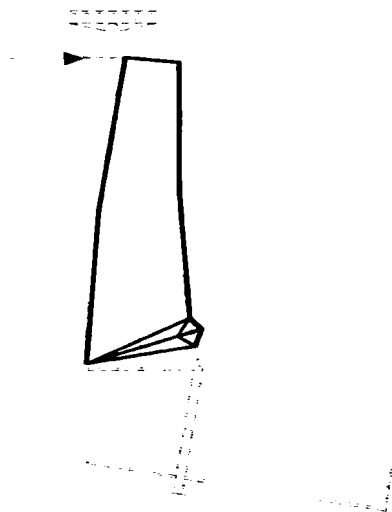


Figura 4-20: Mecanismul de cedare la încărcări monotone

4.3.2. Rezultate încercări ciclice

Încercările ciclice au fost realizate de asemenea în control de deplasare, urmărind procedura modificată de încărcare a ECCS (Figura 4-12b). S-a efectuat câte un ciclu până la atingerea unei deplasări elastice de $1.0e_y$, determinată în urma încercărilor monotone, și câte trei cicluri la $1.2e_y$, $1.4e_y$, $1.6e_y$, $1.8e_y$, $2.0e_y$, și $2.2e_y$. S-a remarcat ca în toate cazurile, $1.8e_y$ a fost ciclul în care a fost atinsă capacitatea maximă a speci­me­nului.

În cadrul încercărilor ciclice, cedarea speci­me­nului s-a înregistrat prin distorsiunea tălpii interioare cuplată cu voalarea locală și voalarea prin taiere a panoului de inimă fără a cauza însă degradarea ciclurilor pozitive (Figura 4-22). La încărcările negative, s-a înregistrat voalarea locală a panoului de inimă și încovoierea plăcii de capăt. În cazul speci­me­nului J2-4c, la cicluri repetate au apărut fisuri în panoul de inimă (mai exact cedare prin oboseala în domeniul plastic).

Comportarea îmbinărilor și modul de cedare rezultat pentru fiecare speci­me­n în parte sunt prezentate în Figura 4-22.

Curbele histeretice sunt stabile în cazul speci­me­nului J2-3c și J2-4c și sunt caracterizate de o degradare redusă a momentului capabil. Însă, această degradare este mult mai accentuată în cazul speci­me­nului J3-4c.

Datorită nesimetriei îmbinării, momentul capabil ultim nu a fost atins la încărcări negative în nici unul din cazuri.

Se remarcă un comportament diferit al speci­me­nului în funcție de direcția de

aplicare a încărcării. Dacă în cazul încărcării pozitive (aceiași direcție de aplicare a forței ca și încărcarea monotonă), avem un comportament asemănător cu cel înregistrat în cazul testelor la încărcări monotone, comportamentul la încărcări negative este complet diferit datorită configurației îmbinării. Se observă o reducere a rigidității și a capacității portante a îmbinării, șurubul de la exterior fiind foarte sollicitat. O soluție optimă pentru îmbunătățirea comportamentului ar fi, în aceasta situație, dispunerea unui șurub exterior (vezi Figura 4-21).

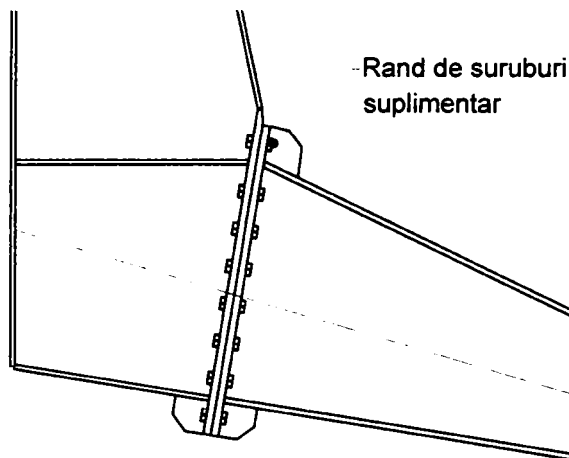


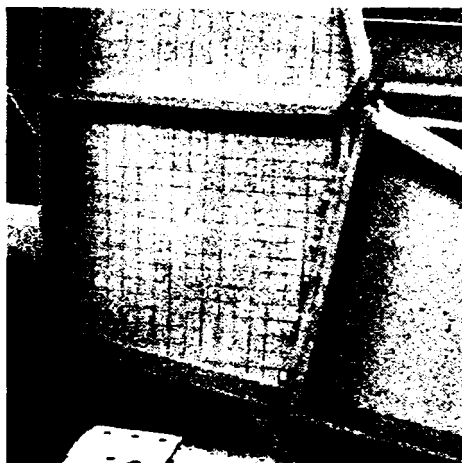
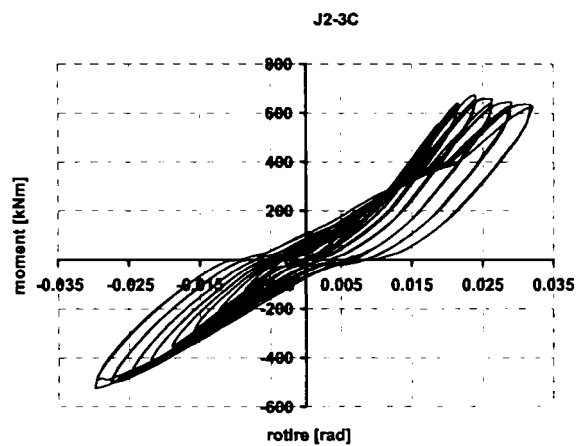
Figura 4-21: Rând suplimentar de șurubi pentru îmbunătățirea comportamentului la acțiuni ciclice

Valoarea momentului capabil al îmbinării, $M_{R,J}^{(exp)}$, rotirea corespunzătoare curgerii, $\phi_y^{(exp)}$, și rotirea ultima, $\phi_u^{(exp)}$, au fost determinate din înfășurătoarea curbelor histeretice (primul ciclu) pentru toate cazurile, urmărind aceeași procedură de determinare ca și în cazul încărcărilor monotone. Aceste valori sunt prezentate în Tabelul 4-5.

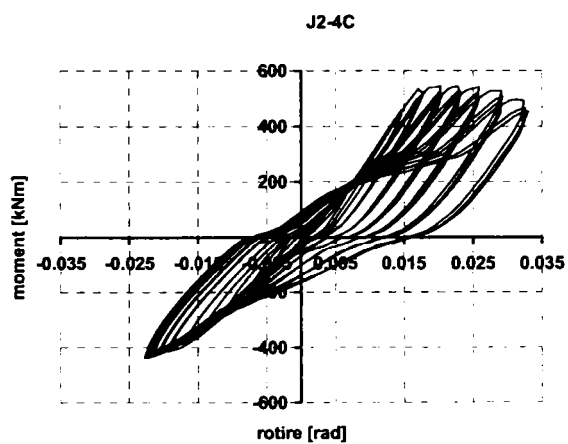
Tabelul 4-5: Momente capabile, rotiri încercări ciclice

Specimen	$M_{R,J}^{(exp)}$ [kNm]	$\phi_y^{(exp)}$ [rad]	$\phi_u^{(exp)}$ [rad]
J2-3c	613.23	0.00917	0.02367
J2-4c	495.42	0.00917	0.02413
J3-4c	468.39	0.01712	0.01870

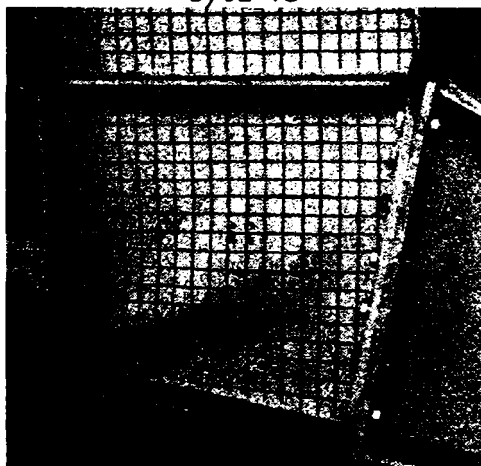
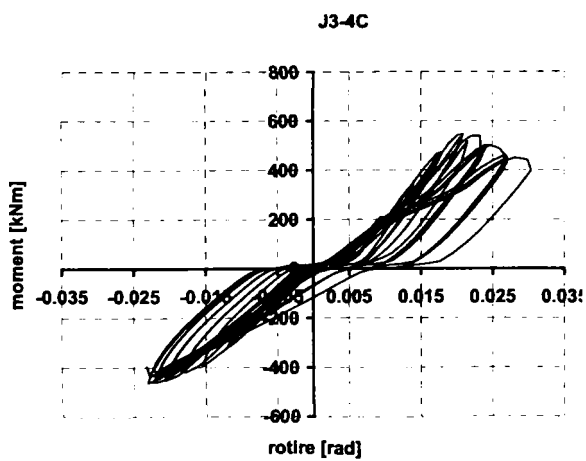
Ductilitatea ciclică a fost determinată pe baza datelor din Tabelul 4-5, a Ecuației (4.4), și este prezentată în Figura 4-23. Se observă o reducere semnificativă a ductilității față de cea obținută în cazul încărcărilor monotone.



a) J2-3C



b) J2-4C



c) J3-4C

a)

b)

Figura 4-22: Comportarea speciimenelor la încărcări ciclice: a) curba moment-rotire; b) mod de cedare)

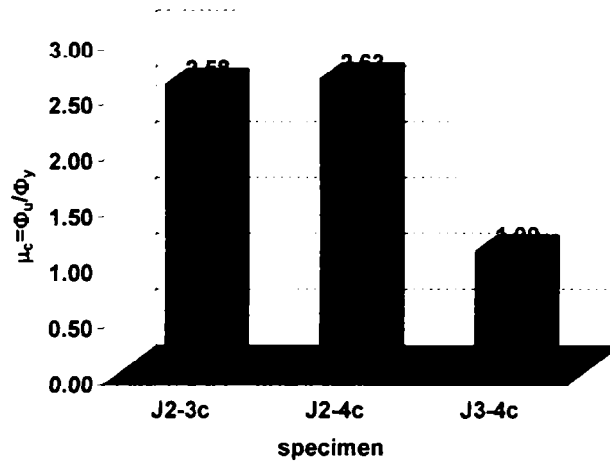


Figura 4-23: Ductilitate încărcare ciclică

4.3.3. Influența diferitelor componente în rotirea totală a îmbinării

În urma testelor experimentale s-a observat că acele componente care influențează rotirea totală a îmbinării sunt: rotirea panoului de inimă la tăiere și rotirea grinzii, datorată distorsiunii tălpii comprimate cuplată cu voalarea locală a inimii.

Distorsiunea panoului de inimă la tăiere, γ , are două componente, γ_1 și γ_2 , (Figura 4-24). Oricum este destul de dificil de estimat valoarea acestor componente separat, de aceea unghiul de distorsiune a panoului de inimă se va determina simplificat cu ajutorul ecuației (4.5). Validitatea formulei a fost demonstrată în repetate rânduri, printre care amintim Stratan (2004).

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + (D_{rel5} - D_{rel6})}{2 \cdot a \cdot b} \quad (4.5)$$

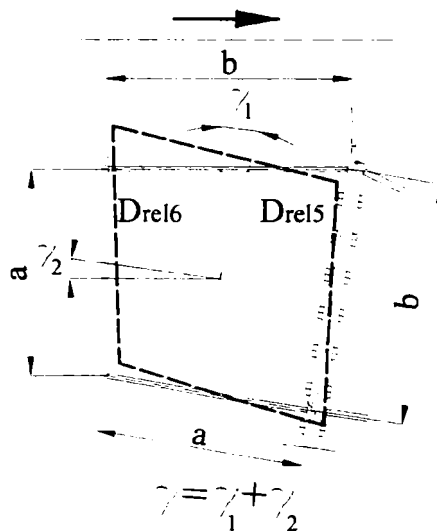


Figura 4-24: Definierea rotirii panoului de inimă a nodului

Rotirea grinzii, datorata distorsiunii tălpii comprimate cuplata cu voalarea locala a inimii, poate fi determinata folosind deplasările relative D_{rel1} și D_{rel2} (Figura 4-25), pe baza următoarei formule:

$$\phi_r = \frac{(D_{rel1} - D_{rel2})}{h} \quad (4.6)$$

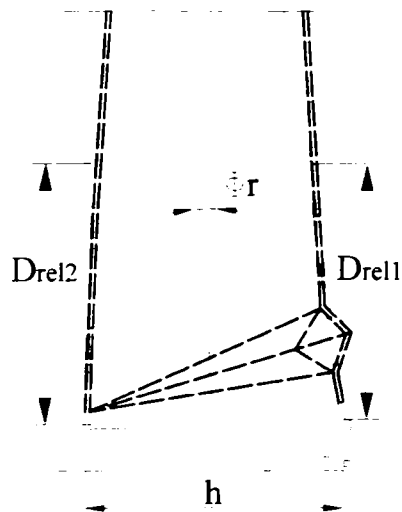


Figura 4-25: Definirea rotirii panoului de inimă a grinzii

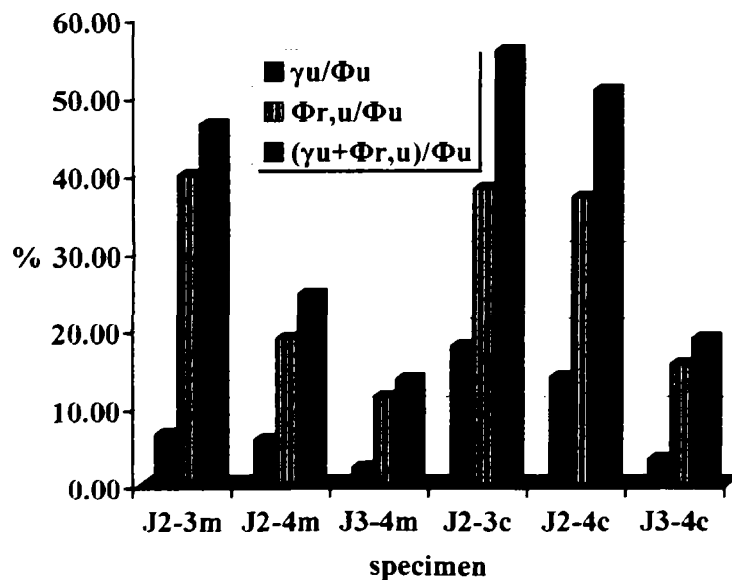


Figura 4-26: Influenta diferitelor componente in rotirea totala a îmbinării

În Figura 4-26 sunt prezentate valorile rotirii panoului de inimă la tăiere și rotirea grinzii, raportate la rotirea totală a nodului. Comparând valorile lui γ cu Φ_r se observă căa panoul de inimă al îmbinării are o contribuție redusă în comparație cu cea a grinzii la rotirea totală a îmbinării. Mai mult, se înregistrează o diferență

semnificativă între valorile componentelor la tipul de încărcare aplicat, monoton sau ciclic. Contribuția componentelor luate în calcul fiind mai mare în cazul încărcării aplicate ciclic.

4.4. Program de simulări numerice

Testele experimentale, mai ales pe specimene cu gabarite mari (adică la scară naturală), sunt în general costisitoare atât din punct de vedere al timpului alocat și al forței de muncă implicată, dar și din punct de vedere al materialelor consumate. O alternativă la testele experimentale o reprezintă simulările numerice care se transpun în calcul, la modul cel mai realist, toate efectele ce intervin în derularea testelor experimentale.

În acest scop comportarea îmbinărilor s-a simulat prin analize elasto-plastice cu elemente finite, utilizând elemente de tip SHELL43 în cadrul programului Ansys 8.0. Elementele de tip SHELL43 au fost folosite pentru discretizarea specișnelor realizate din tablă, acestea fiind elemente cu caracteristici plastice și capacități mari de deformare. Pentru a simula cât mai bine realitatea, discretizarea s-a făcut la un nivel de detaliere ridicat, fiind prevăzute rigidizări ale plăcii de capăt, rigidizări ale inimii grinzii. Au fost discretizate plăcile de capăt pentru ambele elemente componente, riglă și stâlp, și prevăzute goluri pentru șuruburi. Între plăcile de capăt au fost introduse elemente de contact de tip Conta52, care simulează un contact de tipul „point-to-point” (adică fiecărui punct de pe fața unui element aflat în contact cu alt element îi corespunde un punct pe fața celui de al doilea element). Specișnelor analizate au fost aceleași ca și în cazul programului experimental, având dimensiunile prezentate în Tabelul 4-2. Discretizarea îmbinărilor pentru analizele neliniare este prezentată în Figura 4-27.

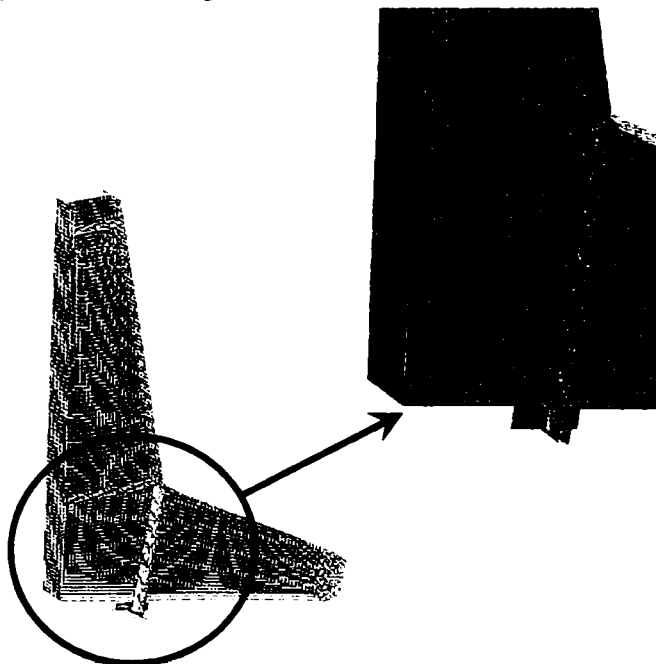


Figura 4-27: Discretizarea îmbinărilor pentru analiza cu MEF

Comportarea materialului – oțel S275 (OL44) s-a modelat printr-o curbă elasto-perfect plastică (Figura 4-28). Nodurile au fost încărcate static cu forță distribuită pe lățimea tălpii, la distanța de 2020 mm față de axa neutră a stâlpului.

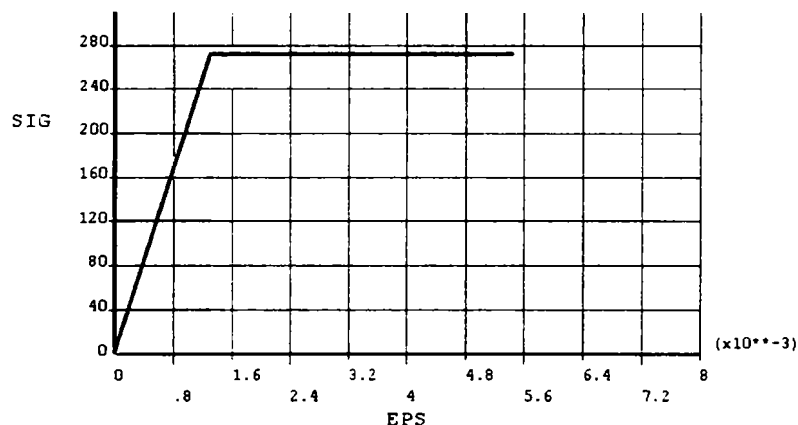


Figura 4-28: Curba de material σ - ϵ

Schema statică este identică cu cea prezentată la testele experimentale (Figura 4-11a) și anume a fost prevăzută o articulație fixă la baza stâlpului (dreapta) și o articulație mobilă la capătul de sus al grinzii. Imperfecțiunea specimenului a fost aplicată după primul mod propriu de flambaj elastic, magnitudinea acesteia fiind determinată în concordanță cu prevederile EN1993-1-3[19], pentru elemente cu pereți subțiri.

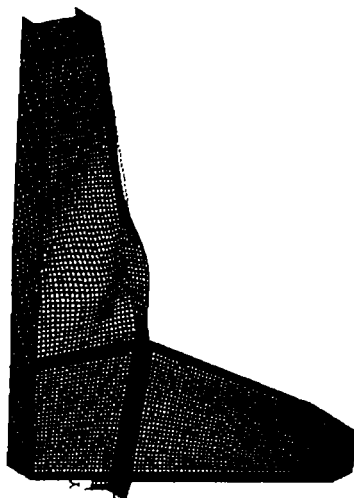


Figura 4-29: Imperfecțiuni considerate în analiza numerică

Analizele realizate cu elemente finite au condus la moduri de cedare asemănătoare sub efectul încărcărilor monotone și anume: distorsiunea tălpii comprimate a grinzii și voalarea locală (mecanism local plastic) a inimii grinzii. În Figura 4-30 sunt prezentate modurile de cedare ale specimenelor în urma analizelor efectuate și curbele de comportament ale acestora în termeni de forță și deplasare. Comparând rezultatele obținute pe cele două căi, experimental și analiza nelinieară elasto-plastică se observă o similitudine foarte bună între acestea.

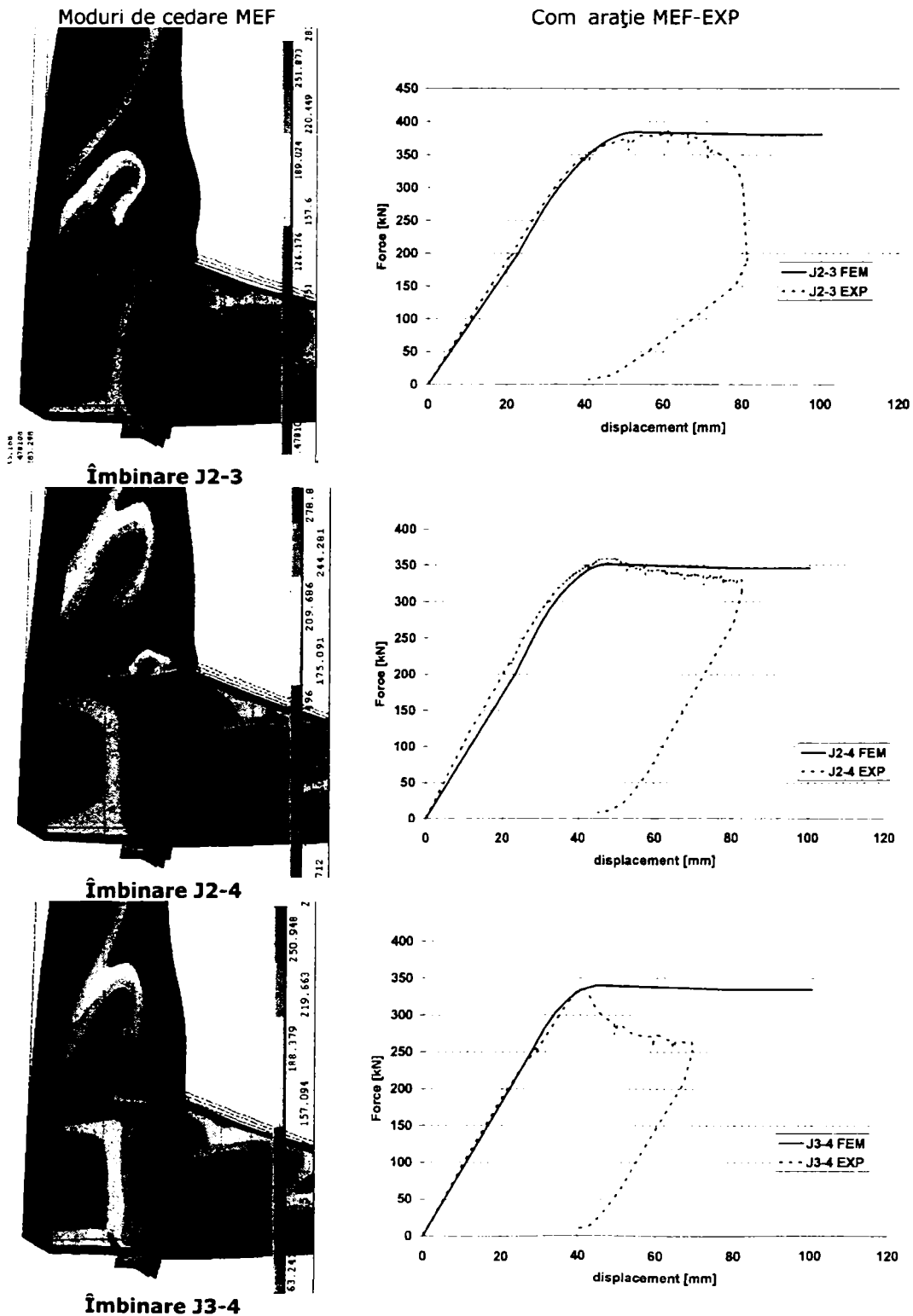


Figura 4-30: Moduri de cedare și comparație MEF – experimental

4.5. Concluzii

Testele experimentale prezentate în cadrul acestui capitol au fost efectuate pe specimene scara naturală în cadrul laboratorului de încercări al Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor.

Specimenul J2-4 a prezentat o ductilitate bună la încărcări ciclice, rezultatele experimentale încurajând utilizarea unei asemenea configurații.

În toate cazurile cedarea îmbinărilor s-a înregistrat la ciclurile pozitive, după atingerea momentului capabil. Cedarea a avut loc prin distorsiunea tălpii interioare cuplata cu voalarea locală a inimii grinzii, iar în cazul specișenelor cu inima de clasa 4 acestea au fost acompaniate de distorsiunea la taiere a panoului de inimă a nodului.

Au fost înregistrate valori comparabile ale momentelor capabile la încercări monotone și ciclice.

Rigiditatea inițială a îmbinării nu este influențată nici de clasa inimii, nici de tipul de încărcare.

În ce privește rotirea totală a îmbinării, influența rotirii panoului îmbinării este redusă, sursa principală a deformației plastice fiind grinda (distorsiunea tălpii cuplată cu voalarea locală a inimii). Au fost înregistrate valori mai reduse ale ductilității specișenelor la încărcări ciclice, în raport cu cele obținute la încărcări monotone.

În urma analizelor neliniare s-au obținut rezultate aproximativ identice atât din punct de vedere al modului de cedare cât și din punct de vedere al curbei forță-deplasare. Acest aspect recomandă folosirea analizelor numerice detaliate (mai puțin costisitoare) ca o alternativă la încercările experimentale.

5.APLICAREA METODEI COMPONENTELOR PENTRU CARACTERIZAREA COMPORTĂRII ÎMBINĂRILOR RIGLĂ-STÂLP LA CADRE METALICE PARTER CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4

5.1. Metoda componentelor

5.1.1. Introducere

Metoda componentelor este în momentul de față, metoda de calcul cea mai utilizată pentru dimensionarea îmbinărilor între elementele structurilor metalice, principiile de aplicare regăsindu-se în EN1993-1.8[20] (pentru structurile metalice) și în EN1994-1[21] (pentru structurile mixte). Ea poate fi aplicată la majoritatea îmbinărilor realizate prin sudură și/sau șuruburi. Metoda componentelor poate fi prezentată ca o aplicație a binecunoscutei metode a elementelor finite pentru calculul îmbinărilor structurale. Ca o caracteristică a metodei, nodul este considerat ca un tot unitar, fiind studiat în consecință. Particularitatea metodei componentelor constă în considerarea oricărei îmbinări ca un set de „componente individuale”.

În cazul particular al cadrelor metalice portal (îmbinare cu placa de capăt extinsă, supusă la moment încovoietor și forță axială) componentele relevante sunt următoarele (vezi Figura 5-1):

- inima stâlpului la întindere (1);
- placa de capăt a stâlpului la încovoiere (2);
- talpa stâlpului la compresiune (3);
- inima riglei la compresiune (4);
- inima riglei la întindere (5);
- placa de capăt a riglei la încovoiere (6);
- rigidizările de pe rigla la compresiune (7);
- panoul de inima al riglei la forfecare (8);
- rândul de șuruburi din stânga la întindere (9).

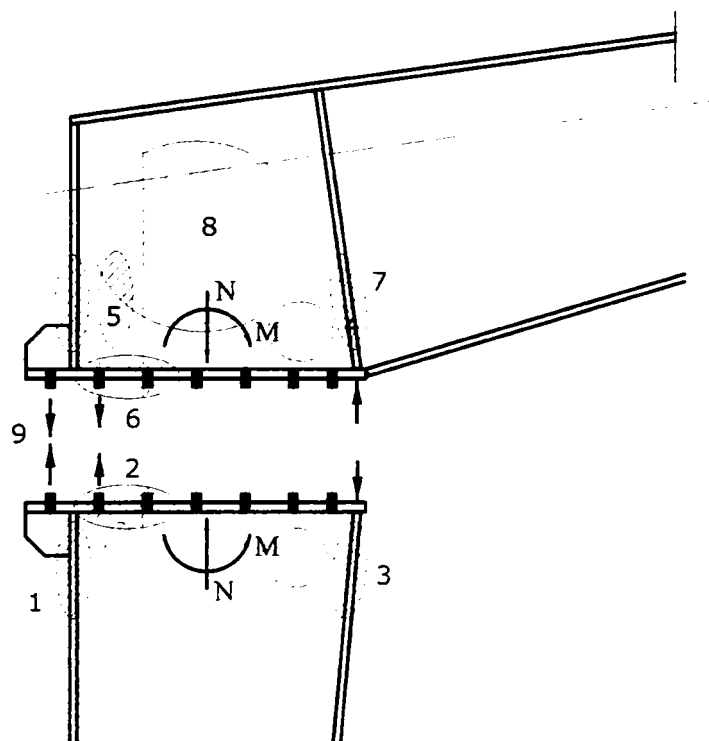


Figura 5-1: Componentele unei îmbinări rigla-stâlp

Se observă din cele prezentate anterior că sudura între elementele componente ale îmbinării nu este considerată ca o componentă a acesteia. Deoarece deformarea acesteia este mult redusă în comparație cu cea a elementelor componente, iar rezistența îmbinării nu trebuie să fie condiționată de rezistența cordoanelor de sudură.

În elementele îmbinării se disting trei tipuri de eforturi, acestea corespunzând celor trei zone care apar în îmbinare, datorita eforturilor din elemente îmbinate, și anume: o zona întinsă, o zona comprimată și una forfecată. Fiecare din componentele prezentate anterior posedă o rezistență și o rigiditate la compresiune, întindere și forfecare. Coexistența câtorva componente în cadrul aceluiași nod (spre exemplu în cazul de față panoul de inimă al riglei, care este solicitat în același timp la compresiune, tensiune și forfecare) poate conduce la interacțiunea eforturilor rezultând în final o variație a rezistenței și rigidității pentru fiecare componenta în parte.

5.1.2. Etapele metodei componentelor

Aplicarea metodei componentelor constă în mai mulți pași și anume:

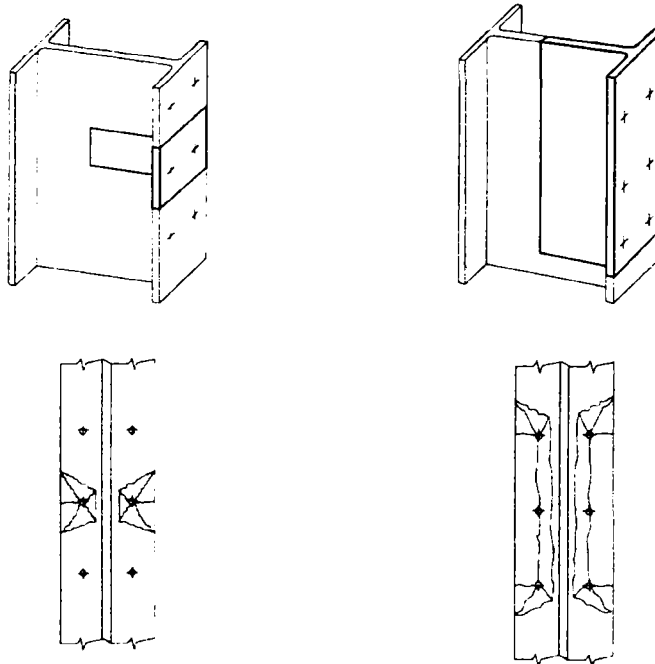
- identificarea componentelor necesare studiului îmbinării între elementele considerate;
- evaluarea caracteristicilor de rezistență și/sau rigiditate pentru fiecare componentă în parte (rigiditate inițială, rezistență de calcul);

- asamblarea componentelor în vederea determinării rezistenței și/sau a rigidității și trasarea curbei de comportament moment-rotire pentru întreaga îmbinare.

Prima etapă este direct dependentă de caracteristicile geometrice a ansamblului și identificarea celor trei zone: de compresiune, întindere și forfecare. Cea de-a doua etapă presupune o cunoaștere suficient de amănunțită a modului de comportare a componentelor individuale. Componentele tratate până în momentul de față de prevederile din EN1993-1.8[20] sunt prezentate în paragraful 5.1.3. Fiecare componentă a întregii îmbinări posedă rezistența proprie la întindere, compresiune și/sau forfecare independent de modul de solicitare a nodului. În general rezistența unei componente raportată la o anumită solicitare, nu depinde de valoarea acestei solicitări: Spre exemplu cazul șuruburilor, la care rezistența nu depinde de efortul de întindere la care șurubul este solicitat.

Mai mult, coexistența solicitărilor de forfecare, compresiune și întindere în cazul panoului de inimă al riglei și interacțiunea dintre acestea este tratată în EN1993-1.8[20] individual pentru fiecare componentă de bază în parte și anume: panoul de inimă la forfecare; panoul de inimă la întindere și panoul de inimă la compresiune. Pentru a ține cont de interacțiunea dintre acestea în EN 1993-1.8[20] este prevăzută o reducere a capacității portante a nodului cu 10%, valoarea indicată fără a fi determinată experimental sau analitic.

De asemenea se consideră că rezistența anumitor componente ar putea fi condiționată de așa numitul fenomen „de grup”, iar cedarea nodului s-ar putea produce pe un tronson grupat și nu pe unul individual. În Figura 5-2 sunt ilustrate cele două tipuri de mecanisme de cedare și anume „individual” și „de grup”. Predominanța apariției fenomenului „de grup” în detrimentul celui „individual” este în strânsă legătură cu distanța dintre șuruburi dar depinde în aceeași măsură și de caracteristicile geometrice și mecanice a componentelor nodului.



a) componente individuale

b) componente grupate

Figura 5-2: Tipuri de mecanisme plastice

Ultima etapă constă în asamblarea componentelor, în vederea determinării rigidității și rezistenței, se bazează pe distribuția eforturilor interne în componentele de bază, pe baza modelului mecanic considerat cel mai reprezentativ pentru îmbinarea considerată.

Asamblarea componentelor este după cum s-a descris mai sus, ultima parte a metodei componentelor. După cum indică și numele, această etapă constă în asamblarea componentelor individuale pentru a determina proprietățile mecanice ale nodului. Relația între proprietățile componentelor și cele ale nodului, se bazează pe așa numita „distribuție a eforturilor interne în nod”. Pentru un anumit set de eforturilor externe, ce acționează în nod, se va determina modul în care aceste eforturi vor fi distribuite între componentele constituente, efortul la care fiecare componentă de bază este supusă fiind denumit „efort intern”.

Toate acestea se aplică nu doar nodurilor structurii, cât și în orice secțiune transversală a grinzii sau stâlpului. Distribuția eforturilor interne se face pentru a determina rigiditatea și nivelul de rezistență la încovoiere, forfecare, torsiune și/sau compresiune și întindere axială.

Distribuția eforturilor interne trebuie făcută într-un mod rațional, iar din punct de vedere teoretic trebuie să îndeplinească următoarele cerințe:

- eforturile interne, rezultate în urma distribuției, trebuie să fie în echilibru cu sollicitările externe ce acționează în secțiunea respectivă;
- compatibilitatea deplasărilor între părțile constituente ale secțiunii transversale - denumite componente în cazul unui nod - trebuie respectată;
- fiecare parte a secțiunii transversale trebuie să poată transfera mai departe eforturile interne la care este supusă;
- nu va fi depășită în nici un caz capacitatea de deformare a fiecărei părți a secțiunii transversale.

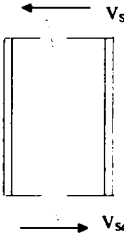
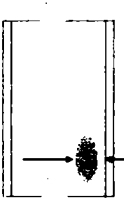

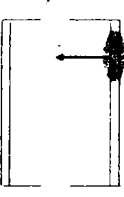
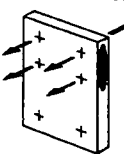
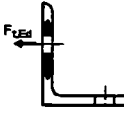

5.1.3. Componentele de bază conform EN1993-1.8 și legea moment-rotire

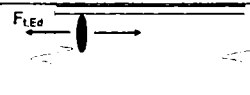
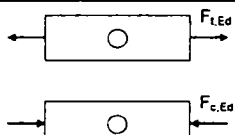

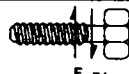
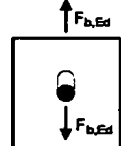
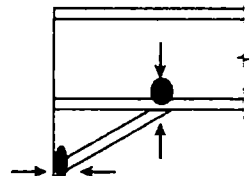
Metoda componentelor apare pentru prima dată în Anexa J a ENV 1993-1 iar mai apoi se transformă în EN1993-1.8 Part 1.8 „Design of Joints”[20] și tratează calculul îmbinărilor structurilor metalice, supuse la încovoiere. Armonizarea normelor românești cu cele europene a condus la apariția unei versiuni traduse în limba română în anul 2006 și publicată de ASRO: SR EN1993-1-8[61]: Proiectarea structurilor de oțel. Proiectarea îmbinărilor”.

Componentele de bază în cazul îmbinărilor realizate cu șuruburi și tratate în EN1993-1.8[20] sunt prezentate în Tabelul 5-1. Normativul propune de asemenea determinarea rezistențelor caracteristice și a rigidității pentru fiecare componentă de bază. În acest fel, primele două etape ale metodei componentelor au fost realizate (identificarea și determinarea caracteristicilor), pasul ultim constând în asamblarea componentelor în vederea determinării modului de comportare a nodului studiat. Metoda componentelor permite determinarea analitică a rigidității inițiale și a momentului rezistent de calcul. Aceste două caracteristici sunt suficiente pentru definirea curbei moment-rotire a nodului, curba convențională de comportament adoptată de EN1993-1.8[20] fiind cea prezentată în Figura 5-3.

Evaluarea rezistențelor de calcul și a rigidităților pentru componentele prezentate în Tabelul 5-1 se face folosind formulele de calcul existente în EN1993-1.8[20].

Tabelul 5-1: Componente de bază ale nodului (EN 1993-1.8)

Nr. crt.	Componente	
1	Panoul inimii stâlpului la tăiere	
2	Inima stâlpului la compresiune transversală	
3	Inima stâlpului la întindere transversală	
4	Talpa stâlpului la încovoiere	
5	Placa de capăt la încovoiere	
6	Corniera de talpă la încovoiere	
7	Talpa și inima grinzii sau stâlpului la compresiune	

Nr. crt.	Componente	
8	Inima riglei la întindere	
9	Tabla la întindere sau compresiune	
10	Șuruburi la întindere	
11	Șuruburi la forfecare	
12	Șuruburi la presiune pe gaură (pe tălpile grinzii, tălpile stâlpului, placa de capăt sau corniere)	
13	Grindă prevăzută cu vută	

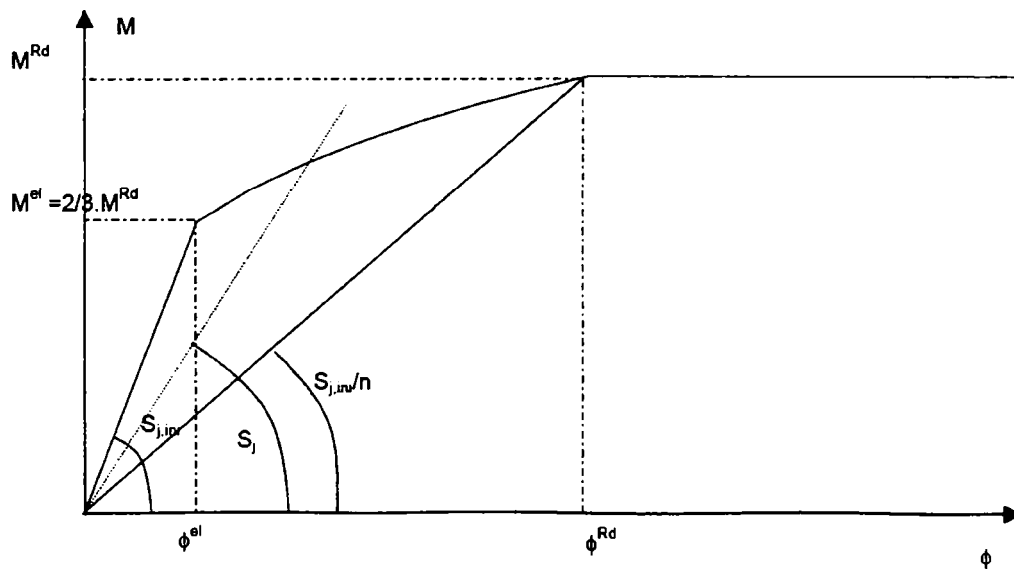


Figura 5-3: Curba moment-rotire convențională

Rigiditatea secanta S_j este funcție de momentul rezistent de calcul, de rigiditatea inițială, de momentul aplicat și de un coeficient ψ , care ține cont de tipul îmbinării. Momentul elastic este definit empiric și este considerat ca fiind egal cu două treimi din momentul rezistent de calcul.

5.1.4. Determinarea rigidității inițiale

Rigiditatea inițială $S_{j,ini}$ se determină pornind de la deformarea componentelor de bază ale nodului. Componenta elastică a fiecărei componente de bază este reprezentată de un resort. Relația forță-deplasare a unui resort este evaluată cu:

$$F_i = E \cdot k_i \cdot \Delta_i \quad (5.1)$$

unde:

- F_i valoarea forței în resortul i ;
- E modulul de elasticitate a oțelului;
- k_i coeficientul de rigiditate axială a resortului i ;
- Δ_i deformația resortului i .

În Figura 5-4 sunt ilustrate aceste resorturi pentru cazul unei îmbinări riglă-stâlp realizată cu șuruburi și placă de capăt extinsă. Numerele asociate fiecărui resort corespund numărului de componentă regăsită în EN1993-1.8, și respectiv rândului de bulon considerat.

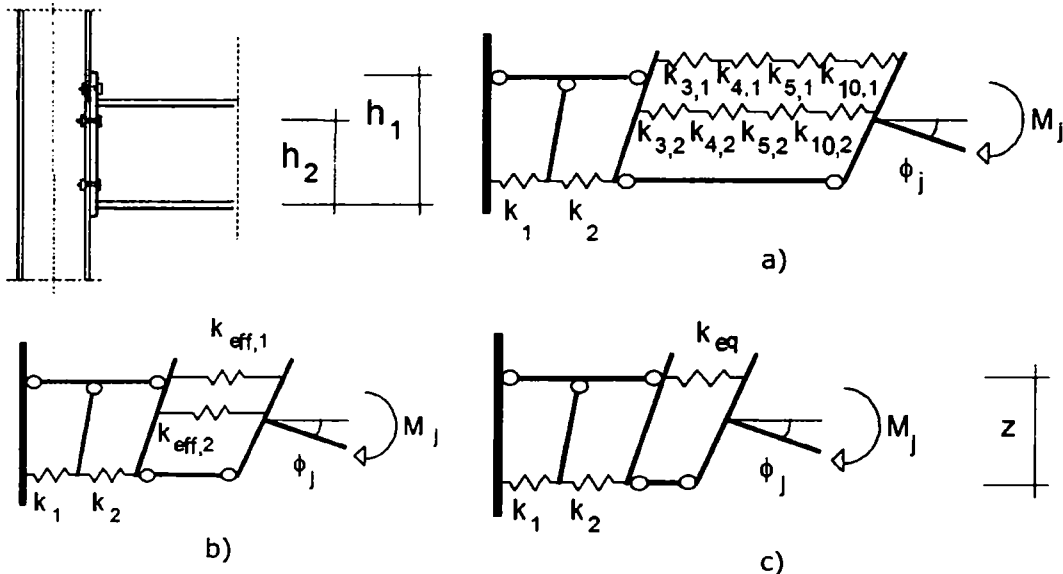


Figura 5-4: Modelul resorturilor pentru o îmbinare cu placa de capăt extinsă

Figura 5-4 b) ilustrează resortul echivalent, la nivelul unui rând de șuruburi, care înglobează resorturile corespunzătoare fiecărei componente de bază la nivelul unui rând de șuruburi. Astfel resorturile corespunzătoare plăcii de capăt la încovoiere, șurubului la întindere, tăpii stâlpului la încovoiere și inimii stâlpului la întindere sunt combinate pentru a forma un resort efectiv pentru fiecare rând de șuruburi, având o rigiditate $k_{eff,r}$ (r reprezentând rândul de șuruburi considerat). În Figura 5-4 c) resorturile efective sunt înlocuite de un resort echivalent de rigiditate unică k_{eq} , acționând la nivelul brațului de pârghie z . În cele ce urmează sunt prezentate formulele pentru determinarea rigidității efective k_{eff} și a rigidității echivalente k_{eq} , ținând cont de schema din Figura 5-4.

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (5.2)$$

$$z = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} \quad (5.3)$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}{z} \quad (5.4)$$

Pe baza rigidității determinate conform (5.2) și (5.4), rigiditatea inițială a nodului se obține prin înlocuirea rotirii ϕ cu:

$$\phi = \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_{eq}}{z} \quad (5.5)$$

rezultând:

$$S_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi} = \frac{F \cdot z}{\sum \Delta_i} = \frac{F \cdot z^2}{E \cdot \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (5.6)$$

Dacă forța axială N_{Ed} în elementele îmbinate nu depășește 5% din rezistența de calcul a secțiunii transversale $N_{pl,Rd}$, rigiditatea la rotire S_j a unui nod grindă-stâlp, corespunzător unui moment $M_{j,Ed}$ mai mic decât momentul rezistent de calcul $M_{j,Rd}$ se obține cu relația:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}} \quad (5.7)$$

unde:

- k_i este coeficientul de rigiditate al componenteii i a nodului
- z brațul de pârghie;
- μ este raportul dintre rigiditățile $S_{j,ini} / S_j$

Raportul rigidităților μ se determină cu ajutorul următoarelor relații:

$$\mu = 1 \quad \text{dacă} \quad M_{j,Ed} \leq 2/3 \cdot M_{j,Rd} \quad (5.8)$$

$$\mu = \left(1,5 \cdot M_{j,Ed} / M_{j,Rd}\right)^\psi \quad \text{dacă} \quad 2/3 \cdot M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (5.9)$$

Valorile coeficientului ψ sunt date în Tabelul 5-2

Tabelul 5-2: Valorile coeficientului ψ

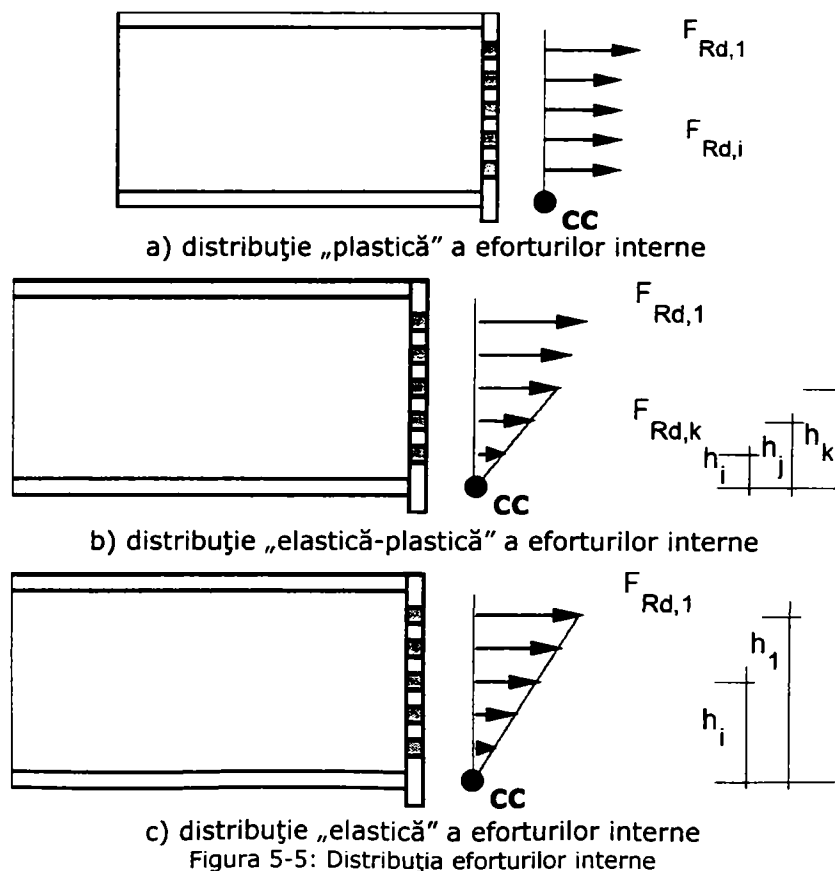
Tipul îmbinării	ψ
Sudată	2,7
Placă de capăt cu șuruburi	2,7
Corniere de tălpi cu șuruburi	3,1
Placă de bază a stâlpului	2,7

5.1.5. Determinarea momentului rezistent

Determinarea momentului rezistent de calcul se bazează pe aplicarea teoremelor statice. La nivelul șuruburilor pot fi identificate trei tipuri de distribuție ale eforturilor interne și anume:

- o distribuție „plastică” (Figura 5-5 a);
- o distribuție „elasică” (Figura 5-5 c);
- o distribuție „elasică-plastică” (Figura 5-5 b)

Distribuția va depinde în mare măsură de capacitatea de deformare a componentelor nodului.



Distribuția plastică a eforturilor interne, prezentată în Figura 5-5a se dezvoltă progresiv de la rândul superior de șuruburi spre rândul inferior de șuruburi, asta numai dacă există o capacitate suficientă de deformare a componentelor. În EN1993-1.8[20] se presupune ca există o capacitate de deformare suficientă a unui rând de șuruburi dacă:

- rezistența de calcul $F_{Rd,i}$ se datorează cedării inimii grinzii la întindere
sau
- rezistența de calcul $F_{Rd,i}$ se datorează cedării inimii stâlpului la întindere
sau
- rezistența de calcul $F_{Rd,i}$ se datorează cedării plăcii de capăt
și
- rezistența de calcul $F_{Rd,i} \leq 1,9B_{t,Rd}$, în care $B_{t,Rd}$ reprezintă rezistența unui șurub.

Aceste criterii își au originea în cercetările realizate de Jaspart (1999)[38]. Momentul rezistent de calcul este determinat ca fiind suma produselor dintre efortul interior de la nivelul fiecărui bulon și brațul acestuia (eq. (5.10)). Aceste brațe sunt determinate ca fiind distanțele de la centrul de compresiune (CC) la axa rândului de șuruburi considerat.

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^n F_{Rd,i} \cdot h_i \quad (5.10)$$

În anumite cazuri (vezi Figura 5-5b), distribuția plastică a eforturilor este întreruptă datorită lipsei capacității de deformare a ultimului rând de șuruburi, în care s-a atins deja rezistența de calcul ($F_{Rd,k} > 1,9B_{t,Rd}$) și este condiționată de cedarea șurubului sau a plăcii de capăt. La rândurile de șuruburi situate sub rândul de șuruburi k , distribuția eforturilor este liniară. Momentul rezistent în acest caz se evaluează cu:

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^k F_{Rd,i} \cdot h_i + \sum_{i=k+1}^n h_i \cdot \min\left(\frac{h_i \cdot F_{Rd,k}}{h_k}; F_{Rd,i}\right) \quad (5.11)$$

Distribuția „elastică” a eforturilor prezentată în Figura 5-5c este un caz particular al distribuției „elastice-plastice”, la care în primul rând de șuruburi a fost atinsă rezistența și prezintă un comportament ne-ductil. Această distribuție se aplică cu precădere la nodurile având grosimi mari ale plăcii de capăt și ale tălpii stâlpului. În acest caz ecuația (5.11) se aplică considerând $k=1$.

Cele trei tipuri de distribuții ar putea fi limitate în cazul atingerii rezistenței la compresiune, F_{cr} , în talpa și inima grinzii sau la atingerea rezistenței la compresiune a inimii grinzii și a rezistenței la forfecare a panoului de inimă. În acest caz momentul rezistent de calcul se va determina similar pe baza formulelor de calcul prezentate anterior, doar că se vor lua în considerare un număr limitat de

rânduri de șuruburi. În acest interval valoarea rezistenței la compresiune se determină:

$$\sum_{i=1,n} F_i = F_{c,Rd} \quad (5.12)$$

unde:

- n este numărul ultimului rând de șuruburi în care apar eforturi de întindere;
- F_i reprezintă efortul de întindere în rândul i ;
- $F_{c,Rd}$ reprezintă minimumul dintre rezistența de calcul la compresiune a tălpii și a inimii grinzii, dintre rezistența de calcul la compresiune a inimii grinzii și rezistența de calcul la forfecare a panoului de inimă, dacă aceste componente sunt active.

Rezistența de calcul a unui rând de șuruburi i , $F_{Rd,i}$, utilizată în formulele precedente, reprezintă rezistența minimă a componentelor la nivelul rândului de șuruburi considerat. Mai mult, pentru resorturile corespunzătoare fiecărei componente de bază, amplasate în serie (vezi Figura 5-4a), rezistența resortului efectiv i (vezi Figura 5-4b) este condiționată de componenta cea mai slabă. Această rezistență trebuie să țină cont și de apariția fenomenului de grupare la apariția mecanismului de cedare, prezentat în paragrafele anterioare (Figura 5-2). Distribuția eforturilor la rândurile de șuruburi se face ținând cont de faptul că aceluiși rând de șuruburi nu i se va atribui o încărcare mai mare decât cea pe care o poate transfera acel rând de buloane.

Metoda componentelor poate fi utilizată pentru evaluarea capacității de deformare a unui nod dacă se cunoaște capacitatea de deformare a fiecărei componente active. Se consideră că un nod are o capacitate de rotire suficientă pentru un calcul plastic dacă momentul de calcul rezistent al nodului este definit de una din următoarele componente de bază:

- panoul de inimă la forfecare;
- talpa stâlpului la încovoiere;
- placa de capăt a grinzii la încovoiere.

În ultimele două cazuri, trebuie limitată în același timp grosimea tălpii stâlpului cât și grosimea plăcii de capăt, pentru a evita ruperea fragila a șurubului.

5.2. Particularități ale îmbinărilor la forță axială și moment încovoietor

5.2.1. Generalități.

Metoda componentelor reprezintă o procedură de calcul binecunoscută pentru evaluarea proprietăților de calcul a îmbinărilor structurale. Este folosită ca referință în EN 1993 și EN 1994, pentru dimensionarea îmbinărilor structurilor metalice și respectiv mixte, dar poate fi aplicată și pentru alte tipuri de configurații a îmbinărilor.

În cadrul metodei componentelor fiecare nod este considerat ca fiind alcătuit dintr-un set de elemente, denumite componente. Proprietățile mecanice a acestor componente cum ar fi deformația elastică, rezistența de calcul și capacitatea de

deformare sunt evaluate prin intermediul unor modele consacrate de calcul. Proprietățile componentelor fiind mai apoi asamblate, în final rezultând proprietățile mecanice ale întregului nod, și anume: rigiditatea la rotire, momentul rezistent de calcul, modul de cedare și capacitatea de rotire.

În consecință, caracterizarea proprietăților unui nod, utilizând metoda componentelor, implică trei pași succesivi: identificarea componentelor de bază; evaluarea proprietăților mecanice a acestor componente și asamblarea componentelor.

5.2.2. Îmbinări structurale supuse la moment încovoietor M și forță axială N

În majoritatea cazurilor, îmbinările riglă-stâlp sunt supuse pe lângă încovoiere și forfecare, la eforturi de compresiune și întindere. Aceste eforturi suplimentare au o influență semnificativă asupra rigidității la rotire, asupra momentului rezistent de calcul și a capacității de rotire a nodului. Aceste este și motivul pentru care aplicarea lui EN 1993-1.8[20] este limitată pentru noduri în care forța axială ce acționează în îmbinare, N_{Sd} , trebuie să fie mai mică decât 5% din rezistența de calcul la forță axială a grinzii îmbinate, $N_{pl,Rd}$:

$$\left| \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right| \leq 0,05 \quad (5.13)$$

Unde:

N_{Sd} este efortul axial de calcul;

$N_{pl,Rd}$ rezistența de calcul la forță axială a grinzii îmbinate.

Se consideră că sub această limită comportarea nodului nu este influențată semnificativ de forța axială. De asemenea trebuie subliniat faptul că această valoare a fost aleasă în mod arbitrar și nu este justificată științific.

Limitarea de 5% poate fi respectată în majoritatea cazurilor în care îmbinarea riglă-stâlp se realizează între elementele structurilor multietajate, dar nu și în cazul îmbinărilor elementelor cadrelor metalice parter cu rigla în pantă (Figura 5-6).



Figura 5-6: Îmbinare riglă-stâlp la cadre metalice parter cu rigla în pantă

În cazul în care condiția (5.13) nu este satisfăcută, în EN 1993-1.8 se consideră că diagrama de interacțiune moment-forța axială este definită de linia ce unește următoarele 4 puncte: rezistența la moment încovoietor pozitiv și negativ în absența forței axiale și respectiv rezistența axială la întindere și compresiune în absența momentului încovoietor (Figura 5-7).

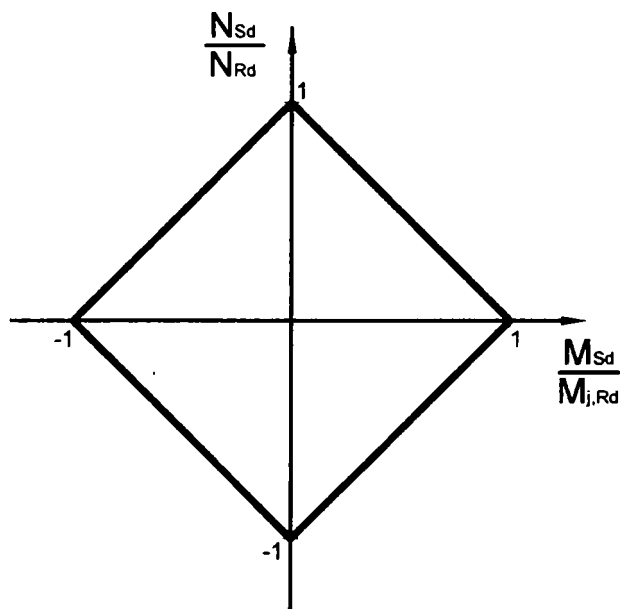


Figura 5-7: Curba de interacțiune M-N

Aceste prevederi sunt puse sub semnul întrebării, iar pentru a dezvolta o procedură de proiectare îmbunătățită în concordanță cu metoda componentelor - care este încă valabilă atâta timp cât comportamentul componentelor este independent de tipul de încărcare aplicat întregului nod - se cere o nouă procedură de asamblare a componentelor pentru a acoperi acțiunea combinată a momentului încovoietor și a forței axiale. Dificultatea în acest sens rezultă din modificarea listei de componente active în nod, în concordanță cu importanța relativă a momentului încovoietor și a forței axiale și bineînțeles în concordanță cu semnele forțelor aplicate în nod. Aceste probleme au fost investigate la Universitatea din Liege prin intermediul unui amplu program experimental și analitic de către Cerfontaine & Jaspert (2003)[8].

În cazul interacțiunii dintre momentul încovoietor și forța axială este important modul în care sunt activate componentele de bază în funcție de intensitatea încărcărilor aplicate în nod. Considerând o îmbinare riglă-stâlp cu placă de capăt extinsă supusă la moment încovoietor și forță axială (Figura 5-8) există două distribuții posibile ale eforturilor interne în nod:

- una corespunzând unui moment încovoietor predominant (Figura 5-9a);
- cea de a doua corespunzând unei forțe axiale predominante (Figura 5-9b);

Pentru un moment încovoietor predominant, forțele de compresiune se dezvoltă în vecinătatea tălpii inferioare a riglei îmbinate, iar forțele de întindere sunt transferate prin intermediul șuruburilor întinse, componentele activate fiind: inima stâlpului la întindere, talpa stâlpului la încovoiere, placa de capăt la încovoiere,

șuruburile la întindere, inima grinzii la întindere, inima stâlpului la compresiune, talpa grinzii la compresiune.

În cazul unei forțe axiale predominante, partea superioară a îmbinării tinde să transfere eforturi de compresiune. Rândurile de șuruburi nu mai sunt active la întindere, componentele activate fiind: inima stâlpului la compresiune, talpa grinzii la compresiune, inima stâlpului la întindere și talpa grinzii la întindere.

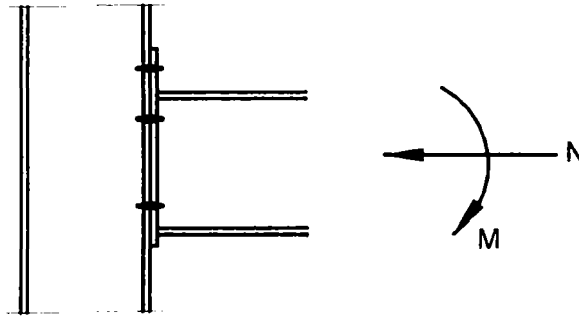
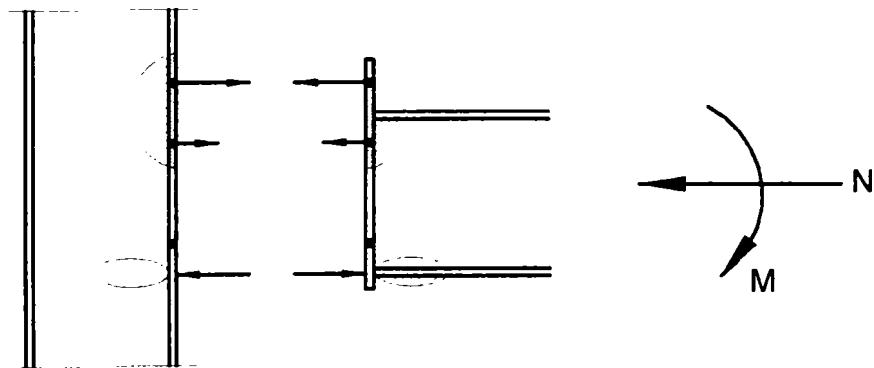
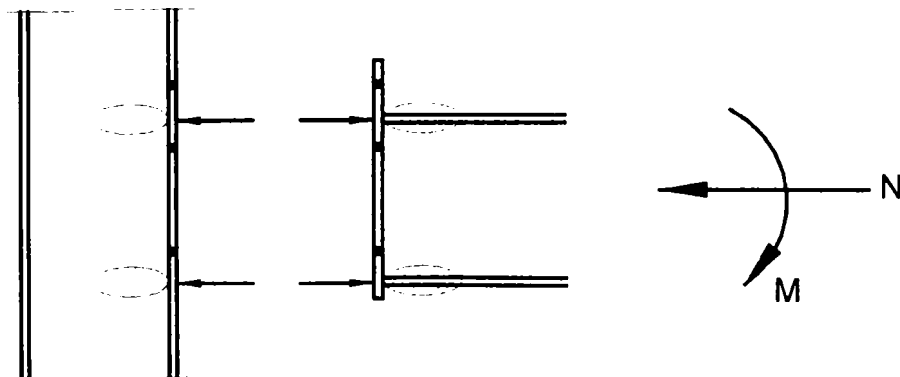


Figura 5-8: Îmbinare supusă la moment încovoiator și forță axială



a) M predominant



b) N predominant

Figura 5-9: Distribuția eforturilor interne în funcție de raportul M/N

5.2.3. Modelul mecanic propus de Cerfontaine & Jaspert (2003)[8]

În vederea investigării comportamentului îmbinărilor cu șuruburi sub efectul cuplat al momentului încovoietor și al forței axiale, la Universitatea din Liege s-a desfășurat un amplu studiu experimental și analitic. Modelul mecanic dezvoltat în acest sens a fost utilizat și în cadrul unui program de calcul al îmbinărilor, bazat pe utilizarea metodei componentelor, realizat de asemenea la universitatea mai sus amintită de către Cerfontaine și Jaspert (2003)[8] (Figura 5-10). Modelul permite determinarea, într-o manieră numerică, a răspunsului nodului riglă-stâlp, solicitat la eforturi axiale și încovoiere.

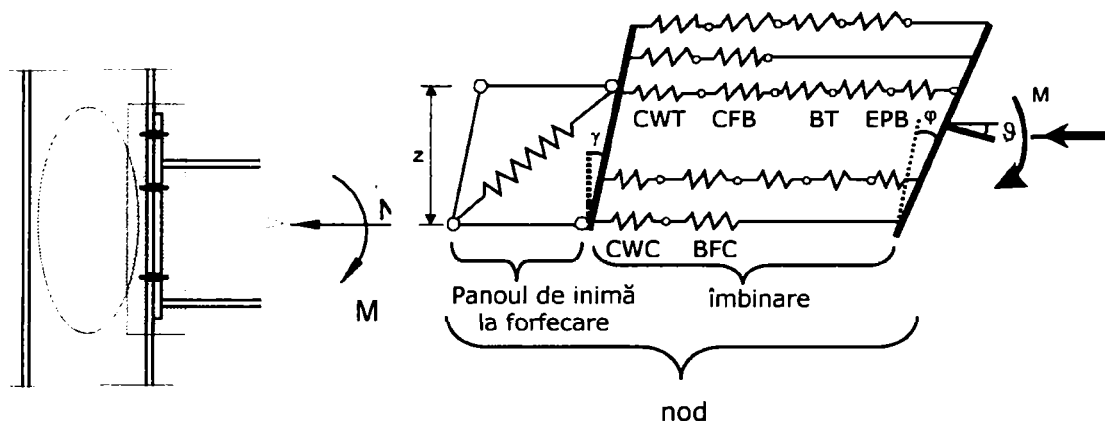


Figura 5-10: Modelul mecanic propus de Cerfontaine și Jaspert

Modelul propus conduce la activarea următoarelor componente: CWT - inima stâlpului la întindere; CFB - talpa stâlpului la încovoiere; BT - șurubul la întindere; EPB - placa de capăt la încovoiere; BWT - inima grinzii la întindere; CWC - inima stâlpului la compresiune; BFC - talpa grinzii la compresiune.

În acest model, fiecare componentă a nodului este reprezentată de un resort elastic caracterizat de o curbă neliniară $F-\Delta$, unde F și Δ reprezintă forța ce acționează în componenta considerată, respectiv deplasarea acesteia. Dacă ar fi să urmărim definițiile date în EN 1993-1.8[20], nodul ar fi alcătuit dintr-o îmbinare solicitată la moment încovoietor și forță axială și panoul de inimă a stâlpului la forfecare.

Exista două caracteristici particulare ale metodei componentelor ce trebuie analizate cu mare atenție și anume:

- „efectele grupate” (Figura 5-2b): aceste efecte apar îndeosebi în cazul îmbinărilor realizate cu placă de capăt la care eforturile de întindere între elemente sunt transmise prin intermediul șuruburilor, cauzând printre altele încovoierea plăcii de capăt și/sau încovoierea tălpii stâlpului. Datorită eforturilor de întindere din șurub, în placa de capăt se dezvoltă un mecanism plastic de cedare. Dacă distanța dintre rândurile de șuruburi este suficient de mare, în placa de capăt vor apărea linii de curgere separate în jurul unui șurub, conducând la un mecanism individual de cedare (Figura 5-2a). Dacă distanța dintre rândurile de șuruburi este mică, în placa de capăt vor apărea linii de curgere cuplate în jurul mai multor șuruburilor, conducând la un mecanism

grupat de cedare (Figura 5-2a). Apariția efectelor grupate afectează în aceeași măsură și următoarele componente: inima stâlpului la întindere – CWT și inima grinzii la întindere BWT.

- „interacțiunea componentelor”: acest fenomen are loc între componentele stâlpului unde interacționează trei tipuri de eforturi: eforturile de forfecare în panoul de inimă, eforturi longitudinale datorate încărcărilor axiale și a momentului încovoietor din stâlp, și eforturi transversale datorate încărcărilor aplicate nodului (inima stâlpului la întindere – CWT; inima stâlpului la compresiune – CWC; și panoul de inimă a stâlpului la forfecare).

5.3. Evaluarea caracteristicilor îmbinărilor aplicând metoda componentelor.

5.3.1. Determinarea diagramei de interacțiune pentru îmbinare

Caracterizarea îmbinărilor riglă-stâlp a cadrelor metalice parter având secțiuni variabile de clasă 3 și 4 se face prin intermediul curbei moment-rotire. La rândul ei curba moment-rotire este trasată utilizând un program de calcul dezvoltat de Cerfontaine și Jaspert la Universitatea din Liege. Programul de calcul a fost dezvoltat în timp, are la bază metoda componentelor și ține cont de interacțiunea dintre momentul încovoietor și forța axială. Mai mult decât atât, este un program destinat în exclusivitate activităților de cercetare deoarece permite introducerea caracteristicilor mecanice a materialului, individual pentru fiecare componentă a îmbinării în parte și anume: talpa stâlpului, inima stâlpului, placa de capăt a stâlpului, șuruburi, talpa grinzii, inima grinzii, rigidizările panoului de inimă a grinzii, placa de capăt a grinzii, etc. În cele ce urmează se va face o scurtă trecere în revistă a modului de lucru a programului.

Definiții și convenții

Diagrama de interacțiune definește o suprafață limită dată de rezistența nodului, iar pentru a fi asigurată rezistența întregii îmbinări momentul încovoietor și forța axială, ce formează o pereche de valori, trebuie să rămână în interiorul acestei diagrame.

În prezenta lucrare se va prezenta cazul general al unei îmbinări realizate cu placă de capăt extinsă cu șuruburi, având un număr de N_b rânduri de șuruburi prin care sunt transferate eforturile de întindere. Pot fi identificate două zone active poziționate la mijlocul tălpii superioare, respectiv inferioare a grinzii (Figura 5-10) și care activează suplimentar următoarele componente: talpa și inima grinzii la compresiune și inima stâlpului la compresiune. Acest efect conduce la un număr convențional de $n=N_b+2$ de rânduri de șuruburi prin intermediul cărora eforturile sunt transmise de la grindă la stâlp. În mod convențional forțele de întindere se asumă a fi pozitive sau egale cu zero, iar cele de compresiune negative sau egale cu zero. Toate rândurile de șuruburi se notează de la 1 la n începând cu primul rând de șuruburi (Figura 5-11).

În Figura 5-11 este ilustrată o îmbinare cu șuruburi realizată cu placă de capăt extinsă având un număr de $N_b=4$ șuruburi. Cinematica problemei este

următoarea: forța de compresiune din rândul nr. 2 este egală cu zero, în timp ce în rândul de șuruburi 1 și 3 este diferită de zero, iar „mecanismul de grup” ia în considerare doar rândurile de șuruburi 1,3,4.

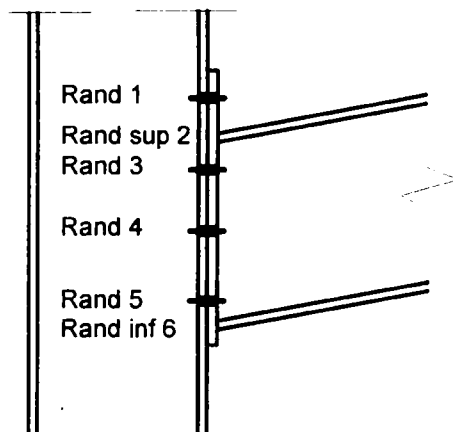


Figura 5-11: Numerotarea rândurilor de șuruburi

Ecuatiile de echilibru pentru nod și excentricitatea încărcării

Evaluarea rezistenței nodului, bazată pe aplicarea teoremei statice, necesită existență unui echilibru la cedare între distribuția eforturilor interne și forțele externe aplicate. Pentru o îmbinare supusă la eforturi de încovoiere (M) și axiale (N), condiția de echilibru static se va scrie:

$$M = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i \quad N = \sum_{i=1}^n F_i \quad (5.14)$$

în care F_i reprezintă forța în rândul i de șuruburi iar h_i fiind brațul forței respective. Brațul este definit ca fiind distanța verticală dintre axa grinzii, unde eforturile M și N sunt aplicate, și axa șurubului (valorile h_i sunt pozitive pentru rândurile de șuruburi situate deasupra axei neutre a grinzii). Momentul încovoietor și forța axială aplicată sunt conectate prin conceptul de excentricitate a încărcării după cum urmează (valorile pozitive ale momentului M și ale forței axiale N sunt definite în Figura 5-10):

$$M = e \cdot N \quad (5.15)$$

Criteriul de rezistență

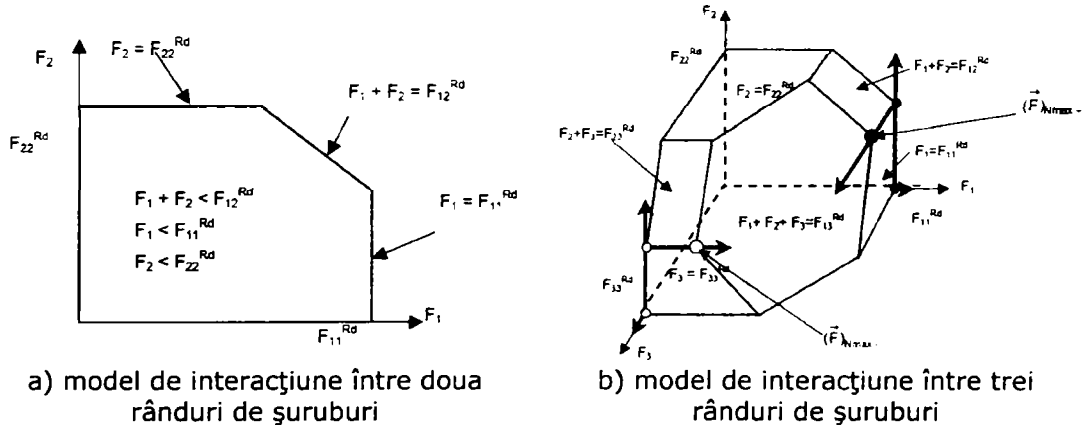
În conformitate cu principiile teoremei statice, rezistența fiecărui rând de șuruburi (care este egală cu rezistența celei mai slabe componente) nu poate fi depășită. Totul pare simplu atâta timp cât se consideră rezistența individuală a fiecărui rând de șuruburi, dar în realitate în nod se dezvoltă fenomenul de „grupare” a efectelor. Astfel s-a considerat că, toate rândurile de șuruburi $[m,p]$ în care apar efectele de grupare sunt considerate ca un rând echivalent fictiv având un braț de pârghie echivalent și o rezistență a grupului egală cu cea a celei mai slabe componente. În concluzie, criteriul de rezistență pentru fiecare rând aparținând grupului fictiv $[m,p]$, pentru fiecare componentă constitutivă α poate să fie scris:

$$\sum_{i=m}^p F_i \leq F_{mp}^{Rd,\alpha} \quad m = 1 \dots p; p = m, m+1, \dots, n \quad (5.16)$$

în care $F_{mp}^{Rd,\alpha}$ reprezintă rezistența componentei α corespunzătoare grupului de șuruburi de la m la p ; în cazul în care m este egal cu p , $F_{mp}^{Rd,\alpha}$ reprezintă rezistența individuală a componentei α a rândului m .

Acest criteriu de rezistență poate fi derivat pentru fiecare componentă constitutivă a unui rând de șuruburi, iar rezistența finală pentru grupul de șuruburi $[m,p]$, notată cu F_{mp}^{Rd} , poate fi definită ca fiind minimul valorilor $F_{mp}^{Rd,\alpha}$.

În Figura 5-12 este ilustrată situația prezentată anterior pentru cazul interacțiunii între două rânduri de șuruburi (a) și respectiv între trei rânduri de șuruburi (b) dar care acoperă și cazul cel mai general al unei îmbinări cu n număr de șuruburi.



a) model de interacțiune între două rânduri de șuruburi

b) model de interacțiune între trei rânduri de șuruburi

Figura 5-12: Moduri de interacțiune între rândurile de șuruburi

Definirea criteriului de cedare pentru întregul nod

Detalii referitoare la aplicarea teoremei statice pentru o îmbinare cu n rânduri de șuruburi sunt date în Teza de doctorat a lui Cerfontaine (2003)[7] intitulată "Etude de l'interaction entre moment de flexion et effort normal dans les assemblage boulonne". Aplicarea teoremei statice conduce la următoarea definiție și trasarea diagramei de interacțiune M-N: Criteriul de interacțiune la cedare între momentul încovoietor (M) și forța axială (N) este descrisă de un set de $2n$ segmente paralele, panta fiecărui segment fiind egală cu valoarea brațului de pârghie (h_k), iar în lungul acestor segmente, valoarea forței (F_k) variază de la 0, la unul din capete, până la valoarea maximă a rezistenței rândului de șuruburi respectiv la celălalt capăt. Diagrama de interacțiune se va obține astfel:

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (5.17)$$

$$\text{unde: } F_i^c = \max(F_i^{Rd+}, 0) \quad \text{daca } i < k \quad (5.18)$$

$$F_i^c = \min(F_i^{Rd-}, 0) \quad \text{daca } i > k \quad (5.19)$$

$$\text{sau: } F_i^c = \min(F_i^{Rd-}, 0) \quad \text{daca } i < k \quad (5.20)$$

$$F_i^c = \max(F_i^{Rd-}, 0) \quad \text{daca } i > k \quad (5.21)$$

$$\text{cu: } F_i^{Rd+} = \min\left(F_{mi}^{Rd} - \sum_{j=m}^{i-1} F_j^{Rd+}, m = 1 \dots i\right) \quad i < k \quad (5.22)$$

$$F_i^{Rd-} = \min\left(F_{im}^{Rd} - \sum_{j=i+1}^m F_j^{Rd-}, m = i \dots n\right) \quad i > k \quad (5.23)$$

Rezistența rândului de șuruburi i (F_i^{Rd+} și F_i^{Rd-}) diferă pentru i mai mic decât k (obținând F_i^{Rd+}) sau mai mare decât k (obținând F_i^{Rd-}). În Figura 5-12b este prezentată procedura de evaluare a valorilor F_i^{Rd+} și F_i^{Rd-} în cazul unei îmbinări unde se grupează trei rânduri de șuruburi. Punctele din Figura 5-12 reprezintă pașii succesivi pentru evaluarea valorilor F_i^{Rd+} și F_i^{Rd-} . În Figura 5-13 este prezentată un exemplu de diagramă generală capabilă de interacțiune moment - forță axială (M-N) corespunzătoare unei îmbinări cu 4 rânduri de șuruburi, asemănătoare celei prezentate în Figura 5-11.

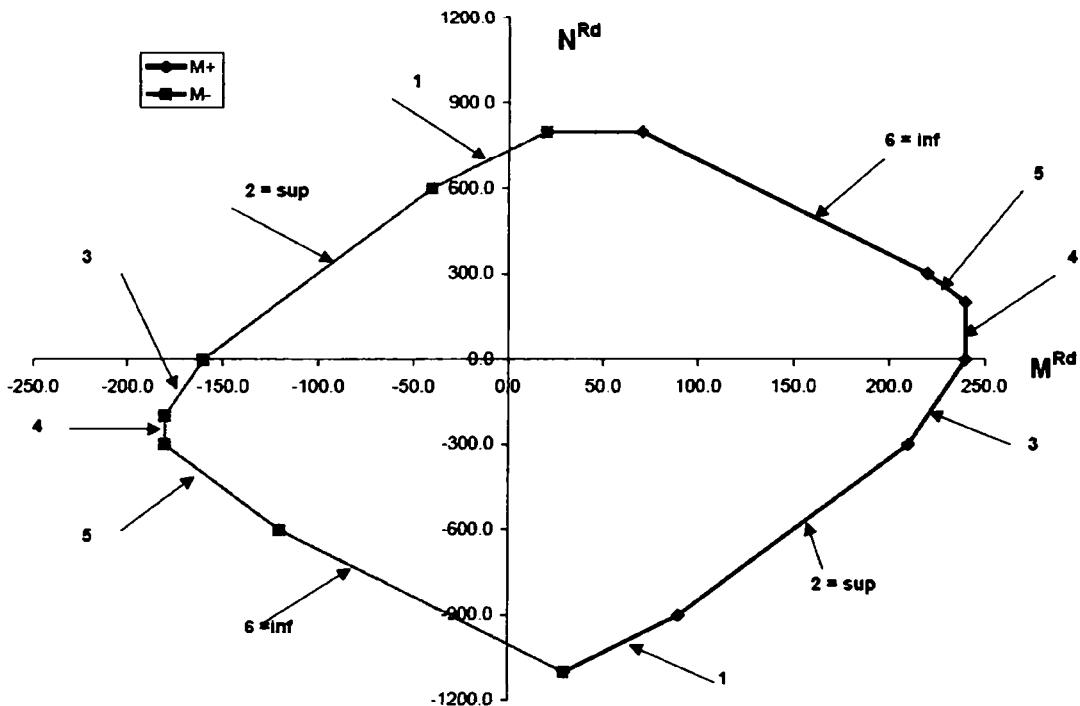


Figura 5-13: Exemplu de diagrama de interacțiune M-N (Cerfontaine 2003)[7].

5.3.2. Comparație metoda componentelor teste experimentale.

Pentru a putea face o comparație a rezultatelor obținute prin utilizarea programului dezvoltat la Universitatea din Liege, au fost selectate un număr de îmbinări pentru care există deja date experimentale. De asemenea, cu această

ocazie s-a făcut o verificare suplimentară a testelor experimentale realizate pe noduri riglă-stâlp având secțiuni variabile zvelte. Testele experimentale, realizate în laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor sunt prezentate detaliat în Capitolul 4 al prezentei lucrări.

Dimensiunile geometrice ale îmbinărilor analizate sunt prezentate în Tabelul 5-3 și grafic în Figura 5-14. În același tabel sunt trecute și clasa secțiunii elementelor componente: inima și talpa stâlpului; inima și talpa grinzii. Caracteristicile de material au fost determinate în urma unor teste de tracțiune pe specimene extrase din nonele neafectate de deformații ale nodurilor încercate. rezultatele acestor teste sunt prezentate detaliat în Capitolul 4 al prezentei lucrări. În cadrul programului de calcul pentru fiecare grosime de material au fost folosite caracteristicile mecanice obținute în urma testelor de tracțiune.

Tabelul 5-3: Dimensiuni geometrice

Nod	stâlp						riglă					
	h_c	b_c	$t_{f,c}$	$t_{w,c}$	cl- t_s	cl- i_s	h_b	b_b	$t_{f,b}$	$t_{w,b}$	cl- t_b	cl- i_b
j2-3	650	240	15	8	2	3	650	200	12	8	2	3
j2-4	700	240	15	6	2	4	700	200	12	6	2	4
j3-4	700	280	12	6	3	4	700	230	10	6	3	4

unde: h_c - înălțimea stâlpului; b_c - lățimea tăpii stâlpului; $t_{f,c}$ - grosimea tăpii stâlpului; $t_{w,c}$ - grosimea inimii stâlpului; cl- t_s - clasa tăpii stâlpului; cl- i_s - clasa inimii stâlpului; h_b - înălțimea grinzii; b_b - lățimea tăpii grinzii; $t_{f,b}$ - grosimea tăpii grinzii; $t_{w,b}$ - grosimea inimii grinzii; cl- t_b - clasa tăpii grinzii; cl- i_b - clasa inimii grinzii i.

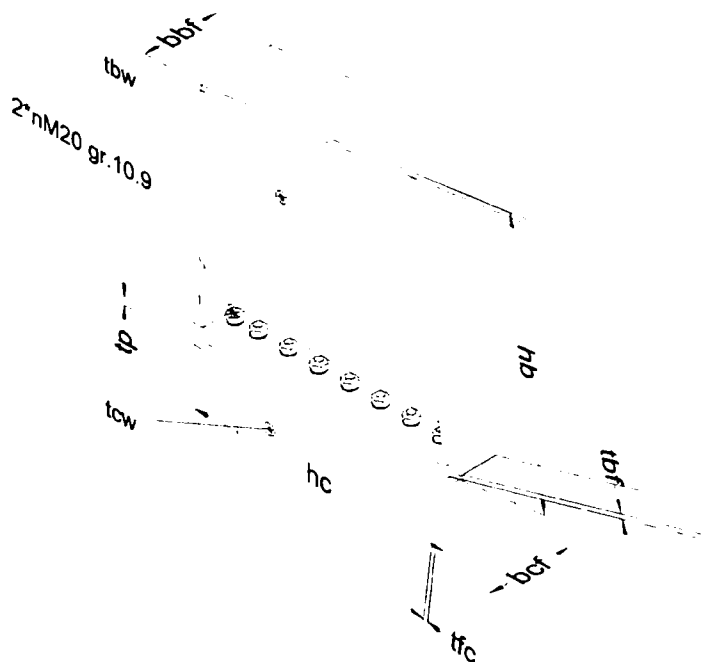


Figura 5-14: Caracteristici dimensionale îmbinări

În Figura 5-15 și Tabelul 5-4 sunt prezentate rezultatele obținute pe cale experimentală și analitic folosind metoda componentelor. Se observă că valorile, în termeni de moment rezistent al îmbinării, sunt puțin diferite, cele experimentale având valori mai mari. Dacă ar fi să vorbim în termeni de rigiditate a îmbinării, valorile experimentale și cele analitice sunt comparabile, chiar se suprapun în unele cazuri, oricum diferența dintre acestea este nesemnificativă.

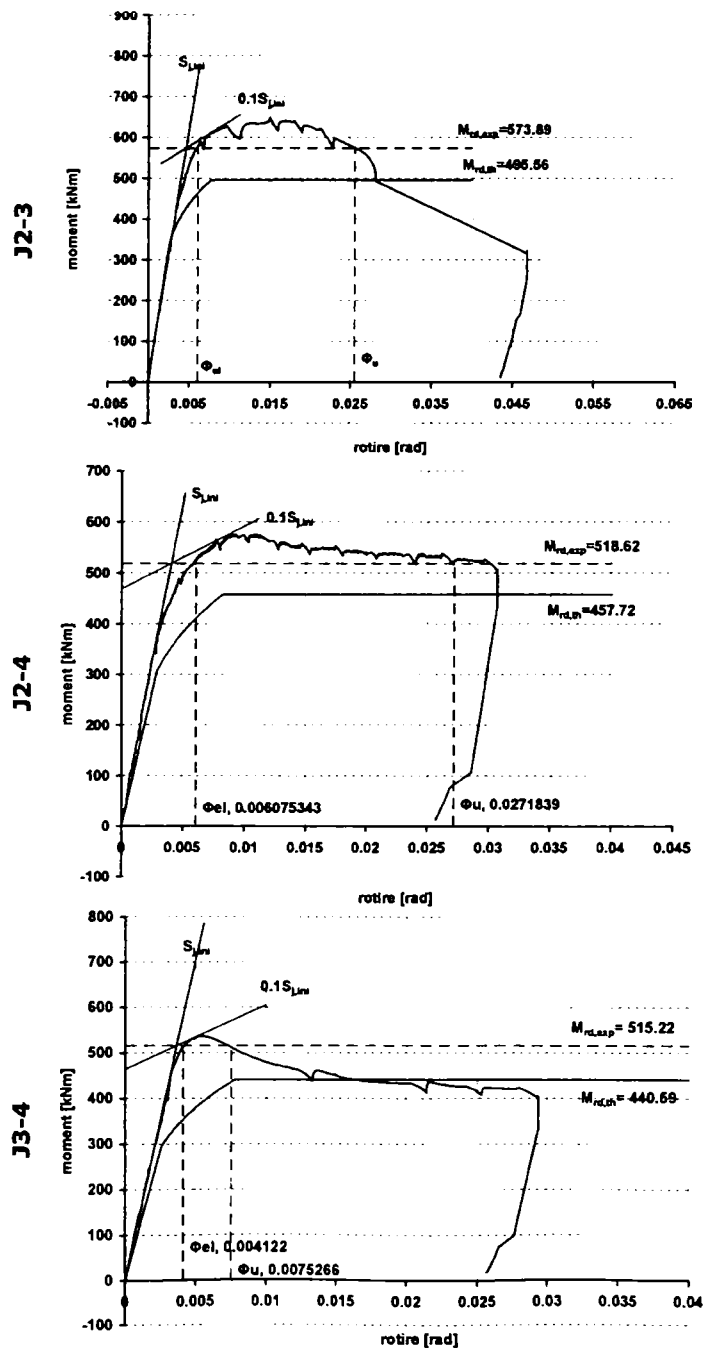


Figura 5-15: Comparație analitic-experimental

Tabelul 5-4: Rezultate: moment capabil-rigiditate inițială

Nod	$M_{R,j}^{(th)}$ [kNm]	$M_{pl,b}^{(th)}$ [kNm]	$M_{R,j}^{(exp)}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]
J2-3m	495.56	551.65	573.89	123069.0
J2-4m	457.72	548.14	518.62	123555.0
J3-4m	440.59	532.66	515.22	141644.0

Curbele moment-rotire obținute analitic cu ajutorul programului de calcul sunt prezentate în Figura 5-16.

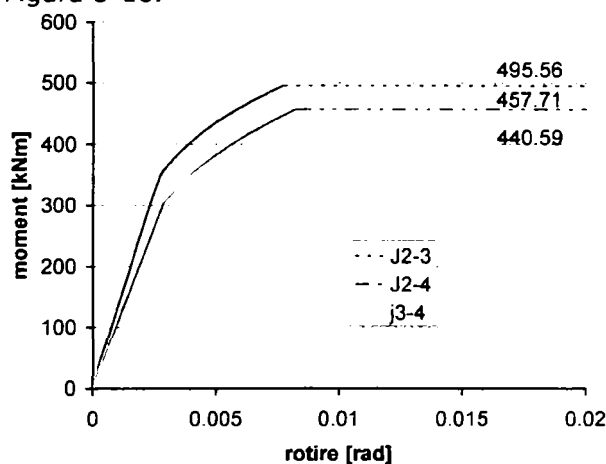


Figura 5-16: Curbele moment-rotire obținute analitic

5.3.3. Clasificarea îmbinărilor în conformitate cu EN1993-1.8[20]

Elementele cadrelor metalice (rigle și stâlpi) se îmbină în nodurile cadrului, care tradițional erau considerate fie perfect rigide, fie articulate. Majoritatea nodurilor reale au însă o comportare intermediară între cele două extreme, permițând o rotație relativă între riglă și stâlp și având uneori o rezistență inferioară elementului îmbinat. Relații moment-rotire pentru îmbinări riglă-stâlp tipice sunt prezentate în Figura 5-17, în care momentul capabil al nodului M_j este normalizat la momentul plastic al riglei $M_{pl,b}$.

Rațiunea principală pentru care se recurge la idealizarea comportării nodurilor cadrului în noduri rigide și articulate este dată de simplificarea majoră a calculului static al structurii. Astfel, caracteristicile nodurilor proiectate trebuie să îndeplinească ipotezele asupra comportării făcute inițial. Această procedură poate conduce la soluții neeconomice pentru detalii de nod cât și pentru elementele cadrului.

Atunci când sunt disponibile doar două cazuri extreme de modelare a nodurilor, posibilitățile detaliilor de nod sunt limitate. Experiența a arătat că în cazul nodurilor rigide, acestea trebuie să fie de multe ori rigidizate pentru a se asigura un comportament real al nodului, care să îndeplinească presupunerile făcute la calculul structurii.

Necesitatea considerării îmbinărilor semi-rigide este impusă de faptul că în realitate, majoritatea îmbinărilor practice vor avea un comportament semi-rigid.

Acest fapt se poate întâmpla dacă nu sunt considerate în calcul anumite componente (cum ar fi panoul de inimă al stâlpului), astfel încât un nod considerat intuitiv rigid poate fi de fapt semi-rigid și/sau parțial rezistent la un calcul mai atent. Pe de altă parte, anumite tipuri de noduri cu șuruburi, care sunt considerate tradițional ca și articulate, pot fi clasificate ca și semi-rigide (cum ar fi cazul prinderii la baza stâlpului). Nodurile rigide și cele articulate nu prezintă decât niște aproximări limită ale comportamentului real al nodurilor. Principalul avantaj al acestei abordări constituind-o simplitatea calculului static.

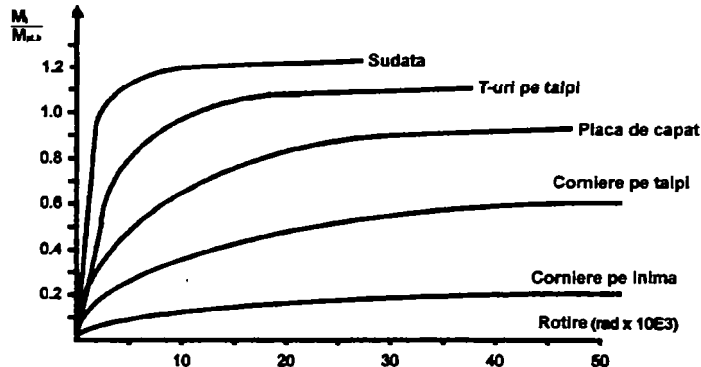


Figura 5-17: Relații moment-rotire pentru îmbinări tipice (Leon 1995)[42]

Normele moderne de calcul a structurilor metalice, cum este Eurocode 3, permit considerarea comportamentului real al nodului, adică rigiditatea și/sau rezistența parțială.

Experiența din diferite țări europene a arătat că procesul de proiectare al cadrelor metalice necontravântuite este foarte delicat din punct de vedere economic. Deciziile luate în faza de proiectare au un impact major asupra costurilor de fabricație ale structurii. În cazul în care costurile unei structuri metalice sunt calculate pe baza greutății acesteia, proiectantul va optima structura pentru a obține o greutate minimă. În general, soluțiile de greutate minimă se obțin atunci când nodurile structurii sunt rigide, ceea ce conduce la o rigiditate ridicată și o distribuție mai echilibrată a eforturilor în elementele structurale. Aceste noduri necesită rigidizări și de aceea conduc la costuri de fabricație ridicate (datorate în special costului ridicat al manoperei). Studii efectuate în anii anteriori au arătat că soluțiile cu o greutate minimă pot ajunge cu până la 20 % mai scumpe decât soluțiile la care s-a ținut cont de costurile de fabricație (Steenhuis și colab. 1998[64]).

Prin utilizarea nodurilor semi-rigide pot fi identificate mai multe aspecte și strategii pentru obținerea unor beneficii economice (Weynard și colab. 1998[67]):

- *Detalii optime pentru nodurile rigide.* Rigiditatea reală a nodului poate fi evaluată în conformitate cu EN1993-1.8[20]. Dacă rigiditatea reală este semnificativ mai mare decât limita prevăzută de normă, trebuie verificat dacă se pot omite anumite rigidizări, îndeplinind totuși criteriul pentru noduri rigide.
- *Beneficii economice ale nodurilor semi-rigide.* Pot fi găsite soluții economice folosind noduri semi-rigide iar comportamentul real al nodului trebuie luat în considerare la calculul structurii. Caracteristicile nodurilor vor influența răspunsul structurii, adică distribuția momentelor și a deplasărilor. În consecință, dimensiunea elementelor poate crește față de soluția cu noduri rigide. Diminuarea costurilor nodurilor trebuie comparată cu creșterea datorată

costului rezultat din greutatea suplimentară de material și al protecției anticorozive. Soluția optimă se poate determina numai în cazul în care se face o evaluare detaliată a costului.

Dificultatea folosirii nodurilor semi-rigide în proiectarea curentă a structurilor metalice este dictată de lipsa relativă a prescripțiilor de calcul pentru acestea și de efortul suplimentar de calcul structural. Prima problemă este parțial rezolvată de prevederile de calcul existente în EN1993-1.8, care folosește metoda componentelor (Jaspart și colab. 1999[39]) pentru determinarea capacității portante și a rigidității nodurilor. Cea de-a doua problemă dispare treptat, odată cu includerea unor modele de noduri semi-rigide în tot mai multe programe de calcul structural.

În plus față de procedura de calcul a caracteristicilor prin metoda componentelor, EN1993-1.8[20] prevede un sistem de clasificare a nodurilor funcție de rigiditatea și rezistența lor. Această clasificare este importantă pentru a verifica dacă un nod se comportă ca unul rigid. Este important de subliniat faptul că un nod real nu este niciodată perfect rigid. Oricum, având un sistem de clasificare se poate verifica dacă un nod cu o anumită rigiditate poate fi modelat ca și rigid, în consecință răspunsul structurii nu se va modifica substanțial din cauza rigidității reale a nodului. Clasificarea nodului funcție de rigiditate (Figura 5-18) ține seama de trei aspecte și anume:

- nu este importantă rigiditatea absolută a nodului, ci rigiditatea relativă a acestuia față de elementul îmbinat ($S_{j,mi} \geq k_b \cdot E \cdot I_b / L_b$);
- influența rigidității nodurilor este mai importantă la cadre necontravântuite ($k_b = 25$);
- importanța rigidității nodului este funcție de rigiditatea relativă riglă-stâlp (K_b / K_c)

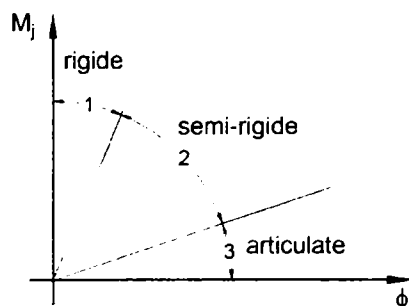


Figura 5-18: Clasificarea rigidității nodurilor în funcție de rigiditate

În Figura 5-18 se disting trei zone și anume:

- Zona 1 - noduri rigide $S_{j,mi} \geq \frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b}$

cu: $k_b=25$ pentru cadre necontravântuite, dacă $K_b / K_c \geq 0.1$ și $k_b=8$ pentru cadre contravântuite.

- Zona 2 - noduri semi-rigide

- Zona 3 – noduri articulate $S_{j,ini} \leq \frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$

în care: $S_{j,ini}$ - rigiditatea inițială a nodului; I_b - momentul de inerție al riglei; L_b - lungimea riglei; K_b - rigiditatea riglei; K_c - rigiditatea stâlpului.

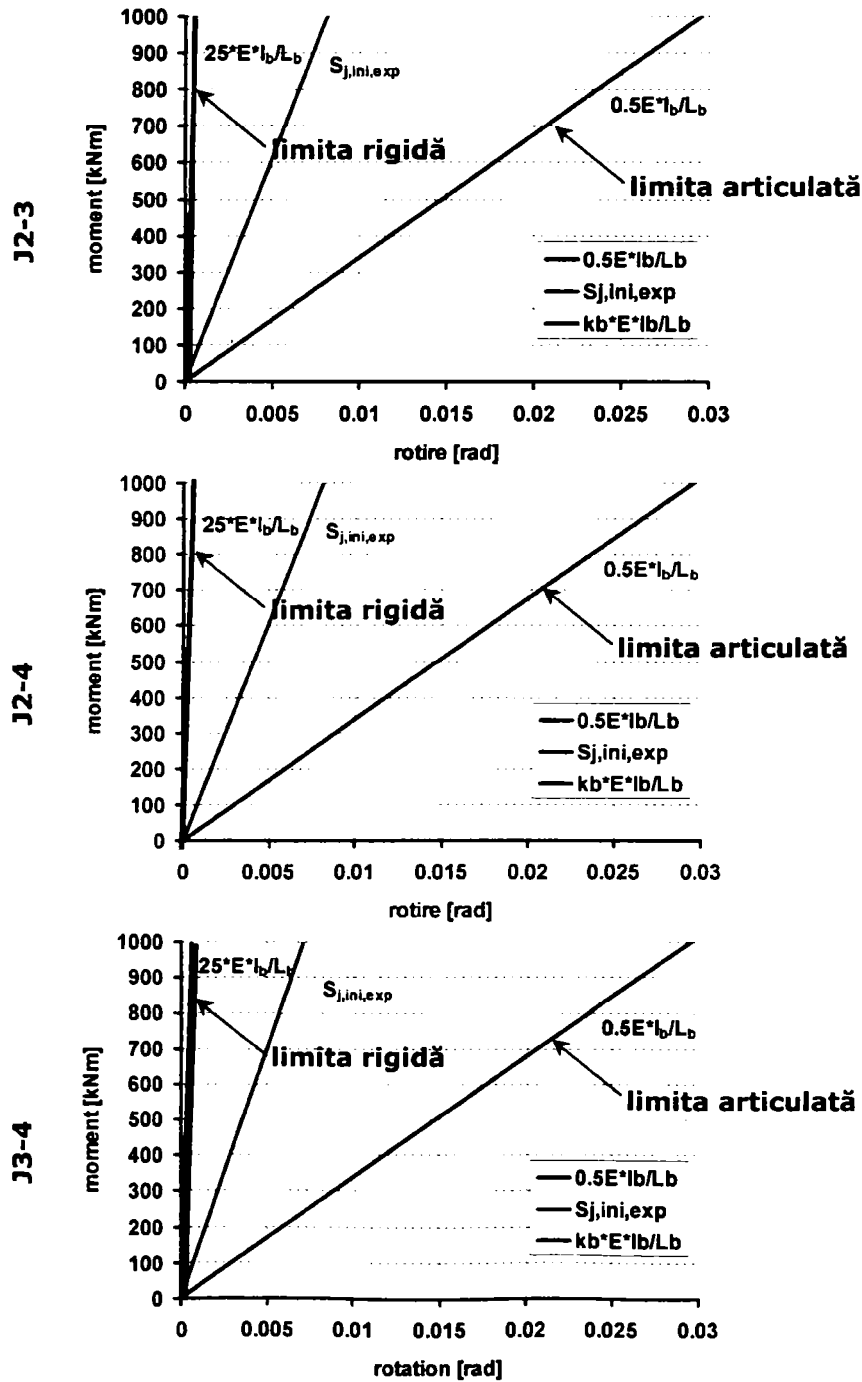


Figura 5-19: Clasificarea nodurilor în conformitate cu EN1993-1.8[20]

În Figura 5-19 este prezentată rigiditatea inițială a nodurilor, în comparație cu limita articulată și cea rigidă. Se observă că în toate cele trei cazuri considerate, din punct de vedere al rigidității, nodurile se încadrează în categoria celor semi-rigide.

În funcție de rezistență, nodurile sunt clasificate în:

- noduri cu rezistență totală $M_j \geq M_{pl,b}$
- noduri articulate $M_j \leq 0.25 \cdot M_{pl,b}$
- noduri cu rezistență parțială $0.25 \cdot M_{pl,b} \leq M_j \leq M_{pl,b}$

unde:

M_j este momentul capabil al nodului

$M_{pl,b}$ este momentul capabil al riglei

Momentul capabil al riglei a fost evaluat în conformitate cu prevederile din EN1993-1.1, utilizând în formula lui $M_{pl,b}$, W_{el} în cazul secțiunilor cu inimă de clasă 3 și W_{eff} în cazul secțiunilor cu inimă de clasă 4. Deoarece se face comparația cu rezultate experimentale, coeficientul parțial de siguranță în cazul de față s-a considerat $\gamma_{M0} = 1.0$.

$$M_{pl,b} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{inima de clasa 3} \quad (5.24)$$

$$M_{pl,b} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{inima de clasa 4} \quad (5.25)$$

unde:

W_{el} modulul elastic de rezistență a secțiunii;

W_{eff} modulul elastic efectiv al secțiunii, se obține ținând cont că o parte a inimii voalează înainte de atingerea limitei de curgere în fibra extremă.

Analizând rezultatele prezentate în Tabelul 5-4, se poate concluziona: în toate cazurile studiate acestea au rezistență totală.

Ca o concluzie preliminară: nodurile riglă-stâlp ale cadrelor metalice portal realizate între elemente cu secțiune variabilă zveltă pot fi clasificate ca fiind semi-rigide, respectiv de rezistență totală. Această concluzie trebuie însă limitată la îmbinările studiate.

5.3.4. Studiu parametric privind comportarea îmbinărilor riglă-stâlp la cadre metalice parter aplicând metoda componentelor

Rezultatele prezentate în paragraful anterior se limitează la un număr de 3 îmbinări. În continuare se prezintă un studiu parametric efectuat pe un număr de 25 de îmbinări riglă-stâlp, obținute prin variația secțiunii grinzii și anume: creșterea înălțimii secțiunii, respectiv creșterea lățimii tălpii. Aceste modificări s-au făcut în vederea variației clasei în care talpa și inima se încadrează. În toate cazurile au fost folosite șuruburi de înaltă rezistență M20 gr. 10.9, placă de capăt extinsă având grosimea de 20 mm. Îmbinările au fost analizate cu ajutorul programului de calcul al îmbinărilor, dezvoltat la Universitatea din Liege și prezentat în paragrafele anterioare. Materialul utilizat în analizele numerice a fost S275 având limita de curgere $f_y=275$ N/mm². Pe parcursul analizelor gabaritele stâlpului au fost

considerate constante, singura variație făcându-se în cazul înălțimii secțiunii acestuia, considerată în toate cazurile egală cu cea a grinzii. În Tabelul 5-5 și Figura 5-20 sunt prezentate dimensiunile îmbinărilor analizate, respectiv clasa de secțiune corespunzătoare tălpilor și inimii grinzii. Clasa secțiunii a fost evaluată în conformitate cu prevederile EN1993-1.1 pentru secțiuni dublu T supuse la încovoiere. O procedură pentru determinarea clasei secțiunii este prezentată în Anexa 5.

Tabelul 5-5: Dimensiuni și clase de secțiuni grindă îmbinată

Nod	Dimensiuni riglă [mm]				Clasă	
	h	b	t_r	t_w	talpă	inimă
J1-1	650	220	12	6	2	3
J1-2	675	220	12	6	2	4
J1-3	700	220	12	6	2	4
J1-4	725	220	12	6	2	4
J1-5	750	220	12	6	2	4
J2-1	650	230	12	6	2	3
J2-2	675	230	12	6	2	4
J2-3	700	230	12	6	2	4
J2-4	725	230	12	6	2	4
J2-5	750	230	12	6	2	4
J3-1	650	240	12	6	3	3
J3-2	675	240	12	6	3	4
J3-3	700	240	12	6	3	4
J3-4	725	240	12	6	3	4
J3-5	750	240	12	6	3	4
J4-1	650	250	12	6	3	3
J4-2	675	250	12	6	3	4
J4-3	700	250	12	6	3	4
J4-4	725	250	12	6	3	4
J4-5	750	250	12	6	3	4
J5-1	650	260	12	6	3	3
J5-2	675	260	12	6	3	4
J5-3	700	260	12	6	3	4
J5-4	725	260	12	6	3	4
J5-5	750	260	12	6	3	4

Rezultatele obținute în urma analizelor efectuate sunt prezentate în Tabelul 5-6 în termeni de moment capabil al îmbinării $M_{j,Rd}$, moment capabil al grinzii, $M_{pl,b}$ și rigiditate inițială a îmbinării, $S_{j,ini}$. Se observă că atât momentul capabil al îmbinării, $M_{j,Rd}$, cât și rigiditatea inițială sunt influențate în mare măsură de creșterea în înălțime a secțiunii. Acest lucru se întâmplă chiar dacă inima secțiunii trece de la clasă 3 la clasă 4, deși era de așteptat o reducere a capacității portante datorată posibilității de voalare locală a inimii. Se observă de asemenea că o creștere a lățimii tălpilor nu conduce neapărat la creșterea capacității portante sau a rigidității inițiale, acest lucru poate fi explicat de influența pe care o are panoul de inimă în configurația îmbinării. Din punct de vedere al clasificării avem de a face cu o îmbinare semirigidă și de rezistență totală în majoritatea cazurilor. Există și cazuri în care s-a înregistrat rezistență parțială a îmbinărilor, asta cu preponderență în cazul grinzilor cu înălțime mare.

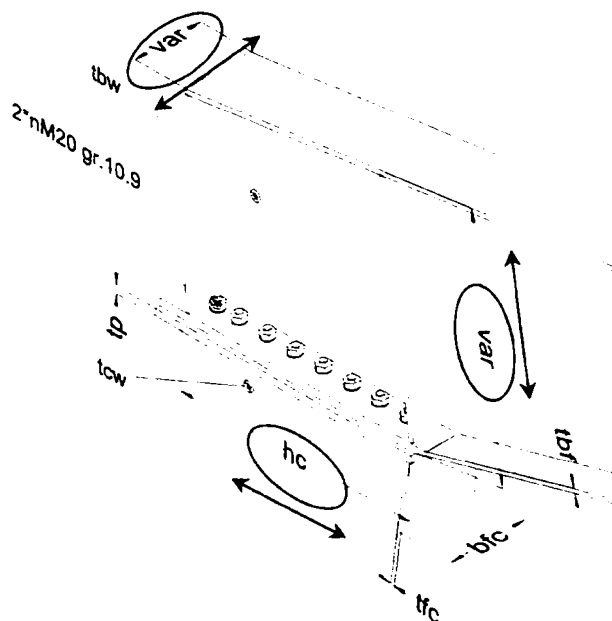


Figura 5-20: Definiție dimensiuni elemente.

Tabelul 5-6: Rezultate analize numerice

Nod	$M_{j,Rd}$ [kNm]	$M_{pl,b}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [kNmrad]
J1-1	438	558.47	118160.3
J1-2	478	509.58	129568.5
J1-3	522	530.73	141869.6
J1-4	597	551.99	141957.4
J1-5	617	573.37	155273.0
J2-1	441	579.14	119483.1
J2-2	481	531.07	131009.2
J2-3	525	553.04	143434.4
J2-4	597	575.13	142515.9
J2-5	617	597.33	155882.3
J3-1	443	599.81	115642.4
J3-2	483	552.57	126881.0
J3-3	527	575.36	138998.8
J3-4	616	598.27	138574.9
J3-5	637	621.30	151640.7
J4-1	445	620.48	111524.4
J4-2	486	574.06	122445.4
J4-3	529	597.68	134225.6
J4-4	623	621.41	134184.5
J4-5	656	645.27	146908.3
J5-1	447	641.14	107200.3
J5-2	488	595.55	117776.8
J5-3	532	619.99	129186.0
J5-4	635	644.55	129452.9
J5-5	675	669.23	141792.7

În Figura 5-21 este prezentă o comparație a rezultatelor obținute în termeni de moment rezistent al îmbinării $M_{j,Rd}$ și modul în care acesta variază în funcție de creșterea unui parametru (înălțime grindă, respectiv lățime talpă grindă). Mai multe rezultate comparative în acest sens sunt prezentate în Anexa 5.

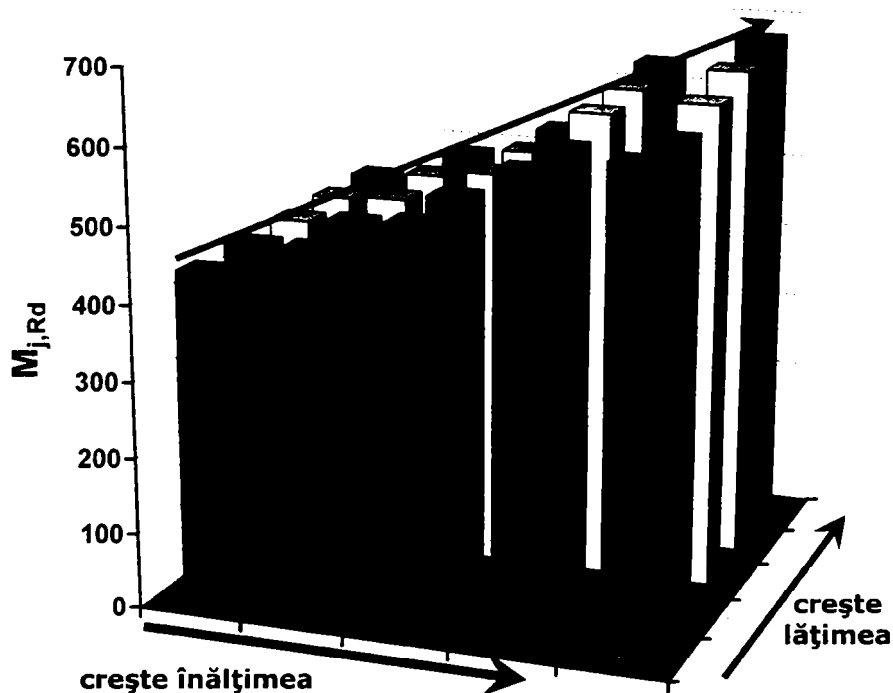


Figura 5-21: Influența creșterii înălțimii inimii sau a lățimii tălpii

5.4. Concluzii

Metoda componentelor este în momentul de față, metoda de calcul cea mai utilizată pentru dimensionarea îmbinărilor între elementele structurilor metalice, principiile de aplicare regăsindu-se în EN1993-1.8[20] (pentru structurile metalice) și în EN1994-1[21] (pentru structurile mixte). Ea poate fi aplicată la majoritatea îmbinărilor realizate prin sudură și/sau șuruburi. Metoda componentelor poate fi prezentată ca o aplicație a binecunoscutei metode a elementelor finite pentru calculul îmbinărilor structurale. Ca o caracteristică a metodei, nodul este considerat ca un tot unitar, și este studiat în consecință. Particularitatea metodei componentelor constă în considerarea oricărei îmbinări ca un set de „componente individuale”.

Aplicarea metodei componentelor constă în mai mulți pași și anume:

- identificarea componentelor necesare studiului îmbinării între elementele considerate;
- evaluarea caracteristicilor de rezistență și/sau rigiditate pentru fiecare componentă în parte (rigiditate inițială, rezistență de calcul);

- asamblarea componentelor în vederea determinării rezistenței și/sau a rigidității și trasarea curbei de comportament moment-rotire pentru întreaga îmbinare.

De asemenea se consideră că rezistența anumitor componente ar putea fi condiționată de așa numitul fenomen „de grup”, iar cedarea nodului s-ar putea produce pe un tronson grupat și nu pe unul individual. În Figura 5-2 este ilustrat cele două tipuri de mecanisme de cedare și anume „individual” și „de grup”. Predominanța apariției fenomenului „de grup” în detrimentul celui „individual” este în strânsă legătura cu distanța dintre șuruburi dar depinde în aceiași măsură și de caracteristicile geometrice și mecanice a componentelor noduli.

În majoritatea cazurilor, îmbinările riglă-stâlp sunt supuse pe lângă încovoiere și forfecare, la eforturi de compresiune și întindere. Aceste eforturi suplimentare au o influență semnificativă asupra rigidității la rotire, asupra momentului rezistent de calcul și a capacității de rotire a nodului. Acesta este și motivul pentru care aplicarea lui EN 1993-1.8 este limitată pentru noduri în care forța axială ce acționează în îmbinare (N_{Sd}) trebuie să fie mai mică decât 5% din rezistența de calcul la forță axială a grinzii îmbinate ($N_{pl,Rd}$).

În cadrul prezentului capitol s-a făcut o descriere privind modul de lucru al unui program de calcul dezvoltat la Universitatea din Liege – Belgia (Jaspart și colab 1999[38]), care permite evaluarea caracteristicilor mecanice ale îmbinării riglă-stâlp utilizând metoda componentelor). Programul permite evaluarea acestor caracteristici pentru noduri supuse la efecte combinate de încovoiere și forță axial, cum este de fapt și cazul îmbinărilor riglă-stâlp ale cadrelor metalice parter cu rigla înclinată. Rezultatele au fost comparate cu cele obținute în urma unor teste experimentale efectuate în laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor.

Comparând rezultatele obținute pe cele două căi (analitic și experimental) s-a observat o corespondență destul de bună a rigidității inițiale a îmbinării, $S_{j,ini}$, existând totuși o diferență redusă în ce privește momentul rezistent capabil al îmbinării, $M_{j,Rd}$. Valoarea acestuia fiind mai redusă în cazul rezultatelor analitice. Ca și o clasificare preliminară a acestor îmbinări în conformitate cu specificațiile din EN1993-1.8[20], se poate afirma:

- din punct de vedere al rigidității, îmbinările au rezultat semirigide;
- din punct de vedere al rezistenței, îmbinările au rezultat ca fiind de rezistență totală sau parțială.

6.METODOLOGII DE PROIECTARE BAZATE PE CRITERII DE PERFORMANȚĂ ALE CADRELOR METALICE PARTER CU SECȚIUNI VARIABILE DE CLASĂ 3 ȘI 4 ȚINÂND SEAMA DE COMPORTAREA REALĂ A ÎMBINĂRILOR

6.1. Introducere

6.1.1. Noduri semirigide

Elementele de rezistență ale cadrelor metalice parter, având secțiuni variabile de clasă 3 și/sau 4 se îmbină în nodurile cadrului, care tradițional erau considerate fie perfect rigide fie articulate. Majoritatea nodurilor reale au însă o comportare intermediară între cele două extreme, permițând o rotire relativă între riglă și stâlp și având uneori o rezistență inferioară elementului îmbinat.

Rațiunea principală pentru care se recurge la idealizarea comportării nodurilor cadrului în noduri rigide și articulate este dată de simplificarea majoră a calculului static al structurii, caracteristicile nodurilor proiectate trebuind să îndeplinească ipotezele asupra comportării făcute inițial. Această procedură poate conduce la soluții neeconomice pentru detalii de nod cât și pentru elementele cadrului.

Atunci când sunt disponibile doar două cazuri extreme de modelare a nodurilor, posibilitățile detaliilor de nod sunt limitate. Experiența a arătat că nodurile rigide trebuie să fie de multe ori rigidizate pentru a se asigura un comportament real al nodului, în vederea îndeplinirii presupunerilor făcute la calculul structurii.

Necesitatea considerării îmbinărilor semi-rigide este impusă de faptul că, în realitate, majoritatea îmbinărilor practice vor avea un comportament semi-rigid. Acest fapt se poate întâmpla dacă nu sunt considerate în calcul anumite componente (cum ar fi panoul de inimă al stâlpului), astfel încât un nod considerat intuitiv rigid poate fi de fapt semi-rigid și/sau parțial rezistent la un calcul mai atent. Pe de altă parte, anumite tipuri de noduri cu șuruburi, care sunt considerate tradițional ca și articulate, pot fi clasificate ca și semi-rigide (cum ar fi cazul prinderii la baza stâlpului). Nodurile rigide și cele articulate nu prezintă decât niște aproximări limită ale comportamentului real al nodurilor. Principalul avantaj al acestei abordări constituind-o simplitatea calculului static.

6.1.2. Metode de analiză structurală și modelarea nodurilor pentru analiza structurală

Metodele curente de proiectare se bazează în mare parte pe analiza statică liniară, dar comportarea construcțiilor în timpul unui cutremur nu este nici statică și nici elastică. Acest fapt limitează substanțial capacitatea metodei de a evalua corect performanța structurilor sub acțiunea unui seism. Analiza dinamică liniară (modală) este încurajată în normele de proiectare antiseismică mai noi și este văzută de mulți

practicieni ca o metodă de vârf în analiza răspunsului seismic al structurilor. Cu toate că această metodă de analiză este dezvoltată suficient, ea nu este mult mai bună decât analiza statică a structurilor în cazul structurilor cu cerințe mari de ductilitate, dar este mult mai exactă decât metoda statică echivalentă în cazul structurilor cu cerințe mici de ductilitate.

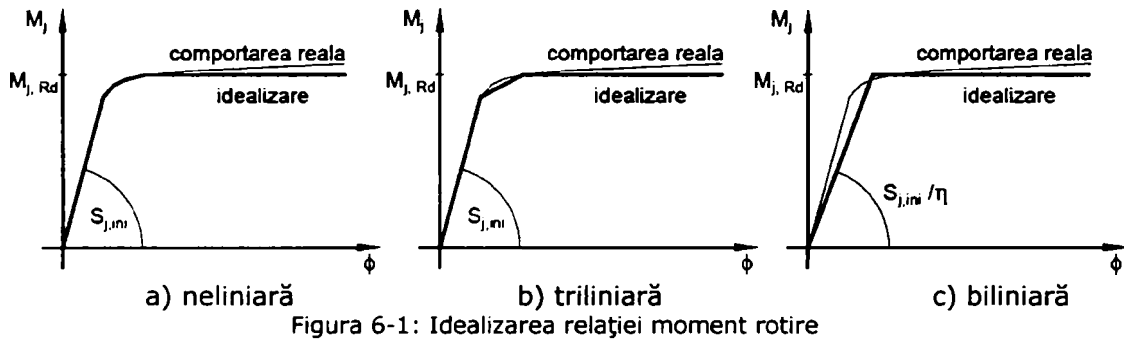
Metoda statică neliniară ("pushover") devine din ce în ce mai populară pentru evaluarea răspunsului seismic al structurilor atât noi, cât și a celor existente (Fajfar, 1998[24]). Această metodă de analiză are la bază încărcarea progresivă a structurii cu o configurație constantă de forțe laterale până la atingerea unei deplasări țintă. Modelul structurii trebuie să cuprindă răspunsul neliniar al elementelor structurale. Metoda statică neliniară permite prezicerea eforturilor și deformațiilor structurii, ținând cont într-o manieră aproximativă de redistribuirea eforturilor în domeniul inelastic. Acest tip de analiză se bazează pe ipoteza că răspunsul structurii este dictat de un singur mod de vibrație și că acesta rămâne constant pe parcursul mișcării seismice. În cazul structurilor al căror răspuns este controlat de modul fundamental de vibrație, analiza statică neliniară va furniza estimări bune ale deformațiilor inelastice globale și locale. De asemenea, va permite evidențierea unor moduri de cedare nefavorabile care nu pot fi determinate cu ajutorul unei analize elastice. Cu toate acestea, în cazul în care răspunsul structurii este influențat de modurile superioare de vibrație, analiza statică neliniară reprezintă o estimare proastă a cerințelor de eforturi și deformații în structură.

În plus, o analiză de acest fel va determina doar primul mecanism de cedare, nefiind în stare să determine corect răspunsul structurii după modificarea caracteristicilor acesteia. Pentru a depăși aceste probleme ale analizei statice neliniare, s-au făcut propuneri de utilizare a mai multor distribuții de forțe laterale pe înălțime, cât și de utilizare a unor configurații adaptive ale forțelor laterale. Analiza dinamică neliniară ("time-history") reprezintă cea mai evoluată metodă de analiză structurală. Pentru ca o astfel de analiză să fie credibilă și sigură este necesar să se îndeplinească mai multe condiții:

- utilizarea unui set de accelerograme înregistrate sau sintetice, reprezentative pentru amplasamentul dat și pentru nivelul de hazard seismic ales;
- un model realist al structurii;
- modele constitutive forță-deformație pentru elementele structurale care să fie reprezentative pentru comportarea lor reală;
- metodele de analiză și interpretare a rezultatelor adecvate.

Ținând cont de considerentele expuse mai sus, este cert că această metodă de analiză nu este dezvoltată suficient pentru a face posibilă utilizarea ei pe scară largă în birourile de proiectare.

Idealizare curbei moment-rotire pentru calculul structural poate fi neliniară, trilineară sau biliniară (vezi Figura 6-1), efortul de calcul reducându-se de la prima la ultima. În general nodurile semi-rigide pot fi modelate prin specificarea unui resort de rotație între două noduri ale modelului cu elemente finite, având coordonate identice.



6.2. Analiza statică liniară ținând cont de rigiditatea reală a îmbinării

Pentru a putea urmări comportarea cadrelor metalice parter având secțiuni variabile de clasă 3 și 4 ținând cont de comportarea reală a îmbinărilor, primul pas a constat în efectuarea unei analize statice liniare sub efectul încărcărilor gravitaționale și/sau laterale.

Definirea configurațiilor pentru cadrele analizate s-a făcut prin alegerea și dimensionarea unui cadru parter, având deschiderea $L=18$ m, înălțimea $h=5$ m, și o pantă a acoperișului de $\alpha=8^\circ$ (Figura 6-2). Cazurile de încărcare considerate la dimensionare cadrului au fost:

- încărcarea permanentă a acoperișului: 0.25 kN/m^2 ($\gamma_{ULS}=1,1$);
- încărcarea tehnologică datorată procesului de exploatare 0.20 kN/m^2 ($\gamma_{ULS}=1,2$);
- încărcarea din zăpadă 1.20 kN/m^2 ($\gamma_{ULS}=2,1$);

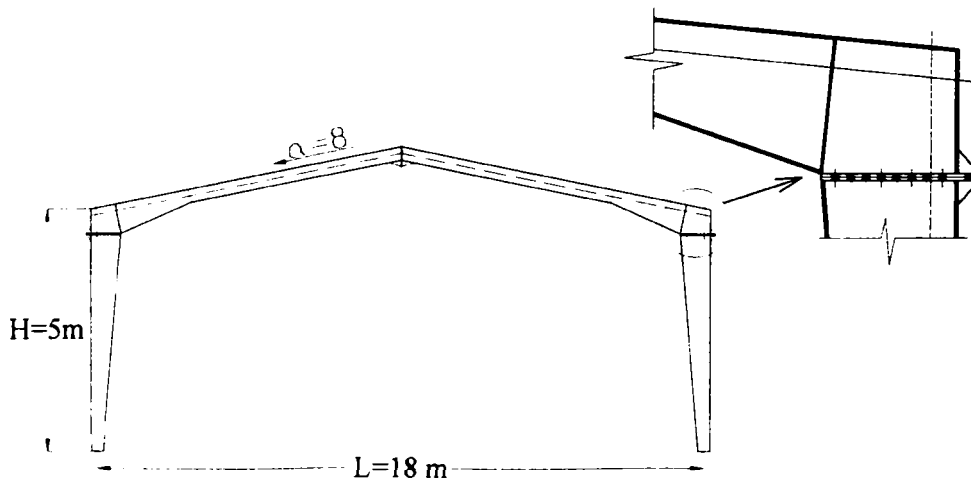


Figura 6-2: Dimensiuni cadru de referință

Materialul utilizat la modelarea cadrelor a fost S275, iar dimensionarea s-a făcut în concordanță cu prevederile EN1993-1.1[18]. În final a rezultat un număr de 3 cadre având clase de secțiuni diferite. Grosimea, lățimea și înălțimea elementelor secțiunii au fost modificate în vederea obținerii unei rigidități și o distribuție a eforturilor interne similare.

Cele trei configurații ale cadrelor rezultate sunt: C2-3 (stâlp și grindă având tălpi de clasă 2 și inimă de clasă 3); C2-4 (stâlp și grindă având tălpi de clasă 2 și inimă de clasă 4); C3-4 (stâlp și grindă având tălpi de clasă 3 și inimă de clasă 3). Proprietățile geometrice ale cadrelor sunt prezentate în Tabelul 6-1.

Tabelul 6-1: Proprietățile geometrice ale cadrelor

Cadru	Dimensiuni $h*b*t_r*t_w$ [mm]		
	Stâlp vutat	Vută grindă	Grinda constantă
C2-3	(350...650)*240*15*8	(360...650)*200*12*8	360*200*10*6
C2-4	(350...700)*240*15*6	(360...700)*200*12*6	360*200*10*6
C3-4	(350...700)*280*12*6	(360...700)*240*12*6	360*240*10*6

Rigiditățile inițiale ale îmbinărilor considerate, determinate în urma unor teste experimentale realizate în laboratorul de Construcții Metalice, verificate de asemenea prin metoda componentelor sunt trecute în Tabelul 6-2. Aceste valori au fost folosite la modelarea îmbinărilor în cadrul analizelor plane sub efectul încărcărilor verticale și orizontale.

Tabelul 6-2: Rigiditate inițială îmbinare

Nod	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]
J2-3m	123069.0
J2-4m	123555.0
J3-4m	141644.0

În cadrul analizelor, prinderea stâlpului la bază a fost considerată perfect articulată. Parametrii monitorizați în cadrul acestor analize sunt raportați la cele două tipuri de încărcări:

- analiză statică liniară sub efectul încărcărilor verticale (gruparea fundamentală): momentul la coltul cadrului $M_{max,f-s}^{ng}$ (îmbinare riglă-stâlp perfect rigidă), $M_{max,f-s}^{sem}$, (îmbinare riglă-stâlp semi-rigidă), momentul la coamă $M_{max,f-c}^{ng}$ (îmbinare riglă-stâlp perfect rigidă), $M_{max,f-c}^{sem}$, (îmbinare riglă-stâlp semi-rigidă) și deplasarea pe verticală (săgeata) e_z^{ng} (îmbinare riglă-stâlp rigidă) și e_z^{sem} (îmbinare riglă-stâlp semi-rigidă); acești parametri sunt reprezentați grafic în Figura 6-3.
- analiză statică liniară sub efectul încărcărilor orizontale (gruparea specială-seism): momentul la coltul cadrului $M_{max,s-s}^{ng}$ (îmbinare riglă-stâlp perfect rigidă), $M_{max,s-s}^{sem}$, (îmbinare riglă-stâlp semi-rigidă) și deplasarea pe orizontală a colțului cadrului e_x^{ng} (îmbinare riglă-stâlp rigidă) și e_x^{sem} (îmbinare riglă-stâlp semi-

rigidă); acești parametri sunt reprezentați grafic în (Figura 6-4).

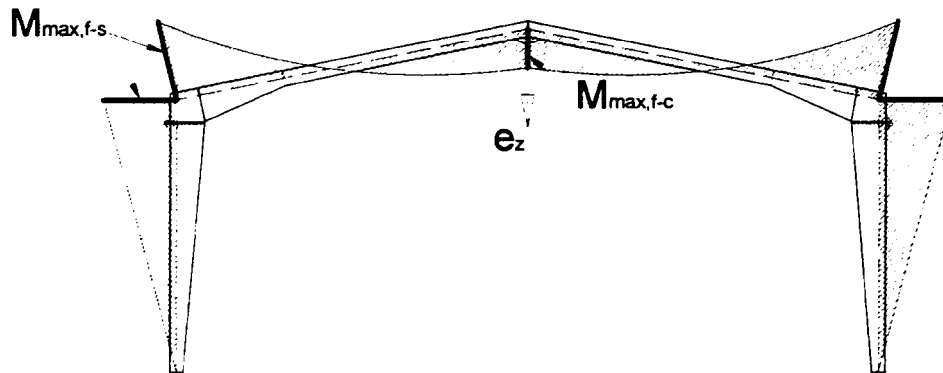


Figura 6-3: Parametrii monitorizați în gruparea fundamentală

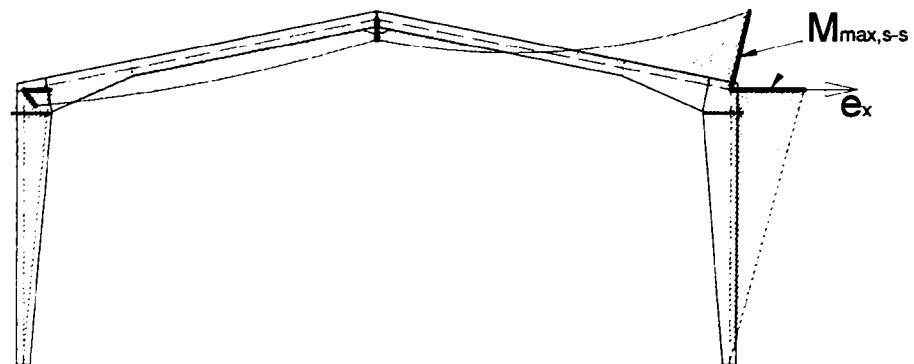


Figura 6-4: Parametrii monitorizați în gruparea specială

Rezultatele obținute în urma analizelor statice liniare, pentru cele două cazuri și anume îmbinare riglă stâlp rigidă, respectiv îmbinare riglă-stâlp semi-rigidă, pentru parametrii monitorizați, sunt trecute în Tabelul 6-3 pentru gruparea fundamentală respectiv în Tabelul 6-4 pentru gruparea specială.

Tabelul 6-3: Rezultate grupare fundamentală

Cadru	rigid			semi-rigid			variație		
	$M_{max,f-s}^{rig}$ [kN]	$M_{max,f-c}^{rig}$ [kN]	e_z^{rig} [mm]	$M_{max,f-s}^{sem}$ [kN]	$M_{max,f-c}^{sem}$ [kN]	e_z^{sem} [mm]	$M_{max,f-s}$ ▼%	$M_{max,f-c}$ ▲%	e_z ▲%
C2-3	473.01	140.89	66.75	462.12	154.53	78.08	2.30	9.68	16.91
C2-4	475.38	137.68	64.51	464.42	151.42	75.92	2.30	9.97	17.68
C3-4	469.16	147.31	63.14	458.75	160.34	72.84	2.21	8.84	15.36

Analizând Tabelul 6-3 se poate concluziona că prin analiza statică liniară plană a unui cadru parter, ținând cont de rigiditatea inițială a îmbinărilor riglă-stâlp, sub efectul încărcărilor în gruparea fundamentală se obține:

- o reducere a momentului încovoietor la colțul cadrului cu aprox. 2.3 %;

- o creștere a momentului încovoietor la coamă cu aprox. 9 %;
- o creștere a săgeții cu aprox. 16%.

Tabelul 6-4: Rezultate gruparea specială

Cadru	rigid		semi-rigid		variație	
	$M_{\max,s-s}^{ng}$ [kN]	e_x^{ng} [mm]	$M_{\max,s-s}^{sem}$ [kN]	e_x^{sem} [mm]	$M_{\max,s-s}$ ▼%	e_x ▲%
C2-3	277.28	58.57	274.47	65.2	1.01	11.31
C2-4	276.71	56.65	273.88	63.21	1.02	11.57
C3-4	276.3	54.72	273.59	60.45	0.98	10.47

Analizând Tabelul 6-4 se poate concluziona că prin analiza statică liniară plană a unui cadru parter, ținând cont de rigiditatea inițială a îmbinărilor riglă-stâlp, sub efectul încărcărilor în gruparea specială se obține:

- o reducere a momentului încovoietor la colțul cadrului cu aprox. 1.0 %;
- o creștere a deplasării laterale cu aprox. 11%.

Analizele statice liniare pe cadru plan conduc la trasarea următoarelor concluzii finale:

- din punct de vedere al proiectării la starea limită ultimă (SLU) influența rigidității îmbinării este practic redusă;
- din punct de vedere al proiectării la starea limită de serviciu (SLS), influența rigidității îmbinării devine semnificativă atât în cazul grupării fundamentale, cât și în cazul grupării speciale.

Pentru a urmări influența nodurilor semi-rigide asupra flambajului în plan al cadrului s-au realizat analize de flambaj elastice pentru determinarea modurilor proprii. Valoarea factorilor elastici critici pentru cele doua cazuri, noduri perfect rigide și noduri semirigide sunt prezentate în Tabelul 6-5.

Tabelul 6-5: Valoarea factorilor elastici critici (noduri rigide / noduri semi-rigide)

Cadru	λ_{cr}^{rig}	λ_{cr}^{sem}
C2-3	11.71	11.13
C2-4	11.91	11.23
C3-4	12.69	11.69

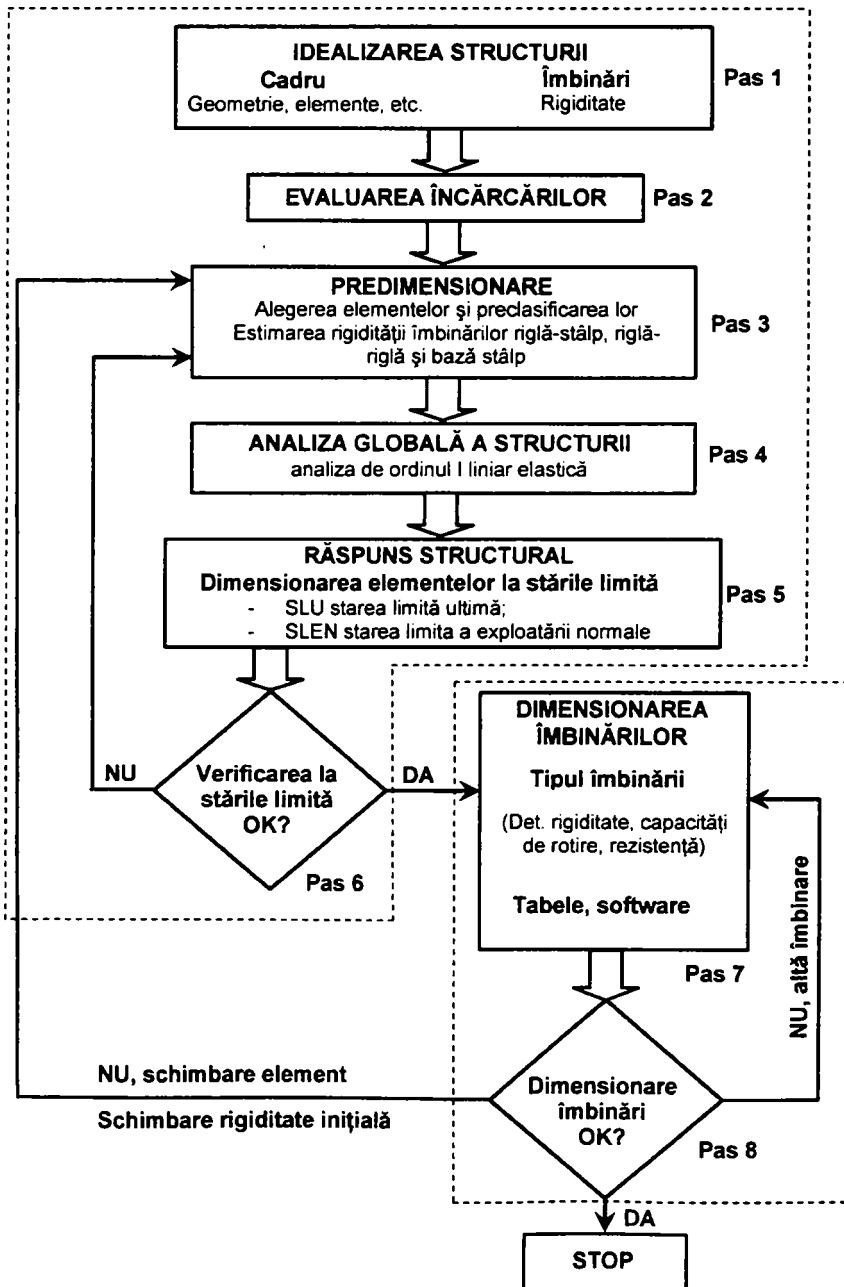
unde:

- λ_{cr}^{rig} factorul elastic critic, îmbinări riglă-stâlp rigide;
- λ_{cr}^{sem} factorul elastic critic, îmbinări riglă-stâlp semi-rigide;

Analizând Tabelul 6-5 se poate sublinia că influența nodurilor semi-rigide asupra instabilității în planul cadrului este nesemnificativă, deci pentru determinarea

modurilor proprii nu este necesară o determinare în prealabil a semi-rigidității nodurilor.

6.3. Metodologie de proiectare a cadrelor metalice parter având noduri semi-rigide



6.4. Proiectarea bazată pe criterii de performanță a cadrelor metalice parter

6.4.1. Generalități

Proiectarea Bazată pe criterii de Performanță (PBP) a structurilor amplasate în zone seismice a devenit relevantă în urma cutremurelor devastatoare din Kobe (1995) și Northridge (1994), fiind introdusă formal în SUA de documentele SEAOC (1995)[56] și FEMA 273 (1996)[29]. Un motiv important a fost că deși unele clădiri, proiectate în conformitate cu normele de calcul actuale, au avut o comportare bună din punct de vedere al pierderilor de vieți omenești, pierderile din punct de vedere economic au fost neașteptat de ridicate. În viziunea lui Ghobarah (2001)[32], metodele convenționale de proiectare antiseismică se rezumă la siguranța vieții (rezistență și ductilitate) și controlul distrugerilor (starea limită de serviciu). Criteriile de proiectare sunt definite de limitarea eforturilor unitare și a forțelor interne evaluate din nivelele prescrise ale forței tăietoare la bază.

Există o unanimitate tot mai puternică printre cercetători și ingineri proiectanți asupra faptului că normele viitoare de proiectare antiseismică trebuie să se bazeze pe PBP. Cu toate acestea, părerile despre sensul acestuia și a metodelor de implementare diferă substanțial (Ghobarah, 2001)[32]. Trei documente au încercat să dezvolte proceduri ce pot fi folosite drept prevederi antiseismice în normele de proiectare și care stau la baza conceperii criteriilor de proiectare bazată pe performanță:

- SEAOC Vision 2000 (1995)[56]
- ATC 40 (1996)[3]
- FEMA 273 și 274 (1996)[29]

Scopul SEAOC Vision 2000 este de a dezvolta un cadru pentru niște proceduri care ar permite proiectarea structurilor cu performanțe seismice previzibile și care să verifice multiple obiective de performanță. Studiul prezintă conceptele și stabilește nivelele de performanță atât pentru elementele structurale, cât și pentru cele nestructurale. Sunt descrise cinci nivele de performanță, fiind definite limitări ale deplasărilor relative de nivel corespunzătoare, atât celor tranziente, cât și a celor reziduale. Se sugerează folosirea conceptelor oferite de proiectarea de capacitate pentru controlul comportamentului inelastic al structurii și desemnarea componentelor ductile ale sistemului de rezistență la forțe laterale. Metodele de proiectare includ diverse proceduri de calcul, cum ar fi metodele convenționale bazate pe rezistență, metode bazate pe deformații și metode energetice.

Prevederile din ATC 40 se referă la o metodologie în care criteriile structurale sunt exprimate în termenii atingerii unor obiective de performanță. Documentul se limitează la structuri din beton armat și utilizează pentru evaluarea comportării structurii metoda spectrului de capacitate. Procedura implică construirea spectrelor de capacitate și de cerințe. Pentru construirea spectrului de capacitate se folosește o analiză statică neliniară (pushover), construindu-se o relație forță-deplasare a structurilor. Forțele și deplasările sunt convertite apoi în accelerații și deplasări spectrale folosind un sistem echivalent cu un grad de libertate. Cerințele asupra sistemului sunt reprezentate prin spectre elastice de răspuns puternic amortizate.

FEMA 273 și urmașul acesteia, FEMA 356 (2000)[31] prezintă o suită de obiective de performanță asociate cu diferite nivele ale acțiunii seismice determinate pe baze probabilistice. Metodele de analiză sunt relativ complete, conținând de la metode statice liniare până la dinamice neliniare. Sunt definite nivele de performanță pentru elementele structurale, cât și pentru cele nestructurale, și propuse valori limită ale deformațiilor elementelor pentru diverse soluții structurale la nivele de performanță diferite. Este probabil cel mai complet document, disponibil la ora actuală, care tratează proiectarea bazată pe performanță.

Normele de calcul actuale prezintă unele incertitudini privind raportarea capacității seismice a structurii la necesarul pentru un calcul seismic. Proiectarea bazată pe performanță (PBP) este o filozofie de proiectare mai generală, în cadrul căreia criteriile de rezistență sunt exprimate în nivele de performanță cum ar fi: deplasarea laterală, ductilitatea elementelor și indicele de distrugere. Acești indici se exprimă pentru diferite nivele ale mișcării seismice (hazardului seismic). Mai mult, pentru a reduce costurile ridicate, datorate în special necesității de a repara structurile cu un nivel de distrugere ridicat, trebuie avute în considerare diferite nivele ale obiectivelor de performanță.

Proiectarea structurilor bazată pe criterii de performanță (nivele de performanță) nu este un concept nou. Sub efectul încărcărilor permanente, tehnologice, utile, din zăpadă, din vânt, proiectarea se limitează la verificarea stării limite de serviciu și a stării limite ultime de rezistență și stabilitate. În schimb în cazul încărcării seismice, intenția normelor de calcul este de a proiecta clădiri care să poată atinge următoarele nivele de performanță:

- de a rezista mișcărilor seismice mici (reduse) fără distrugeri semnificative;
- de a rezista mișcărilor seismice moderate cu distrugeri reparabile;
- de a rezista mișcărilor seismice mari fără a se atinge colapsul structurii;

În lucrarea de față se prezintă o posibilă adoptare a proiectării bazate pe performanță, care în fapt a fost dezvoltată pentru structuri disipative și pentru proiectarea structurilor nedisipative, așa cum este cazul cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiuni variabile cu pereți zvelți. În acest scop se va evalua factorul de disipare q , asociat diferitelor nivele de performanță. Anterior această procedură a fost aplicată pentru structuri în cadre necontravântuite (Grecia și colab. 2004)[35].

6.4.2. Obiective și nivele de performanță

Necesitatea proiectării construcțiilor în zone seismice a condus la apariția unei noi filozofii de proiectare antiseismică. Principiul de bază al acestei filozofii se bazează pe considerentul că nu se justifică din punct de vedere economic ca în zone cu seismicitate activă toate structurile să supraviețuiască unui seism puternic fără a avea unele distrugeri. Este rezonabilă abordarea ca o clădire să supraviețuiască unui cutremur moderat fără distrugeri, dar în cazul unui cutremur de o magnitudine foarte ridicată, pot fi acceptate unele distrugeri atâta timp cât colapsul clădirii este prevenit.

Combinăția dintre un nivel de performanță seismică și o intensitate a mișcării seismice la care să se verifice performanța poartă denumirea de obiectiv de performanță. Aceste combinații sunt reprezentate prin matricea obiectivelor de performanță, propusă de SEAOC Vision 2000 (Figura 6-5). În cazul clădirilor,

obiectivele de performanță de calcul se vor alege funcție de conținutul acestora, importanța activităților care se desfășoară în acestea, costul total (inițial, cel al reparațiilor și cel cauzat de întreruperea activităților), cât și eventuala valoare artistică sau culturală a clădirii. Sunt propuse trei nivele minime ale obiectivelor de performanță, pentru clădiri făcând parte din diferite categorii de folosire și conținut:

- Obiectivele de bază sunt definite pentru clădirile obișnuite în ceea ce privește conținutul și folosirea lor
- Obiectivele esențiale și cu risc sporit sunt cele minime acceptate pentru clădirile esențiale în cazul producerii unui seism (spitale, secții de poliție, stații de pompieri, etc.) și pentru clădirile cu risc sporit, ce conțin cantități importante de materiale periculoase, dar care nu vor introduce un risc major pentru populație
- Obiectivele critice sunt cele care conțin cantități importante de materiale periculoase, și care pot periclita siguranța unui segment important al populației

FEMA 356[31] este mai flexibilă, conținând mai multe variante de stabilire a unor obiective de performanță (sau de reabilitare, acest normativ având ca și obiectiv reabilitarea construcțiilor existente). Acestea sunt împărțite în obiective de bază, îmbunătățite sau limitate, oferind beneficiarilor și proiectanților opțiunea de a alege pe de o parte costul și fezabilitatea proiectului, iar pe de altă parte beneficiul de pe urma unei siguranțe sporite, reducerea degradărilor și întreruperea utilizării.

NIVELUL DE PERFORMANTA SEISMICA

		COMPLET OPERATIONAL	OPERATIONAL	SIGURANTA VIETII	COLAPS IMINENT
		NIVELUL ACTIUNII SEISMICE	FRECVENT (43 ANI)		○
OCAZIONAL (72 ANI)				PERFORMANTE INACCEPTABILE ○ (PENTRU CLADIRI NOI)	
RAR (475 ANI)					○
FOARTE RAR (970 ANI)					

Figura 6-5: Matricea obiectivelor seismice (SEAO Vision 2000, 1995)

Conform procedurilor proiectării bazate pe performanță, alegerea obiectivelor de performanță de calcul se va face de către client, împreună cu proiectantul, în funcție de așteptările clientului, hazardul expus, a unei analize economice și a riscurilor acceptabile, folosind matricea obiectivelor de calcul.

Primul pas în filozofia proiectării bazate pe performanță îl reprezintă definirea unui nivel de avarie acceptabil în urma unei mișcări seismice, acesta fiind de fapt și scopul normelor de proiectare antisismică. Nu există deocamdată o

măsură generală privind nivelul acceptat de avarie, există în schimb acceptate criteriile de determinare a acestor performanțe:

- *complet operațional*, în cazul mișcărilor seismice frecvente și de intensitate redusă, clădirea poate fi utilizată fără întrerupere, elementele nestructurale prezintă avarii minore, în timp ce structura de rezistență rămâne în domeniul elastic;
- *siguranța vieții*, care este o cerință primordială. Pierderea de vieți omenești sau accidentarea în interiorul unei clădiri datorită unui cutremur, sunt cauzate de obicei de cedarea elementelor clădirii. Clădirea prezintă avarii importante a elementelor nestructurale și avarii moderate a elementelor structurale, care pot fi remediate cu costuri reduse și fără dificultăți tehnice. Structura se află în domeniul elastic-plastic, iar criteriul determinant este rezistența secțiunii elementelor.
- *prevenirea colapsului*, care este în strânsă legătură cu prevenirea pierderii de vieți omenești, a accidentelor și a avarierii componentelor clădirii. Structura clădirii poate suferii avarii importante în timpul unui cutremur de intensitate foarte ridicată, dar trebuie să rămână „în picioare”. Avariile au atins un nivel foarte ridicat astfel încât structura nu mai poate fi reparată, iar demolarea acesteia este iminentă. Structura se află în domeniul elastic-plastic, iar criteriul determinant în reprezintă ductilitatea locală a elementelor.

După cum a fost descris înainte, o clădire poate fi supusă la mișcări seismice reduse, moderate sau de intensitate foarte mare. Ea poate să traverseze aceste evenimente fără avarii, cu avarii reduse, moderate sau mari, poate fi distrusă parțial sau chiar poate ceda. Nivelul avariilor depinde în mare măsură de nivelul intensității seismice.

Pe curba de comportament forța-deplasare pot fi identificate 3 puncte distincte (Figura 6-6): limita comportării elastice, limita de avarie cu avarii majore și limita colapsului. În funcție de adoptarea unor diferite stări limită pentru elementele structurale și nestructurale este posibilă adoptarea mai multor nivele de proiectare: *proiectarea bazată pe patru nivele de performanță* (SEAO Visio 2000, 1995[56]), *proiectarea bazată pe trei nivele de performanță* (Bertero, 1996[4]) și *proiectarea bazată pe două nivele de performanță* (de ex. EN1998-1,2003).

6.4.3. Nivele de performanță pentru structuri slab disipative

În Figura 6-6 este prezentat comportamentul structurilor slab disipative ca răspuns la creșterea deplasării laterale. Figura prezintă o reprezentare schematică a apariției forței tăietoare la bază în funcție de creșterea deplasării laterale. Cele trei puncte indicate pe figură reprezintă cele trei nivele de performanță prezentate anterior: *complet operațional*, *siguranța vieții* și *prevenirea colapsului*.

În cazul *Nivelului Complet Operațional*, avariile sunt relativ limitate. Structura păstrează o cantitate semnificativă din rigiditatea inițială chiar și toată rezistența posedată inițial. La *Nivelul de Siguranța Vieții*, se înregistrează un nivel substanțial al avariilor, iar structura a pierdut o parte importantă din rigiditatea ei inițială. La *Nivelul de Prevenire a Colapsului*, clădirea a atins un nivel ridicat al avariilor, iar dacă deplasarea crește peste această limită, structura cedează prin pierdere stabilității.

Trebuie subliniat faptul că pentru anumite clădiri, distanțele indicate pe grafic între nivelele de performanță individuale, pot varia semnificativ iar limitele între deformațiile corespunzătoare nivelelor de performanță pot fi reduse considerabil. Acesta este și cazul structurilor slab disipative, unde pot apărea limite reduse între răspunsul clădirii corespunzător celor trei nivele de performanță.

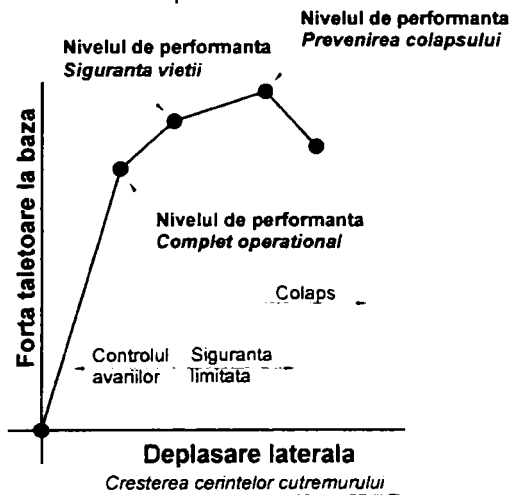


Figura 6-6: Criteriile de performanță pentru structuri slab disipative (FEMA 274, 1997[29])

6.4.4. Definirea obiectivelor de performanță propuse

Pentru a putea defini factorul de reducere a încărcării seismice q , corespunzător fiecărui nivel de performanță, s-au efectuat analize neliniare „time-history” și „pushover” cu programul dedicat Drain 3DX. Modelarea elementelor cadrului parter în programul de calcul s-a făcut cu elemente de tip fibră, în Figura 6-7 fiind prezentată o secțiune dublu T modelată cu elemente de tip fibră. În cadrul analizelor, prinderea stâlpului la bază a fost considerată perfect articulată, iar îmbinarea riglă-stâlp semi-rigidă. Determinarea rigidității inițiale, $S_{j,ini}$, s-a făcut pe cale experimentală și verificată analitic prin metoda componentelor (vezi cap. 5). Pentru modelarea comportării îmbinărilor, s-a folosit o comportare idealizată biliniară (Figura 6-1).

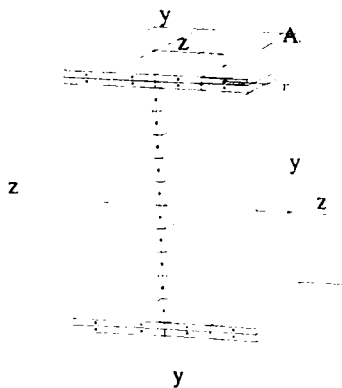


Figura 6-7: Modelarea unei secțiuni dublu T cu elemente de tip „fibră”

Factorul de reducere al încărcării seismice, q , a fost determinat pe baza unor analize neliniare dinamice „time-history” și este definit ca fiind raportul dintre

factorul de amplificare pentru nivelul de performanță ales și cel corespunzător atingerii limitei de curgere în fibra extremă a secțiunii:

$$q = \frac{\lambda_{NPI}}{\lambda_{el}} \quad (6.1)$$

unde:

λ_{NPI} este factorul de amplificare corespunzător nivelului de performanță N_i ;

λ_{el} factorul de amplificare corespunzător atingerii limitei de curgere în fibra extremă.

În analize au fost folosite un număr de 3 accelerograme, acestea sunt prezentate în Figura 6-8.

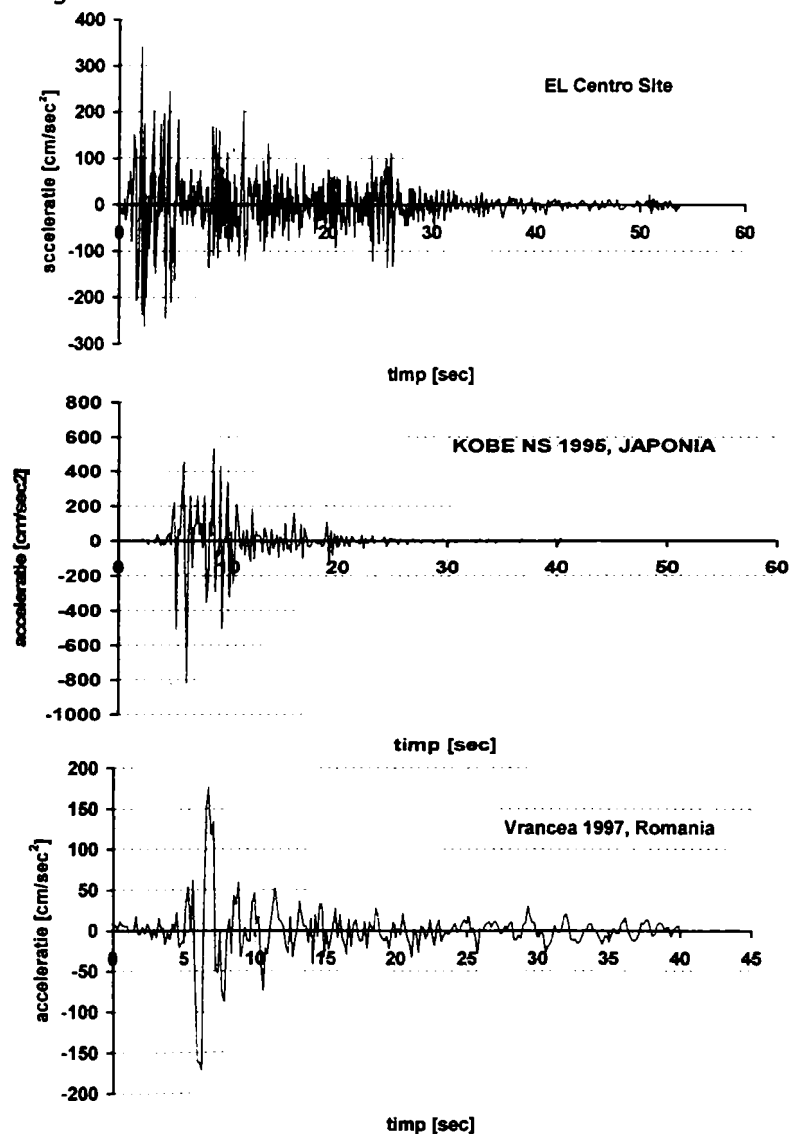


Figura 6-8: Accelerograme utilizate în analize

Pentru a defini obiective de performanță realiste, a fost aleasă abordarea prin trei nivele de performanță, iar pentru fiecare nivel de performanță a fost definită valoarea corespunzătoare deplasării laterale a colțului cadrului (Figura 6-9).

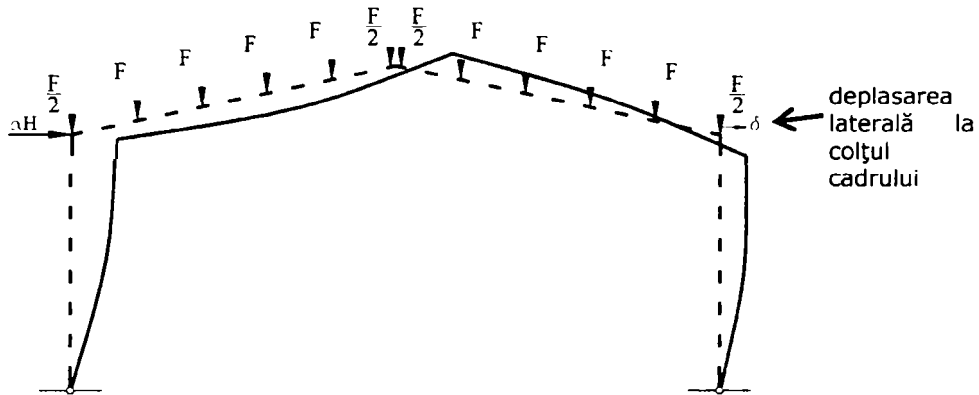


Figura 6-9: Definiția deplasarea laterală la colțul cadrului

În continuare se va face o descriere amănunțită a modului în care cele trei nivele de performanță vor fi definite pentru cazul de față:

- *Starea limită de serviciu* (criteriul de rigiditate – complet operațional) corespunzătoare unor cutremure frecvente. Această stare limită presupune ca structura, împreună cu elementele nestructurale, să sufere avarii minore iar disconfortul ocupanților să fie redus la minim. Deci, pentru acest nivel de performanță, structura trebuie să rămână în domeniul elastic sau poate suferi deformații plastice neimportante. Deplasarea laterală a colțului cadrului, corespunzătoare acestui nivel de performanță, a fost considerată ca fiind limita acceptată a deplasării la starea limită ultimă, pentru structuri având elemente neductile. Această valoare a fost evaluată în concordanță cu prevederile EN 1998-1[22].

$$d_{sls} \cdot v = 0.0075 \cdot h \quad (6.2)$$

unde:

- h este înălțimea cadrului
- v factorul de reducere care ține seama de perioada de revenire mai scurtă a acțiunii seismice.

- *Starea limită de avarie* (criteriu de rezistență – siguranța vieții) corespunzătoare cutremurelor ocazionale. Această stare limită corespunde unui cutremur ce ar putea produce avarii ale elementelor nestructurale și avarii reduse ale elementelor structurale, ce pot fi reparate fără dificultăți tehnice ridicate. În vederea determinării deplasării laterale a colțului cadrului, d_{DLS} corespunzătoare acestui nivel de performanță, s-a adoptat metoda spectrului de capacitate (Figura 6-10). Punctul de intersecție al curbei de capacitate (obținută în urma unei analize neliniare push-over) și spectrul de capacitate reprezintă accelerația și deplasarea necesare pentru proiectarea antiseismică. Metoda spectrului de capacitate este descrisă detaliat în paragraful 3.3.3.

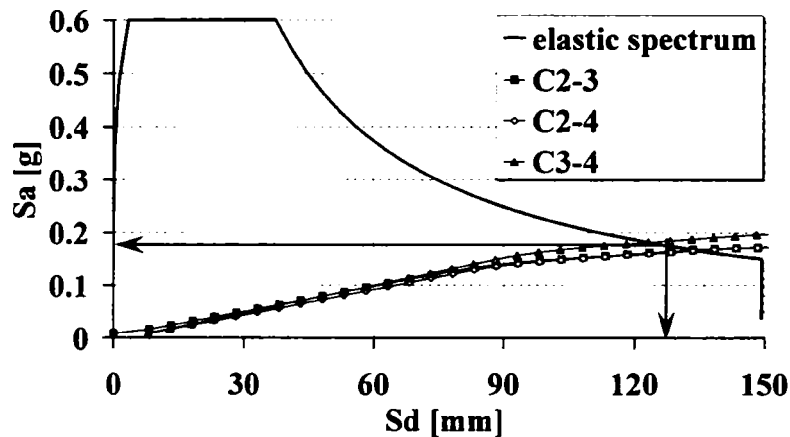


Figura 6-10: Metoda spectrului de capacitate

• *Starea limită ultimă* (criteriul de ductilitate - nivelul de performanță corespunzător prevenirii colapsului) în cazul cutremurelor foarte rare, reprezentând un nivel al mișcării seismice foarte ridicat. În cazul acestor cutremure ar putea să apară avarii atât în cazul elementelor structurale cât și al celor nestructurale, însă trebuie garantată supraviețuirea ocupanților. În majoritatea cazurilor nivelul avariilor este foarte ridicat, demolarea reprezentând soluția recomandată de proiectanți. Deplasarea laterală corespunzătoare acestui nivel de performanță, d_{ULS} , a fost considerată ca cea corespunzătoare punctului în care se atinge capacitatea de rotire plastică a elementelor structurale. Evaluarea capacității de rotire plastică s-a făcut cu programul de calcul DuctrotM, dezvoltat de Gioncu și Petcu (1997)[34]. Programul ia în considerare, la determinarea capacității de rotire a unui element atât posibilitatea de flambaj în plan cât și cel în afara planului, la dezvoltarea unei articulații plastice. Cazul cel mai defavorabil s-a dovedit a fi cel al flambajului în afara planului, acesta fiind cazul luat în considerare. Valorile capacităților de rotire plastică evaluate cu DuctrotM sunt prezentate în Tabelul 6-6.

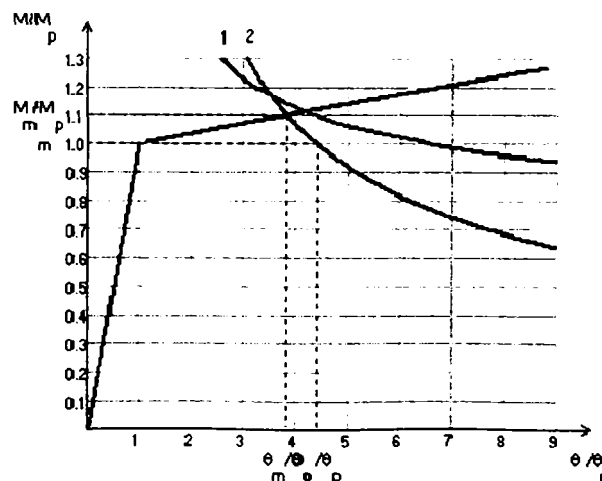


Figura 6-11: Determinarea capacității de rotire DuctrotM (1-flambaj în plan, 2 - flambaj în afara planului)

Tabelul 6-6:Capacitățile plastice de rotire a secțiunii grinzii

Cadru	ϕ_u [rad]
C2-3	0.02665
C2-4	0.02751
C3-4	0.02311

Valorile deplasărilor obținute, corespunzătoare celor trei nivele de performanță propuse (starea limită de serviciu SLS, starea limită de avarie DLS și starea limită ultimă ULS) sunt prezentate în Tabelul 6-7.

Tabelul 6-7: Deplasările laterale corespunzătoare celor trei nivele de performanță

Cadru	Deplasarea laterală[mm]		
	d_{SLS}	d_{DLS}	d_{ULS}
C2-3	75	133	159
C2-4	75	133	164
C3-4	75	122	138

unde:

- d_{SLS} este deplasarea laterală a colțului cadrului corespunzătoare stării limite de serviciu (criteriul de rigiditate);
- d_{DLS} deplasarea laterală a colțului cadrului corespunzătoare stării limite de avarie (criteriul de rezistență);
- d_{ULS} deplasarea laterală a colțului cadrului corespunzătoare stării limite ultime (criteriul de ductilitate);

Factorul de reducere al încărcării seismice, q , este definit ca fiind raportul dintre factorul de amplificare pentru nivelul de performanță ales și cel corespunzător atingerii limitei de curgere în fibra extremă a secțiunii. Valorile factorilor de amplificare prezentați anterior, au fost evaluate în urma analizei neliniare dinamice și sunt prezentate în Tabelul 6-8. Aceste valori reprezintă factorul cu care este multiplicată accelerograma pentru atingerea deplasărilor laterale indicate în Tabelul 6-7. În urma evaluării acestor factori este posibilă determinarea factorilor de reducere a încărcării seismice, q , pe baza relației (6.1). Aceste valori sunt prezentate grafic, comparativ pentru cele trei tipologii de cadre alese.

Tabelul 6-8: Valorile factorilor de amplificare corespunzătoare nivelelor de performanță selectate.

Cadru	λ_{el}	λ_{SLS}	λ_{DLS}	λ_{ULS}
C2-3	0.0159	0.0142	0.0252	0.0309
C2-4	0.0162	0.0142	0.0254	0.0328
C3-4	0.0179	0.0149	0.0234	0.0265

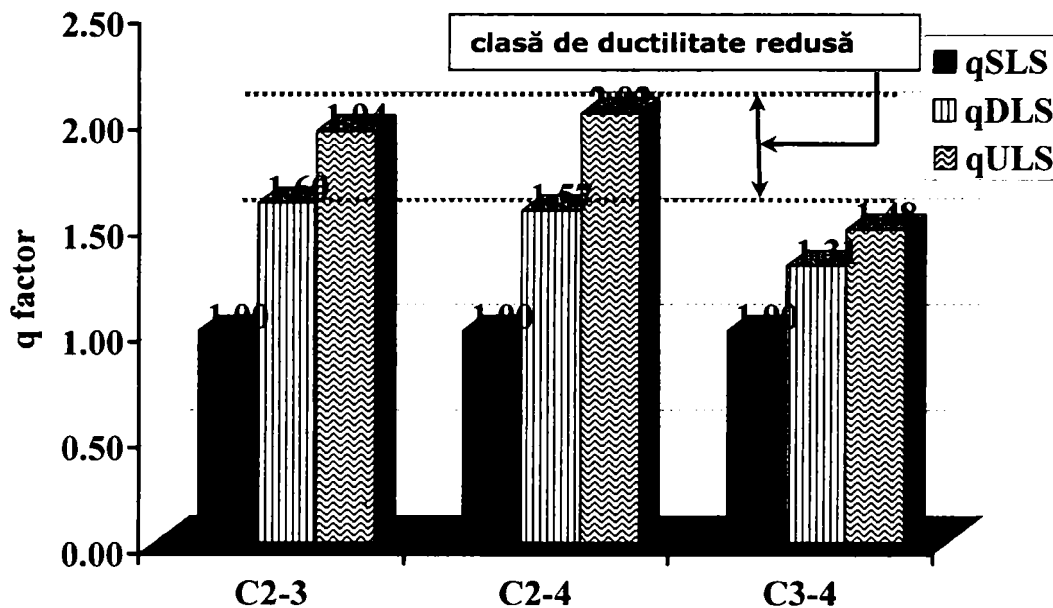


Figura 6-12: Factori de reducere corespunzători nivelelor de performanță considerate

6.5. Concluzii

În majoritatea cazurilor de proiectare a structurilor metalice, din considerente de simplificare și uniformizare se consideră că îmbinările riglă-stâlp sunt fie perfect rigide, fie perfect articulate. Însă în majoritatea cazurilor nodurile au un comportament semi-rigid. În cazul îmbinărilor realizate între elemente cu secțiuni zvelte, cum este și cazul cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiune variabilă, comportamentul semi-rigid este și mai pronunțat datorită panoului de inimă foarte zvelt.

Pentru a putea observa influența semi-rigidă a îmbinărilor asupra comportamentului cadrului, au fost realizate în prima fază analize liniare elastice pentru cazul grupării fundamentale și a grupării speciale. În cadrul acestor analize este suficient a cunoaște rigiditatea inițială a îmbinărilor, $S_{j,ini}$, între riglă și stâlp, în modelare considerându-se un resort de rotire având această rigiditate. S-a observat că rigiditatea inițială influențează în mare măsură proiectarea cadrului la starea limită de serviciu, obținându-se valori considerabil mai mari, decât în cazul unui îmbinări perfect rigide, în timp ce nivelul de variație a eforturilor interne este scăzut.

În cazul unor analize neliniare elasto-plastice, pentru caracterizarea idealizată a comportării îmbinărilor pot fi adoptate trei tipuri de comportament și anume: neliniar, trilinear și bilinear, efortul de calcul reducându-se de la prima la ultima.

Pentru o proiectare antiseismică ce ține cont de comportamentul semi-rigid al îmbinărilor au fost propuse criteriile de proiectare bazate pe performanță a structurilor realizate din elemente cu ductilitate redusă. În acest scop a fost propusă o abordare care consideră trei nivele de performanță și anume: Starea Limită de

Serviciu (criteriul de rigiditate), Starea Limită de Avarie (criteriul de rezistență) și Starea Limită Ultimă (criteriul de ductilitate).

Au fost determinați factori de amplificare (multiplicatori ai accelerației) și factori de reducere a încărcării seismice asociați cu cele trei nivele de performanță, prin intermediul unor analize neliniare dinamice „time-history”.

Valorile rezultate ale factorilor de reducere q , sunt cuprinse în intervalele 1.5-2.0 la cadrele având elemente cu tălpi de clasă 2 (C2-3 și C2-4), pentru starea limită de avarie și starea limită ultimă. Aceste valori corespund prevederilor din normele actuale de calcul (EN 1998-1[22] și P100/2006[55]) și clasifică aceste structuri ca având un comportament slab disipativ.

Trebuie de asemenea subliniat faptul că în toate cazurile diferențele dintre starea limită de avarie și starea limită ultimă sunt foarte reduse, ceea ce poate fi de asemenea caracterizat de o ductilitate redusă a elementelor componente. În ce privește valoarea factorului q , aceasta poate fi definit pentru orice număr ales al nivelelor de performanță, în cazul în care acestea sunt foarte bine definite și delimitate.

7. STRUCTURI TIPIZATE PENTRU HALE METALICE PARTER AVÂND CADRELE REALIZATE DIN ELEMENTE CU SECȚIUNI VARIABILE

7.1. Introducere

În cazul oricărei investiții în domeniul construcțiilor în faza inițială se pune problema fezabilității. Un studiu de fezabilitate necesită o serie de informații care, puse cap la cap, într-un anumit scenariu, oferă un răspuns destul de clar investitorului. Problema în majoritatea cazurilor este lipsa de informații, fapt ce împiedică elaboratorul studiului de a efectua comparații între soluții. Din acest punct de vedere existența unui catalog complet de structuri tipizate, ar înlătura din start lipsa informațiilor în ceea ce privește consumul de materiale pentru structura în cauză.

Construcțiile metalice parter își regăsesc în general aplicabilitatea în următoarele domenii:

- saloane auto;
- centre comerciale;
- clădiri de birouri;
- depozite pentru diferite bunuri;
- clădiri industriale (spații de producție);
- clădiri în domeniul agro-zootehnic;
- săli de sport și altele.

Pe piața construcțiilor metalice există mai mulți jucători importanți care au în spate un sistem tipizat pentru realizarea halelor cu structură metalică. Pot fi amintiți aici Butler, Astron, Frisomat, Kontirom, etc. care în funcție de tehnologia de fabricație folosesc sisteme tipizate de hale realizate având elementele principale realizate din table sudate, europrofile, profile formate la rece cu pereți subțiri. În vederea atingerii acestui segment de piață, organizația multinațională Lindab a lansat ideea realizării unui set de proiecte cu caracter tipizat.

O construcție metalică în sistem tipizat înseamnă în general definirea într-un mod particular al subansamblelor de mai jos și integrarea lor conform unor procese interne organizaționale bine puse la punct:

- soluție structurală optimizată;
- închideri (acoperiș și perete) individualizate;

- accesorii și detalii particulare.

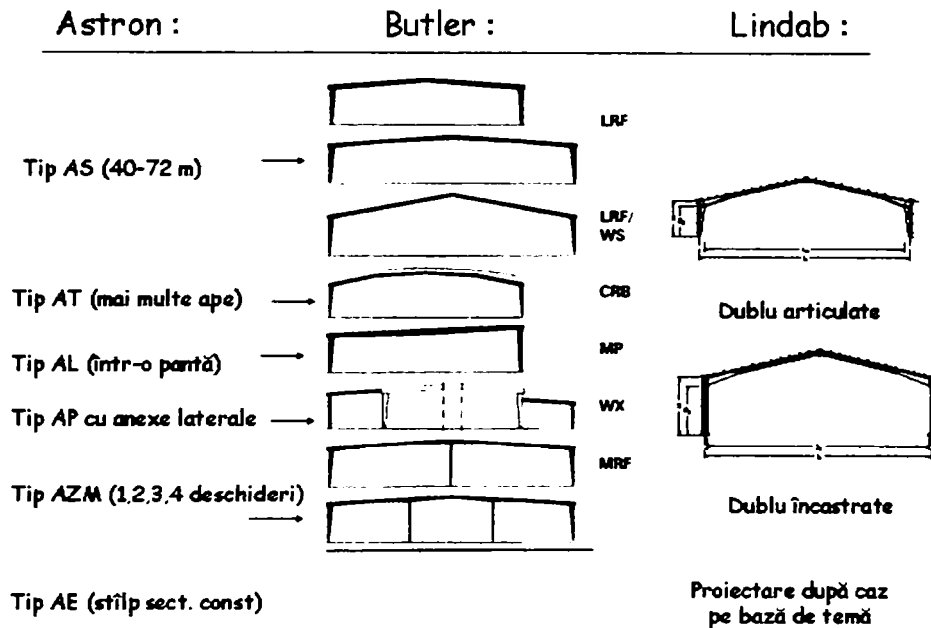


Figura 7-1: Sisteme structurale tipizate (Nagy 2003)[50]

În faza de demarare a proiectului autorii s-au confruntat cu diferențele punctelor de vedere ale diferitelor grupuri de interese ale ramurii industriale:

- piața (cumpărătorii), care caută lucruri de calitate la un preț cât mai scăzut, care să le permită cât mai multă flexibilitate în exploatare;
- proiectanții de structuri, care doresc să proiecteze rapid, sigur și durabil;
- arhitecții, care aspiră către construcții frumoase, unice în felul lor, având o personalitate distinctă;
- constructorii, care sunt interesați de construcții cu posibilitatea de execuție rapidă și ușoară - urmărind reducerea manoperei de șantier.

Dezvoltatorii sistemelor sunt puși uneori în situația în care trebuie să răspundă la majoritatea acestor exigențe, în condițiile în care unele dintre ele sunt în contradicție cu celelalte. La rândul lor și furnizorii de sisteme au exigențe de genul: ușor de realizat și livrat în condiții de maximă profitabilitate. În vederea corelării diferențelor între punctele de vedere a fost nevoie de o serie de documente de care Partenerii de Proiect, au ținut cont în vederea realizării procesului de proiectare și anume: oferte întocmite de Lindab, proiecte elaborate anterior, rapoarte de proiecte, prețuri de referință, experiența acumulată.

7.2. Soluția tipizată și proiectarea ei conceptuală

În urma analizei de către partenerii de proiect, a necesității grupurilor interesate în realizarea unor structuri metalice parter, soluția cea mai adecvată a fost conceperea unei structuri metalice tipizate din secțiuni compuse sudate. Închiderea (acoperiș și perete) se realizează cu pane și rigle de secțiuni Z (profile formate la rece) și table cutate ambutisate. Soluțiile de îmbinare au fost adoptate astfel încât în orice moment clădirea va putea fi complet demontabilă.

7.2.1. Proiectarea conceptuală și reguli de configurare

Structura principală de rezistență este proiectată pe un modul de bază de 31,0 m. Cadrele structurii se montează prin retragere, grinzile se așează pe capul stâlpului sau la fața acestuia, după caz. Închiderile sunt adaptabile la arhitectura dorită. Elementele structurale principale de rezistență (riglă, stâlpi) sunt realizate din oțel OL52, având limita de curgere $f_y=350$ N/mm². Structura secundară de susținere a închiderilor (pane de acoperiș și rigle de perete) este realizată din oțel galvanizat SUB350 de tip Lindab (corespunzător OL52), având limita de curgere $f_y=350$ N/mm².

Structura de rezistență este alcătuită din cadre transversale pe sistem de grinzi și stâlpi cu secțiuni variabile. Prinderea între elemente realizându-se cu șuruburi de înaltă rezistență gr. 10.9 pretensionate. Cadrele transversale sunt legate între ele printr-un sistem de contravântuiri la nivelul acoperișului și pereților, cât și prin intermediul unor rigle longitudinale. Sistemul de legături are menirea de a prelua eforturile orizontale din structura și transmiterea acestora la infrastructură. Rolul riglelor longitudinale, realizate din țevă este și de a reduce lungimea de flambaj a riglei și a stâlpului. Soluția adoptată de prindere a stâlpului la bază acesta diferă în funcție de înălțimea cadrului astfel: articulată și semi-rigidă.

Structura de rezistență este proiectată în conformitate cu normele românești în vigoare la data demarării activității de proiectare la următoarele ipoteze de încărcare: permanentă, tehnologică, zăpadă, vânt și seism. Aceste ipoteze au fost grupate în combinații de încărcări afectate de coeficienții parțiali de siguranță corespunzători. Încărcările de calcul au fost evaluate pentru un amplasament corespunzător zonei București. Zona București a fost aleasă din două considerente și anume: pe de o parte se poate acoperi aprox. 80% din teritoriul țării, iar cererea pe piață de construcții metalice este foarte mare.

În cadrul calculului seismic, s-a optat pentru un coeficient de reducere a acțiunii seismice $\psi = 1$, deoarece elementele principale ale structurii de rezistență sunt realizate din table sudate, rezultând secțiuni de clasă 3 și/sau chiar 4 în unele cazuri.

În urma unei analize amănunțite a solicitărilor, bazate pe cererile de ofertă făcute de beneficiari în decursul anilor 1999-2002, au fost selectate următoarele dimensiuni geometrice:

- L (deschidere) = 12, 15, 18, 20, 22, 24, 27, 30 m;
- H (înălțime la streășină) = 4, 5, 6, 7, 8 m;
- T (travee) = 6,20 m;
- α (unghi acoperiș) = 8 grade

Prinderea stâlpilor la bază s-au realizat în soluție articulată pentru înălțimile de 4, 5, 6 m (vezi Figura 7-2) și semi-rigidă pentru înălțimile de 7,0 și 8,0 m (vezi Figura 7-3). Evaluarea semi-rigidității la baza stâlpului a fost evaluată aplicând metoda componentelor din EN 1993-1.1.

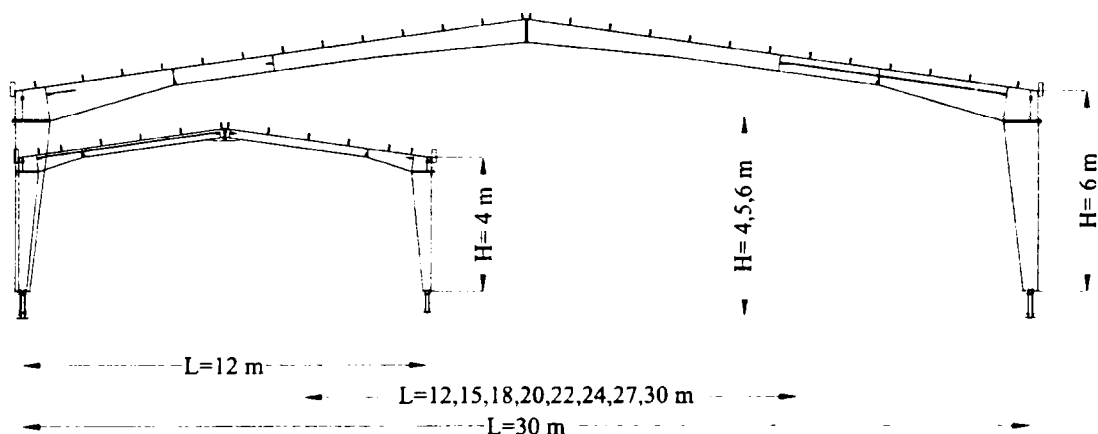


Figura 7-2: Tipo-dimensiuni pentru cadre articulate

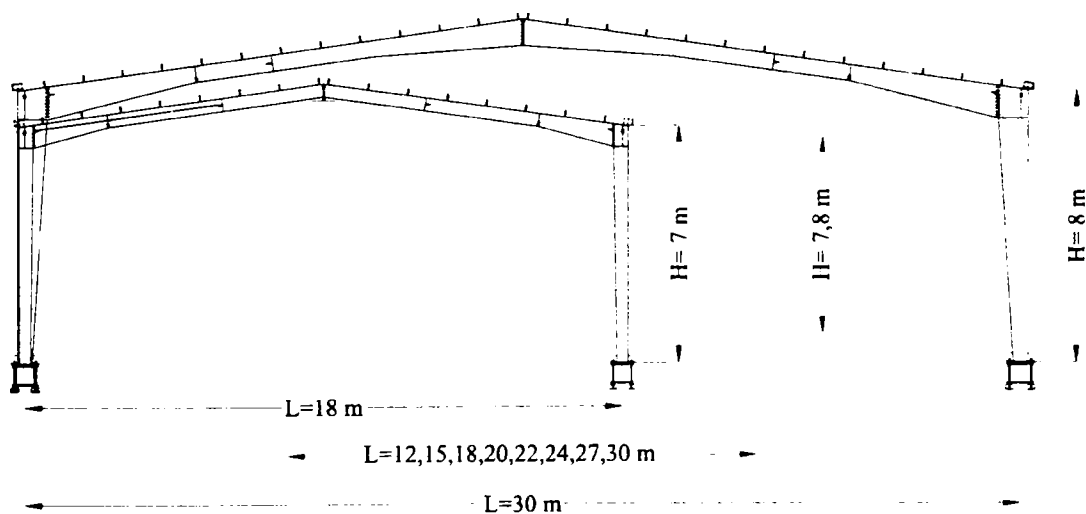


Figura 7-3: Tipo-dimensiuni pentru cadre semi-rigide

Criteriul care a stat la baza alegerii soluției semi-rigide a fost rigiditatea în plan a cadrului. Valorile rezultate ale deplasării pe orizontală a colțului cadrului, la gruparea specială, nu respectau valorile admise pentru nivelul de înălțime 7,0 și 8,0 m în soluție articulată.

Pentru a prelua eforturile orizontale, provenite din încărcările din vânt sau seism, sunt prevăzute contravânturi la nivelul acoperișului și în planul pereților. Sistemul de contravânturi este în X, lucrând doar contravântuirea solicitată la întindere. Regula de dispunere a contravântuirilor în pereți este cea prezentată în Figura 7-4 și anume:

- contravântuirea frontoanelor – se dispun contravântuiri în panourile în care nu există porți sau uși;

- contravântuirea pereților longitudinali: pentru fiecare 5 travei se folosește un panou de contravântuire.

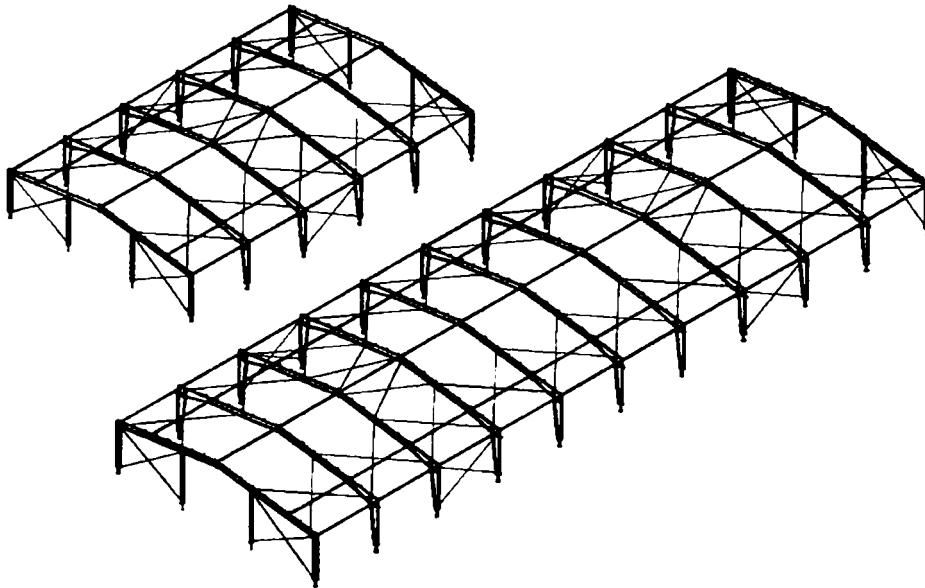


Figura 7-4: Reguli de contravântuire

Dimensionarea elementelor componente ale structurii principale de rezistență s-a făcut pentru a respecta condițiile de rigiditate și rezistență sub efectul încărcărilor aplicate pe structură, prevăzute în STAS 10108/0-78[63] și P100/92[54]. Analizele efectuate în vederea determinării eforturilor interne au fost: *analize liniare statice*, *analize liniare dinamice (pentru determinarea modurilor proprii de vibrație)* și *analize elastice de flambaj*. Pentru a ușura procedura de dimensionare și verificare a elementelor componente, ținând cont de numărul mare de cazuri s-au realizat mai multe proceduri de calcul în programul de calcul Mathcad pentru (Anexa 6):

- verificarea riglei transversale și a stâlpului cadrului (exemplu pe hala cu $L=24$ m și $H=7$ m);
- verificarea contravântuirilor din pereți și acoperiș (exemplu numeric pentru D24);
- verificarea riglelor longitudinale de la streășină, coamă și intermediare (exemplu numeric pentru Tvrot 121/4.0).

În Figura 7-5 și Figura 7-6 sunt prezentate detaliile constructive pentru realizarea celor două tipuri de structuri distincte și anume: detaliul de îmbinare riglă-stâlp, detaliu de îmbinare riglă-riglă la coamă, detaliul de prindere al riglelor longitudinale și al contravântuirilor de la nivelul acoperișului și din pereți cât și detaliul de prindere a stâlpului în fundație. Diferențele majore apar la modul de realizare a detaliului de îmbinare riglă-stâlp (cazurile articulate se realizează pe capul stâlpului, iar la cadrele semi-rigide la fața stâlpului) și la modul de fixare a stâlpului în fundație (cazul cadrelor articulate buloanele sunt grupate în interiorul

secțiunii stâlpului, iar la cadrele semi-rigide buloanele de ancoraj sunt dispuse în afara secțiunii stâlpului).

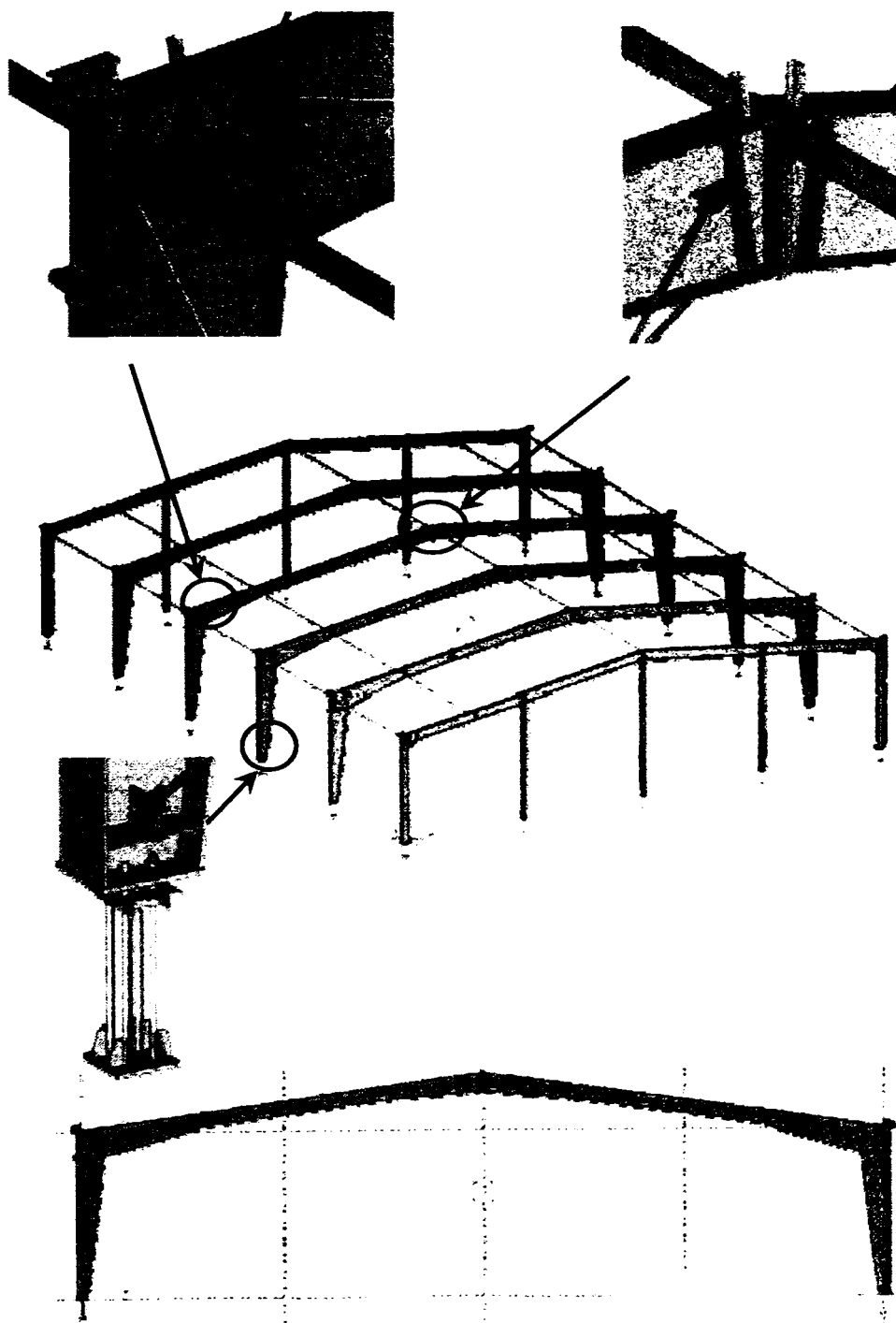


Figura 7-5: Detalii constructive structură articulată.

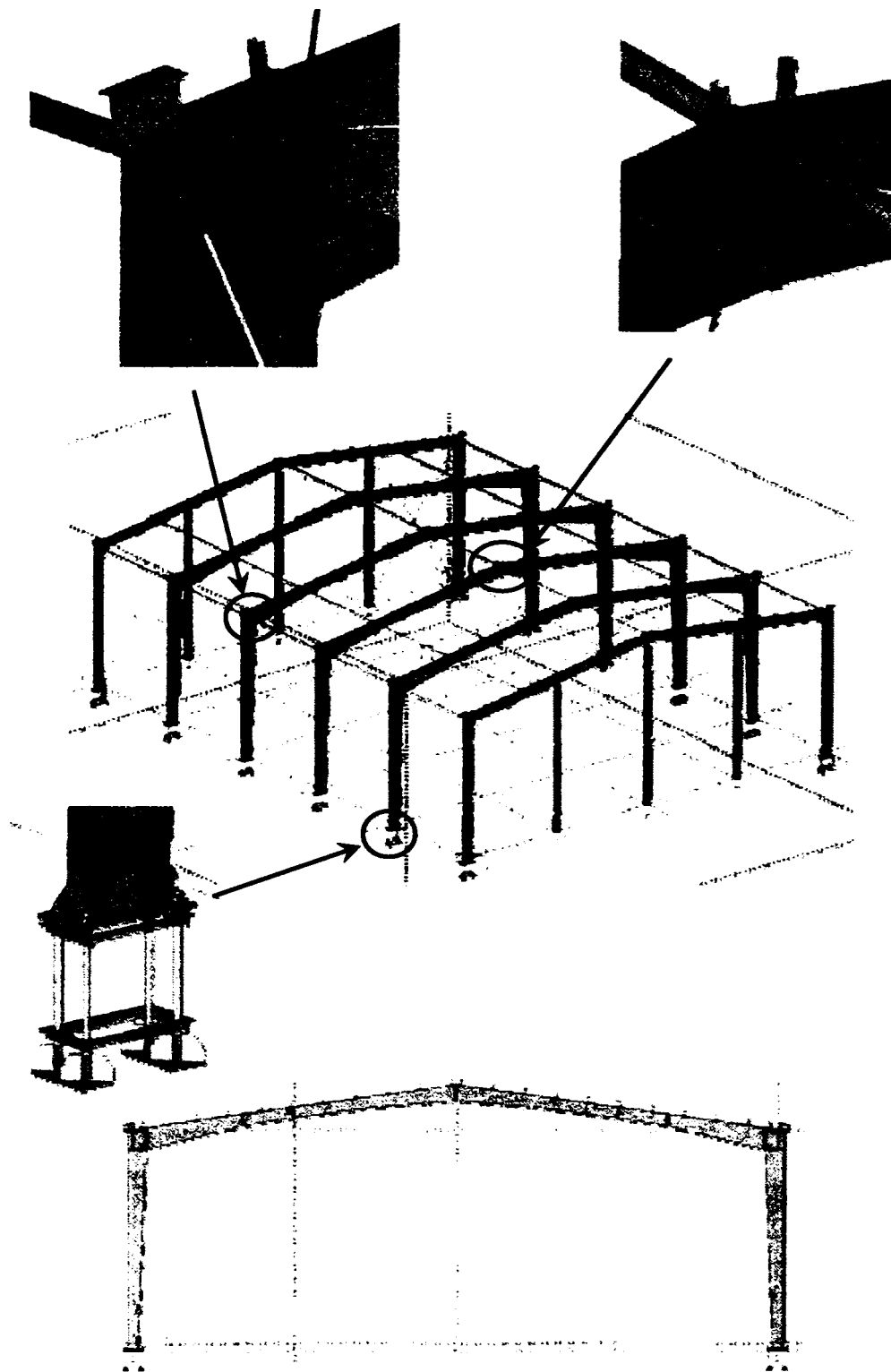


Figura 7-6: Detalii constructive structură semi-rigidă

7.2.2. Soluția de închidere (acoperiș și perete)

Închiderile sunt realizate din table cutate cu stratificația clasică a acoperișului și a peretelui astfel (vezi Figura 7-7):

- tablă cutată exterioară: LTP45/0.5 la acoperiș și LTP20/0.5 la pereți;
- izolație termică (vată de sticlă);
- tablă cutată interioară LVP20/0.4 atât la acoperiș cât și la perete;
- tablele cutate sunt fixate cu șuruburi autofiletante de pane și rigle în cute alternante; țeserea tablelor pentru asigurarea efectului de diafragmă;
- pane de acoperiș Z150 sau Z200 și rigle de pereți Z100 sau Z/120

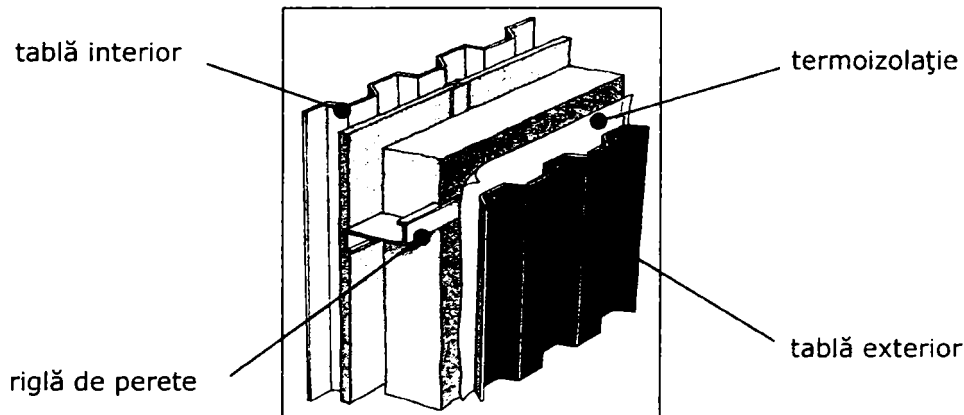


Figura 7-7: Soluția de închidere

7.3. Exemplu de aplicație

Aplicând regulile descrise anterior, s-a realizat un complex comercial în localitatea Afumați (Jud. Ilfov) (vezi Figura 7-8). Dimensiunile geometrice caracteristice ale lucrării sunt:

- deschidere = 30,0 m
- lungime = 74,4 m (12x6,20 m)
- Înălțime = 6,0 m.

Factorii critici după care a fost realizată fezabilitatea au fost: *termenul de realizare și prețul pe mp*. Trebuie subliniat faptul că pentru structura în cauză, utilizând catalogul de structuri tipizate, elaborarea documentației de execuție a fost posibilă doar în 4 zile de la lansarea temei de proiectare. Principalii indicatori care au stat la baza studiului de fezabilitate au fost:

- Termen de realizare : 7 săptămâni (de la contractarea lucrării până la predarea la cheie).

- Prețul pe mp al furniturii (structură + închideri): 86 eur/mp

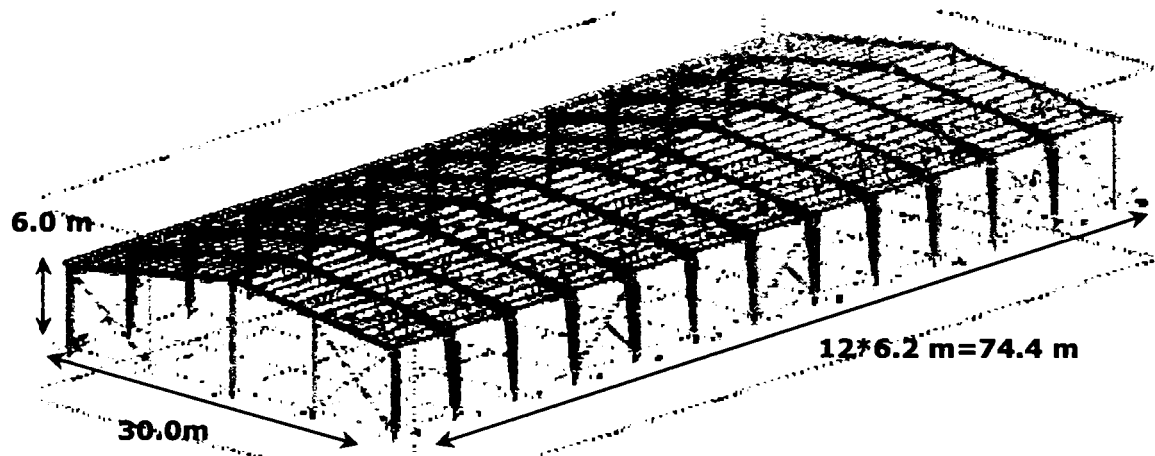


Figura 7-8: Dimensiuni principale structură

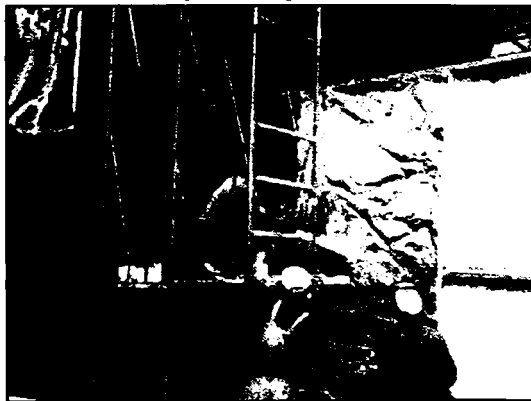
Structura de rezistență a fost integral realizată din cadrele proiectului tipizat, fiind posibil a fi respectate regulile de detaliere și configurare din ipoteză și anume: cadrul realizat din elemente cu secțiuni variabile, prindere articulată a stâlpului în fundație. În Figura 7-9 sunt prezentate diferitele faze de montaj ale structuri tipizate în cauză.



a) montaj structură



b) montaj structură secundară



c) montaj închideri



d) structura finalizată

Figura 7-9: Faze de montaj ale unei structuri tipizate

7.4. Performanțe tehnico-economice ale tipizării

Experiența de piață privind indicatorii amintiți în paragrafele anterioare, la care se raportează și principalii lideri din ramura industrială a construcțiilor metalice de tip parter au scos în evidență o valoare medie de 95-110 Euro/mp pentru prețul pe mp și un termen de realizare de 12-16 săptămâni de la contractare până la realizarea clădirii.

Studii anterioare întreprinse de Nagy (2003)[50] au arătat că principala componentă în prețul unei astfel de clădiri o reprezintă structura principală de rezistență. Ponderea componentelor respectă în general distribuția prezentată în Figura 7-10. Astfel devine inerent, că orice economie la cea mai importantă componentă poate să influențeze indicatorul de preț /mp.

Un alt aspect important, cu efect asupra termenului de livrare dar cu implicații și asupra prețului pe metru pătrat, este relația între *gradul de standardizare, nivelul de calificare al forței de muncă, nivelul de automatizare al procesului de realizare al produsului și volumul de produse similare*. Conform teoriilor proiectării operațiunilor relația între cei patru factori menționați se poate defini conform graficului din Figura 7-11.

S-a ales strategia deplasării produsului din situația redată la punctul 1 în punctul 2 (Figura 7-11) urmărind obținerea unui produs cât mai standardizat, ceea ce permite un nivel de automatizare al procesului ridicat, cu folosirea unor forțe de muncă cu calificare mai scăzută, în condițiile obținerii unui volum mai mare de produse similare vândute.

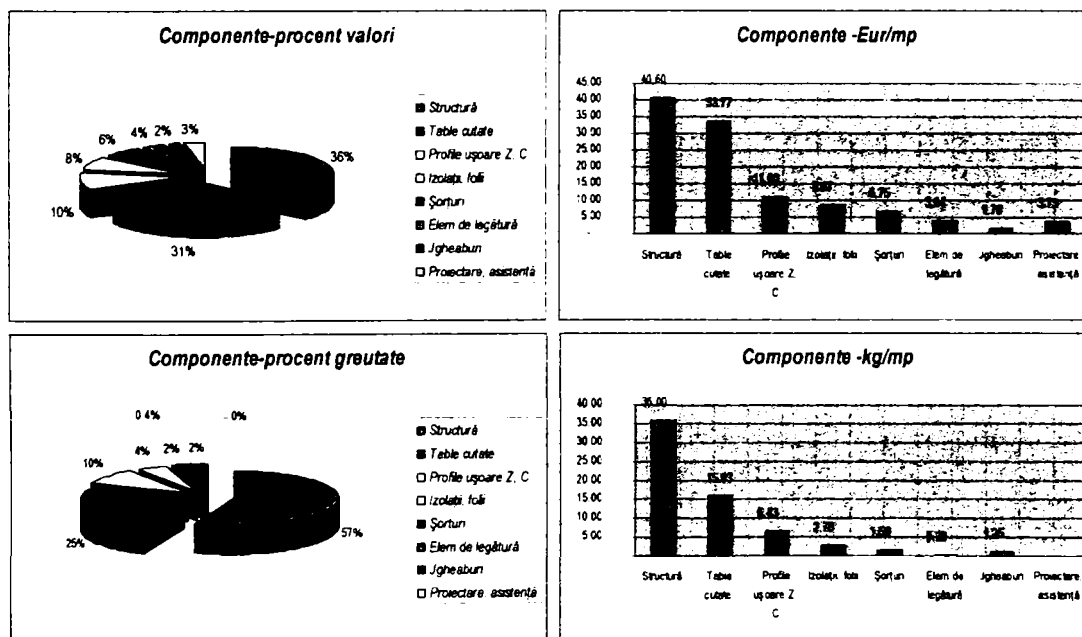


Figura 7-10: Ponderea componentelor în cazul unei clădiri metalice parter

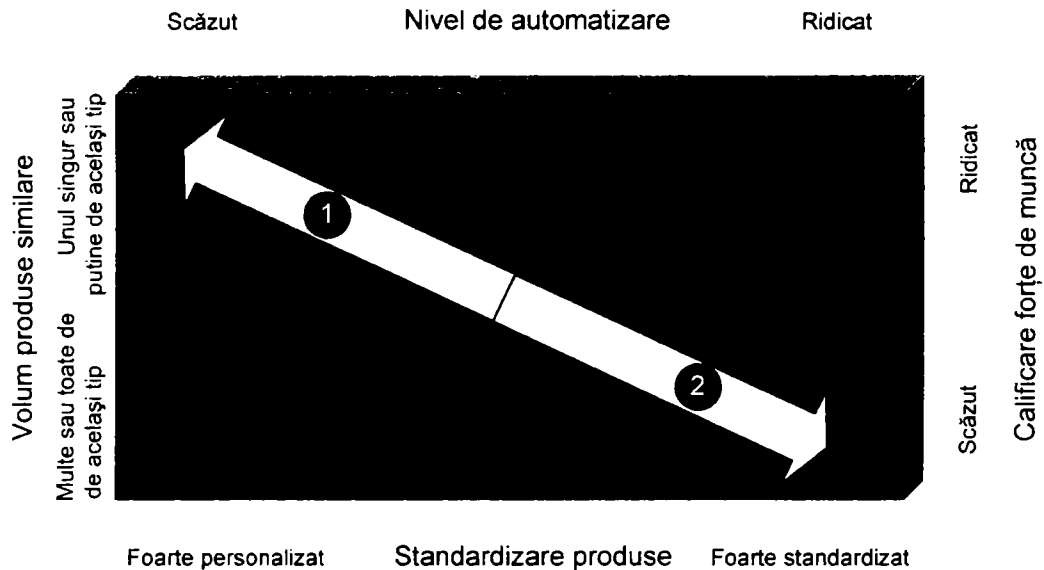


Figura 7-11: Strategia echipei de proiect – poziționarea rezultatului în punctul 2

Rezultatele obținute pe baza prelucrării datelor conform proiectelor tip sînt prezentate în diagramele din Anexa 7.

7.5. Concluzii

Deși procesul de tipizare al unui produs prezintă și unele dezavantaje, autorii proiectului de dezvoltare au ajuns la concluzia că un set de avantaje clare pot fi valorificate prin tipizare:

- dezvoltarea unor seturi de abace de referință pentru consumurile de oțel în structură permite oricărei persoane să întocmească o estimare rapidă, fără depunerea unui efort deosebit
- chiar dacă în unele cazuri se pot obține consumuri mai scăzute, datorate unui nivel de încărcare efectivă mai redusă decât cele din ipotezele de calcul, economiile din simplificarea procesului de producție și caracterul repetitiv al operațiunilor pot fi substanțiale
- obținerea unor costuri și termene mai scăzute decât media pe ramură datorită eficienței și rapidității proceselor dezvoltate
- tipurile dezvoltate au o aplicabilitate largă, care acoperă mai mult de 80% din teritoriul țării
- posibilitate de benchmarking / optimizare - alegerea celei mai economice soluții dintre cele existente

8.CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE

8.1. Concluzii

Halele metalice ușoare sunt realizate cu preponderență pe un sistem structural în cadre parter. Utilizarea acestora este justificată de avantajele pe care le conferă: *rapiditate și acuratețe în execuție și montaj, un grad înalt de prefabricare, compatibilitatea cu orice sistem de placare interioară și exterioară, spații deschise de dimensiuni variate, posibilități multiple de amenajare și re-amenajare, realizarea de construcții ce pot fi demontate și relocalate fără pierderi prea mari de materiale.*

Cadrele metalice parter sunt realizate în mod frecvent din secțiuni zvelte, sudate. Aceasta soluție este adoptată în special pentru a reduce consumurile de materiale și pentru o folosire cât mai eficientă a materialului. Elementele cadrelor au secțiuni variabile în concordanță cu distribuția eforturilor. Pentru acest tip de structuri, clasa secțiunii poate varia de la Clasă 2 la Clasă 3 și chiar Clasă 4 în unele cazuri. Având în general secțiuni zvelte, un calcul în domeniul plastic nu este posibil, datorită capacității de rotire plastică redusă. Rezistența elementelor structurii împotriva fenomenului de pierdere a stabilității este în general scăzută, dacă nu sunt prevăzute legături laterale adecvate (în planul învelitorii). Paneele de acoperiș și riglele de perete, rigidizate între ele prin intermediul tablei cutate introduc un efect favorabil din acest punct de vedere, acesta

Principale probleme cu care inginerul proiectant se confruntă la dimensionarea și detalierea structurilor metalice parter, având secțiuni variabile zvelte sunt stabilitatea, ductilitatea și comportarea îmbinărilor.

Stabilitatea cadrelor metalice parter, presupune o abordare pe mai multe direcții și anume: stabilitatea generală în planul cadrului, stabilitatea generală în afara planului cadrului și stabilitatea locală a elementelor componente.

Verificarea la rezistență și stabilitate a elementelor cadrului se poate face aplicând metodele de calcul din norme (STAS 10108/0-78 sau EN 1993-1.1), însă toate acestea conduc la un calcul foarte laborios și lasă loc la multiple interpretări. O metodă mai exactă de evaluare a capacității elementelor cadrului este propusă în EN 1993-1.1, sub titulatura de „Metoda generaiă de calcul”. Această metodă ține cont de modul real de comportare a cadrului în ansamblu, de tipul de legături laterale, de modul de prindere a stâlpului în fundație, de flambajul local sau general.

În ce privește ductilitatea, datorită elementelor componente, realizate cu preponderență din pereți zvelți, clasificarea acestora în conformitate cu P100/2006 (EN 1998-1) se face în clasa de ductilitate redusă. Astfel la calculul seismic nu se poate pune bază pe capacitatea de disipare a energiei seismice, astfel factorul de reduce q , poate lua valori în intervalul 1,5-2,0, numai dacă este asigurată o bună legătură laterală a elementelor acestuia.

O abordare oarecum nouă în proiectarea structurilor în zone seismice este proiectarea bazată pe criterii de performanță. Proiectarea Bazată pe criterii de Performanță (PBP) a structurilor amplasate în zone seismice a devenit relevantă în urma cutremurelor devastatoare din Kobe (1995) și Northridge (1994), fiind introdusă formal în SUA de documentele SEAOC (1995) și FEMA 273 (1996). Un

motiv important al unei astfel de decizii a fost că deși unele clădiri, proiectate în conformitate cu normele de calcul actuale, au avut o comportare bună din punct de vedere al pierderilor de viați omenești, pierderile din punct de vedere economic au fost neașteptat de ridicate. În viziunea lui Ghobarah (2001), metodele convenționale de proiectare antisismică se rezumă la siguranța vieții (rezistență și ductilitate) și controlul distrugerilor (starea limită de serviciu). Criteriile de proiectare sunt definite de limitarea eforturilor unitare și a forțelor interne evaluate din nivelele prescrise ale forței tăietoare la bază.

Studiul comportării îmbinărilor este important atât din punct de vedere al proiectării în gruparea fundamentală cât și în gruparea specială de acțiuni. Pentru calculul structural este necesară evaluarea caracteristicilor îmbinării riglă-stâlp, riglă-riglă și a stâlpului la bază în termeni de rigiditate, ductilitate și rezistență. Acest lucru este posibil aplicând metoda componentelor din EN 1993-1.1. În vederea validării acestei metode au fost întreprinse o serie de teste experimentale și aplicații numerice. Metoda s-a dovedit a fi destul de exactă pentru evaluarea caracteristicilor îmbinării între elemente riglă-stâlp realizate din profile dublu T cu secțiune constantă și sub un unghi de incidență de 90 grade. În cazul în care acest unghi este diferit, problema devine mult mai complicată, deoarece în grindă se dezvoltă eforturi semnificative de compresiune. Dimensionarea îmbinării în acest caz trebuie făcută ținând cont de interacțiunea dintre momentul încovoietor și forța axială.

Deși există preocupări în domeniu, programe de cercetare care să rezolve problemele enumerate în prezentul capitol rămân totuși de rezolvat câteva probleme de interes major, unele din acestea constituind subiectul prezentei teze, cum ar fi:

- elaborarea unei metode simple și corecte de verificare la flambaj lateral și flambaj lateral prin încovoiere-răsucire a elementelor componente, principalul mod de cedare.
- caracterizarea din punct de vedere al ductilității globale al cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4.
- caracterizarea îmbinărilor riglă-stâlp din punct de vedere al rezistenței, ductilității și rigidității.

Rezultatele studiului de stabilitate, realizat în Capitolul 3, demonstrează rolul major pe care îl au blocajele laterale, datorate panelor și riglelor de perete. Aceste elemente împiedică în bună măsură instabilitatea laterală, care ar putea afecta comportamentul elementelor având secțiuni de Clasa 3 și 4.

Modul de cedare înregistrat este flambaj prin încovoiere-răsucire a riglei sau a stâlpului, în funcție de zveltețea lor. Pentru a îmbunătății capacitatea portantă a cadrului, ar trebui prevăzute contrafișe la talpa comprimată a riglei, adoptând un mod de prindere laterală a cadrului de tip 4.

Blocajele laterale elastice conduc la o scădere nesemnificativă a factorului elastic critic, fiind vorba în general de un procent de 5%. Mai mult dacă s-ar ține cont și de conlucrarea panelor cu învelitoarea această reducere ar fi și mai mică.

S-a observat o influență în general scăzută a imperfecțiunilor. Chiar și în cazul elementelor de Clasa 4, unde voalarea locală apare înaintea flambajului local, influența imperfecțiunilor este nesemnificativă. Astfel este confirmat faptul că flambajul lateral prin încovoiere-răsucire, care reprezintă modul natural de cuplare între fenomenul de răsucire și cel de încovoiere, este caracterizat de o eroziune scăzută datorită imperfecțiunilor.

Rezultatele studiului de ductilitate di cadrul Capitolului 3 au scos în evidență eficiența, chiar și în acest caz a prinderii laterale a cadrului, realizată în practică prin paneele de acoperiș, riglele de perete și contrafișe. Aceste elemente împiedică pierderea stabilității laterale, care ar putea afecta comportamentul întregului cadru. Mai mult, rezultatele scot în evidenta rolul jucat de modul de prindere al stâlpului la bază în comportarea la forțe orizontale.

În conformitate cu normele de proiectare antiseismică, structurile metalice rezistente la seism se proiectează astfel încât în timpul acțiunii seismice intense unele părți ale lor sa poată depăși domeniul de comportare elastic în scopul de a disipa energia seismică prin deformații postelastice. Aceste părți din structură sunt denumite *zone plastice potențiale*. Astfel pentru un calcul în domeniul plastic al structurilor metalice acțiunea seismică este redusă prin intermediul coeficientului q . Coeficientul de reducere a efectelor acțiunii seismice q , ține seama de ductilitatea structurii, capacitatea de redistribuție a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistența neconsiderate în calcul, precum și de efectele de amortizare ale vibrațiilor, altele decât cele asociate structurii de rezistența.

Factorul de reducere a încărcării seismice, q , a fost evaluat prin două metode, una are la bază analiza statică neliniară și una care are la bază analiza neliniară dinamică.

Valorile factorului q obținute în cazul tipului de prindere 3, sau superior, indică un comportament disipativ global destul de bun a acestor tipuri de cadre. Zonele plastice s-au dezvoltat în secțiunile riglelor constante în zona de racordare cu vuta, clasa secțiunii în acest caz fiind 2 sau 1.

Rezultatele obținute confirma valoarea de 1.5 a factorului de reducere a încărcării seismice propus în EN 1998-1 și P100/2006. Oricum, dacă principiile proiectării anti-seismice sunt corect aplicate, și structura este bine legată împotriva pierderii stabilității prin flambaj cu încovoiere răsucire, redundanța și supra-rezistența rezultate, ar putea îmbunătății această valoare.

Practic colapsul nu a apărut în nici unul din cazuri, sub efectul încărcărilor statice, chiar dacă au fost înregistrate deplasări mari ale colțului cadrului. În acest caz, starea limită ultimă ar putea fi exprimată fie prin raportul de plasticizare al secțiunilor, fie prin limitarea deplasării verticale inelastice.

Testele experimentale prezentate în cadrul Capitolului 4 au fost efectuate pe specimene scara naturală în cadrul laboratorului de încercări al Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor.

Specimenul J2-4 (elemente cu tălpi de clasă 2 și inimă de clasă 4) a prezentat o ductilitate bună la încărcări ciclice, rezultatele experimentale încurajând utilizarea unei asemenea configurații.

În toate cazurile cedarea îmbinărilor s-a înregistrat la ciclurile pozitive, după atingerea momentului capabil. Cedarea a avut loc prin distorsiunea tălpii interioare cuplata cu voalarea locală a inimii grinzii, iar în cazul speciemenelor cu inima de clasă 4 acestea au fost acompaniate de distorsiunea la taiere a panoului de inimă a nodului.

Au fost înregistrate valori comparabile ale momentelor capabile la încercări monotone și ciclice. Rigiditatea inițială a îmbinării nu este influențată nici de clasa inimii, nici de tipul de încărcare.

În ce privește rotirea totală a îmbinării, influența rotirii panoului îmbinării este redusă, sursa principală a deformației plastice fiind grinda (distorsiunea tălpii cuplată cu voalarea locală a inimii). Au fost înregistrate valori mai reduse ale ductilității speciemenelor la încărcări ciclice, în raport cu cele obținute la încărcări monotone.

În urma analizelor neliniare s-au obținut rezultate aproximativ identice atât din punct de vedere al modului de cedare cât și din punct de vedere al curbei forță-deplasare. Acest aspect recomandă folosirea analizelor numerice detaliate (mai puțin costisitoare) ca o alternativă la încercările experimentale.

Metoda de calcul cea mai utilizată pentru dimensionarea îmbinărilor între elementele structurilor metalice este metoda componentelor, principiile de aplicare regăsindu-se în EN1993-1.8[20] (pentru structurile metalice) și în EN1994-1[21] (pentru structurile mixte). Ea poate fi aplicată la majoritatea îmbinărilor realizate prin sudură și/sau șuruburi. Metoda componentelor poate fi prezentată ca o aplicație a binecunoscutei metode a elementelor finite pentru calculul îmbinărilor structurale. Ca o caracteristică a metodei, nodul este considerat ca un tot unitar, și este studiat în consecință. Particularitatea metodei componentelor constă în considerarea oricărei îmbinări ca un set de „componente individuale”.

Aplicarea metodei componentelor constă în mai mulți pași și anume:

- identificarea componentelor necesare studiului îmbinării între elementele considerate;
- evaluarea caracteristicilor de rezistență și/sau rigiditate pentru fiecare componentă în parte (rigiditate inițială, rezistență de calcul);
- asamblarea componentelor în vederea determinării rezistenței și/sau a rigidității și trasarea curbei de comportament moment-rotire pentru întreaga îmbinare.

De asemenea se consideră că rezistența anumitor componente ar putea fi condiționată de așa numitul fenomen „de grup”, iar cedarea nodului s-ar putea produce pe un tronson grupat și nu pe unul individual. Predominanța apariției fenomenului „de grup” în detrimentul celui „individual” este în strânsă legătură cu distanța dintre șuruburi dar depinde în aceeași măsură și de caracteristicile geometrice și mecanice a componentelor nodului.

În majoritatea cazurilor, îmbinările riglă-stâlp sunt supuse pe lângă încovoiere și forfecare, la eforturi de compresiune și întindere. Aceste eforturi suplimentare au o influență semnificativă asupra rigidității la rotire, asupra momentului rezistent de calcul și a capacității de rotire a nodului. Acesta este și motivul pentru care aplicarea lui EN 1993-1.8 este limitată pentru noduri în care forța axială ce acționează în îmbinare (N_{Sd}) trebuie să fie mai mică decât 5% din rezistența de calcul la forță axială a grinzii îmbinate ($N_{pl,Rd}$).

În cadrul Capitolului 5 s-a făcut o descriere privind modul de lucru al unui program de calcul dezvoltat la Universitatea din Liege – Belgia (Jaspart și colab 1999[38]), care permite evaluarea caracteristicilor mecanice ale îmbinării riglă-stâlp utilizând metoda componentelor). Programul permite evaluarea acestor caracteristici pentru noduri supuse la efecte combinate de încovoiere și forță axială, cum este de fapt și cazul îmbinărilor riglă-stâlp ale cadrelor metalice parter cu rigla înclinată. Rezultatele au fost comparate cu cele obținute în urma unor teste experimentale efectuate în laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor.

Comparând rezultatele obținute pe cele două căi (analitic și experimental) s-a observat o corespondență destul de bună a rigidității inițiale a îmbinării, $S_{j,ini}$, existând totuși o diferență redusă în ce privește momentul rezistent capabil al îmbinării, $M_{j,Rd}$. Valoarea acestuia fiind mai redusă în cazul rezultatelor analitice.

Ca și o clasificare preliminară a acestor îmbinări în conformitate cu specificațiile din EN1993-1.8[20], se poate afirma:

- din punct de vedere al rigidității, îmbinările au rezultat semirigide;
- din punct de vedere al rezistenței, îmbinările au rezultat ca fiind de rezistență totală sau parțială.

În majoritatea cazurilor de proiectare a structurilor metalice, din considerente de simplificare și uniformizare, se consideră că îmbinările riglă-stâlp sunt fie perfect rigide, fie perfect articulate. Însă în majoritatea cazurilor nodurile au un comportament semi-rigid. În cazul îmbinărilor realizate între elemente cu secțiuni zvelte, cum este și cazul cadrelor metalice parter realizate din elemente cu secțiune variabilă, comportamentul semi-rigid este și mai pronunțat datorită panoului de inimă foarte zvelt.

Pentru a putea observa influența semi-rigidă a îmbinărilor asupra comportamentului cadrului, au fost realizate în prima fază analize liniare elastice pentru cazul grupării fundamentale și a grupării speciale. În cadrul acestor analize este suficient a cunoaște rigiditatea inițială a îmbinărilor, $S_{j,ini}$, între riglă și stâlp, în modelare considerându-se un resort de rotire având această rigiditate. S-a observat că rigiditatea inițială influențează în mare măsură proiectarea cadrului la starea limită de serviciu, obținându-se valori considerabil mai mari, decât în cazul unui îmbinări perfect rigide, în timp ce nivelul de variație a eforturilor interne este scăzut.

În cazul unor analize neliniare elasto-plastice, pentru caracterizarea idealizată a comportării îmbinărilor pot fi adoptate trei tipuri de comportament și anume: neliniar, trilinear și biliniar, efortul de calcul reducându-se de la prima la ultima.

Pentru o proiectare antiseismică ce ține cont de comportamentul semi-rigid al îmbinărilor au fost propuse criteriile de proiectare bazate pe performanță a structurilor realizate din elemente cu ductilitate redusă. În acest scop a fost propusă o abordare care consideră trei nivele de performanță și anume: Starea Limită de Serviciu (criteriul de rigiditate), Starea Limită de Avarie (criteriul de rezistență) și Starea Limită Ultimă (criteriul de ductilitate).

Au fost determinați factori de amplificare (multiplicatori ai accelerației) și factori de reducere a încărcării seismice asociați cu cele trei nivele de performanță, prin intermediul unor analize neliniare dinamice „time-history”.

Valorile rezultate ale factorilor de reducere q , sunt cuprinse în intervalele 1.5-2.0 la cadrele având elemente cu tălpi de clasă 2 (C2-3 și C2-4), pentru starea limită de avarie și starea limită ultimă. Aceste valori corespund prevederilor din normele actuale de calcul (EN 1998-1[22] și P100/2006[55]) și clasifică aceste structuri ca având un comportament slab disipativ.

Trebuie de asemenea subliniat faptul că în toate cazurile diferențele dintre starea limită de avarie și starea limită ultimă sunt foarte reduse, ceea ce poate fi de asemenea caracterizat de o ductilitate redusă a elementelor componente. În ce privește valoarea factorului q , aceasta poate fi definit pentru orice număr ales al nivelelor de performanță, în cazul în care acestea sunt foarte bine definite și delimitate.

În ce privește procesul de tipizare, deși prezintă și unele dezavantaje, s-a ajuns la concluzia că un set de avantaje clare pot fi valorificate prin tipizare:

- dezvoltarea unor seturi de abace de referință pentru consumurile de oțel în structură permite oricărei persoane să întocmească o estimare rapidă, fără

depunerea unui efort deosebit

- chiar dacă în unele cazuri se pot obține consumuri mai scăzute, datorate unui nivel de încărcare efectivă mai redusă decât cele din ipotezele de calcul, economiile din simplificarea procesului de producție și caracterul repetitiv al operațiunilor pot fi substanțiale
- obținerea unor costuri și termene mai scăzute decât media pe ramură datorită eficienței și rapidității proceselor dezvoltate
- tipurile dezvoltate au o aplicabilitate largă, care acoperă mai mult de 80% din teritoriul țării
- posibilitate de benchmarking / optimizare - alegerea celei mai economice soluții dintre cele existente

8.2. Contribuții personale

Pe baza studiilor analitice, experimentale și a investigațiilor efectuate de către autor și a rezultatelor obținute pot fi subliniate mai multe aspecte dintre care se evidențiază următoarele contribuții personale:

- Adaptarea și aplicarea „Metodei generale de calcul” din EN 1993-1.1 pentru cadre parter realizate din elemente cu secțiuni zvelte și validarea ei pe baza analizelor cu MEF. Metoda generală de calcul a apărut ca o opțiune la formulele de interacțiune din EN 1993-1.1, aplicarea lor necesitând un calcul foarte laborios, care lasă loc la interpretări;
- Analiza influenței diferitelor tipuri de imperfecțiuni datorate fie procesului de producție fie unui montaj defectuos al structurii;
- Analizarea posibilității de încadrare în „low dissipative structure” și determinarea factorilor de reducere a încărcării seismice, q , prin intermediul a două metode diferite și anume: una care are la bază analiza statică ne-liniară și una care are la bază analiza ne-liniară dinamică;
- Conceperea, realizarea și interpretarea unui program experimental pe noduri riglă-stâlp a elementelor cu secțiune variabilă de clase diferite. Programul a fost realizat în vederea determinării rezistenței, rigidității și ductilității nodurilor la încărcări monotone și ciclice. Programul experimental este unic în România, iar la nivel european reprezintă de asemenea o premieră în domeniu.
- Conceperea și proiectarea unui dispozitiv, articulație mobilă, care să permită introducerea forței axiale în specișenele testate.
- Calibrarea unui model de calcul analizat prin metoda elementelor finite, pe baza testelor experimentale;
- Aplicarea și validarea metodei componentelor pentru îmbinări riglă-stâlp realizate cu placă de capăt extinsă și șuruburi de înaltă rezistență;

- Analizarea cadrelor ținând cont de comportarea reală a îmbinărilor, din punct de vedere al rezistenței și rigidității, prin prisma unor analize statice liniare, elastice de flambaj și ne-liniare dinamice.
- Propunerea unei proceduri de aplicare a proiectării bazată pe criterii de performanță (PBP) la cadre metalice parter realizate din elemente cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4. Studiul a fost condus pentru o abordare cu trei nivele de performanță și anume: starea limită de serviciu, starea limită de avarie și starea limită ultimă;
- Realizarea unui catalog de proiecte tip, utilizând soluții constructive și detalii tip pentru cadre metalica parter.

8.3. Valorificarea rezultatelor

Studiile analitice și experimentale efectuate în cadrul tezei de doctorat reprezintă și temele mai multor contracte și programe de cercetare la care autorul a fost director:

- Grant CNCISIS Td (2002-2004) Cod CNCISIS 1. Studiul stabilității și ductilității halelor metalice ușoare cu structuri în cadre cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4. Contract Mec-CNCISIS;
- Grant CNCISIS Td (2005) Cod CNCISIS 155. Adoptarea metodei componentelor pentru determinarea caracteristicilor structurale ale îmbinărilor riglă-stâlp la cadre cu secțiuni variabile de clasă 3 și 4. Contract Mec-CNCISIS;
- Grant CNCISIS Td (2006) Cod CNCISIS 87. Metodologii de proiectare bazate pe criterii de performanță a structurilor pentru hale metalice cu elemente structurale cu secțiuni de clasă 3 și 4 amplasata în zone seismice. Contract Mec-CNCISIS;

Alte contracte de cercetare la care autorul a participat ca și colaborator și în concordanță cu tema tezei sunt:

- Grant CNCISIS Tip A Tema 9 cod 164 - Încercări experimentale pe cadre portal cu profile din oțel formate la rece, pentru clădiri civile și industriale în zone seismice (colaborator);
- Grant CNCISIS Tip E Tema 3 cod 31 - Stand experimental pentru încercări ciclice/ (colaborator);
- Grant CNCISIS Tip At Cod 219 Factori de comportare a structurilor metalice în zone seismice pentru implementarea criteriilor de proiectare bazate pe performanța (colaborator);
- Grant CNCISIS Tip At Cod 222 - Ductilitatea structurilor din profile de oțel formate la rece (colaborator);

Pe parcursul elaborării tezei au fost publicate un număr apreciat de articole în reviste de specialitate din țară sau în volumele unor cormferințe naționale și internaționale, care au la bază rezultatele prezentate în teză:

Dubină D., **Cristuțiu I.M.**, Ungureanu V., Nagy Zs.: *Stability and Ductility Performances of Light Steel Industrial Portal Frames*, EUROSTEEL 2002, 3-rd European Conference on Steel Structures, Coimbra, Portugalia, 19-20 sept.- 2001 ;

Cristuțiu I.M. , Ungureanu V., Dubină D., *Stabilitatea si ductilitatea cadrelor metalice portal pentru hale metalice usoare/ a13-a Conferinta nationala a AICPS Bucuresti - Buletin AICPS 4/2002 -ISSN 1454-928x/ 2003, P73;*

Cristuțiu I.M. , Ungureanu V., Dubină D. – *Hale metalice cu cadre portal cu sectiuni de clasa 3*, Revista Constructii Civile si Industriale, nr.43-iulie 2003 P22;

Cristuțiu I.M. , Dubină D. - *Ductility of portal frames used for industrial steel buildings made on elements with variable section of class 3*, Conferinta Nationala Constructii-2003, mai 2003, Cluj Napoca P456;

Dubină D., **Cristuțiu I.M.** – *Design criteria for pitched roof portal frames of class 3 sections located in seismic zones*, 20-th Czech and Slovak National Conference with international participation, Steel Structures and bridges 2003, 17-20 sept. 2003,

Cristuțiu I.M. , Muntean N. – *Toleranțe și imperfecțiuni în execuția construcțiilor metalice: Studii de caz. Preocupări actuale în construcții metalice și sudură*. A VIII-a ediție a Zilelor Academice Timișene, 23 mai 2003.

Cristuțiu I.M. , Dubină D. – *Stability performances of pitched roof portal frames with tapered sections*, The 10-th International Conference on Metal Structures, ICMS 2003, 16-18 oct. 2003, Timisoara. P273

Cristuțiu I.M. - *Stability performances of pitched roof portal frames with tapered sections*, Buletinul stiintific al UPT, Tom 48(62) Constructii si Arhitectura, 2003;

Cristuțiu I.M. – *Ductility of portal frames used for industrial steel buildings made on elements with variable ection of class 3*, Buletinul stiintific al UPT, Tom 48(62) Constructii si Arhitectura, 2003;

Dubină D., Ungureanu V., Fulop L, **Cristuțiu I.M.** – *Seismic performance of thin-walled buildings*, Recent Advances and New Trends in Structural Design dedicated to the 70th anniversary of Prof. Victor Gioncu, Timisoara 7-8 mai 2004 P343.

Dubină D., **Cristuțiu I.M.** – *Buckling strength of pitched-roof portal frames of Class 3 and Class 4 tapered sections*, CIMS '04 Fourth International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, Rome, Italy, 27-29 September, 2004, P327;

Cristuțiu I.M. , Dubină D. - *Simulări numerice si program experimental pentru studiul performantelor de rezistenta si ductilitate a îmbinărilor rigla-stâlp la cadre metalice portal*. Zilele Academice Timișene ediția a IX-a, 27 mai 2005, Timișoara.

Cristuțiu I.M. , Dogariu A., Nagy Zs. – *Performanțe tehnico-economice ale tipizării în domeniul haelor cu structură metalică*. Zilele Academice Timișene ediția a IX-a, 27 mai 2005, Timișoara.

Dubină D., **Cristuțiu I.M.** – *Buckling strength of pitched-roof portal frames of class 3 and 4 tapered sections*. International Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricth-Olanda, 07-11 iunie 2005.

Cristuțiu I.M. - *Experimental study on the ductility and strength capacity of beam-to-column joints of Steel Pitch Roof Portal Frames under monotone and cyclic loading.* First International PhD Symposium in PÉCS, oct. 2005, Pecs, Ungaria.

Cristuțiu I.M. , Dubină D., Stratan A. și Grecea D., - *Moment-rotation characteristics of bolted beam-to-column connections of pitched-roof portal frames with class 3 and 4 sections.* Steel Structures in Seismic Area STESSA-2006, Yokohama Japonia. aug. 2006

Cristuțiu I.M. , Grecea D., Dubină D. - *Performance based design for low dissipative steel structures.* International Colloquium on Stability and Ductility of steel Structures, SDSS'06. Lisabona - Portugalia, 6-8 sept 2006.

Participarea la comunicări științifice, naționale și internaționale, în vederea prezentării rezultatelor obținute în urma cercetărilor efectuate:

- 10-th European Summer Academy 2002, Advanced Study in Structural Engineering and CAE, Bauhaus University, Weimar, Weimar, Germania, 29iul. - 10 aug., 2002;
- A-XII-a Conferința Natională a Asociației Inginerilor Constructori Proiectanți de Structuri. București 14 martie 2003;
- Conferința națională Construcții 2003, Cluj-Napoca mai 2003;
- Zilele Academice Timisene, Simpozionul de Stabilitate, mai 2003;
- 20-th Czech and Slovak National Conference with international participation : Steel Structures and Bridges, Praga-Cehia sept 2003 ;
- 10-th International Conference on Metal Structures ICMS'2003, Timisoara oct. 2003;
- Recent Advances and New Trends in Structural Design dedicated to the 70th anniversary of Prof. Victor Gioncu, Timisoara 7-8 mai 2004.
- Zilele Academice Timișene ediția a IX-a, 27 mai 2005, Timișoara.
- International Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht-Olanda, 07-11 iunie 2005.
- First International PhD Symposium in PÉCS, oct. 2005, Pecs, Ungaria.
- International Colloquium on Stability and Ductility of steel Structures, SDSS'06. Lisabona - Portugalia, 6-8 sept 2006.

De asemenea ca și valorificare a rezultatelor pot fi amintite aici următoarele:

- Conceperea și proiectarea unui dispozitiv, articulație mobilă, care să permită introducerea forței axiale în specișenele testate, dispozitiv care se regăsește în cadrul Laboratorului de Construcții Metalice, și care ar putea fi folosit și în cadrul altor teste experimentale.
- Realizarea unui număr însemnat de proiecte pentru structuri metalice parter, pe baza proiectelor tip.

BIBLIOGRAFIE

- [1] AISC (2002). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA.
- [2] Akiyama, H., (1999). "Behaviour of connections under seismic loads". Control of semirigid behaviour of civil engineering structural connections. COST C1. Proceedings of the international conference, Liege, 17-19 September 1998.
- [3] ATC 40, (1996). "Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings". Redwood City (CA), Applied Technology Council.
- [4] Bertero, R.D., Bertero, V.V., Teran-Gilmore, A. (1996). "Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts". In: Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico. Paper no. 611. Oxford, Pergamon.
- [5] Bertero, R.D., and Bertero, V.V. (1999). "Redundancy in Earthquake-Resistant Design". Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No.1, pp. 81-88.
- [6] Bruneau, M., Uang, C.-M., Whittaker, A., (1998). "Ductile Design of Steel Structures", McGraw Hill.
- [7] Cerfontaine F. (2003), "Etude de l'interaction entre moment de flexion et effort normal dans les assemblages boulonnées" PHd Thesis. Universite de Liege, Faculte des Science Appliquees 2003.
- [8] Cerfontaine F., Jaspert, J.P. (2005) "Resistance of joints submitted to combined axial force and bending" 4-th European Conference on Steel and Composite Structures, Eurosteel 2005, 8-10 june, Maastricht, Netherlands, 2005.
- [9] Chopra, A.K. (1995). "Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering". Prentice Hall, New Gersey.
- [10] Chung, K.F. și Lau, L. (1999). "Experimental investigation on bolted moment connections among cold formed steel members", Engineering Structures, Vol.21, No.10: 898-911.
- [11] Code of practice for the structural use of steel 2005. The Government of the Hong-Kong Special administrative Region, 2005.
- [12] Căteanu, E. și Băluț, N. (2003). "Flexural-torsional buckling of portal frame rafter". The 10-th International Conference on Metal Structures. Timișoara 2003.
- [13] Davies, J.M., In-plane stability in portal frames, *The Structural Engineer*, Vol. 68, No. 8, p. 141-147, 1990
- [14] Dubină D. (1996). "General Report on Coupled Instabilities in bar members", Coupled Instabilities in Metal Structures CIMS'96, Imperial College Press, London, 1996, pp119-132.

- [15] Dubinǎ, D., Ciutinǎ, A., Stratan, A., (2001): Cyclic tests of double-sided beam-to-column joints. *In Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No. 2, ASCE: 129-136.
- [16] ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 - Seismic Design, No.45
- [17] EN 1990 (2002). "Basis of structural design". CEN - European Committee for Standardization.
- [18] EN 1993-1.1 (2005). "Design of steel structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings". CEN - European Committee for Standardization.
- [19] EN 1993-1.3 (2002). "Design of steel structures. Part 1-3: General Rules and supplementary rules for cold-formed thin gauged members and sheeting". CEN - European Committee for Standardization.
- [20] EN 1993-1.8 (2005). "Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints". CEN - European Committee for Standardization.
- [21] EN 1994-1.1 (2004). "Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings". CEN - European Committee for Standardization.
- [22] EN 1998-1 (2004). "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". CEN - European Committee for Standardization.
- [23] Ermopoulos, J.C.(1997), „Equivalent Buckling Length of Non-uniform Members”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 42, No. 2, p. 141-148,1997
- [24] Fajfar, P. (1998). "Trends in seismic design and performance evaluation approaches". In: Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: AA Balkema: 237-249.
- [25] Fajfar, P. (2000). "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". *Earthquake Spectra*, 16(3): 573-92.
- [26] Fajfar, P. and Krawinkler, H. (1997). "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes". International Workshop held in Bled, Slovenia, June 24- 27. Balkema, Rotterdam.
- [27] Fajfar, P., „Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, p. 979-993, 1999
- [28] Fischinger, M., and Fajfar., P., (1994). "Seismic force reduction factors". in *Earthquake Engineering*. A. Rutenberg (editor), Balkema, pp.279-296.
- [29] FEMA 273, (1996). "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings"; FEMA 274, "Commentary". Washington (DC), Federal Emergency Management Agency.
- [30] FEMA 350, (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment- Frame Buildings", SAC Joint Venture.

- [31] FEMA 356, (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington (DC).
- [32] Ghobarah, A. (2001). "Performance-based design in earthquake engineering: state of development". *Engineering Structures*, 23: 878-884.
- [33] Gioncu, V., and Mazzolani, F.M. (2002). "Ductility of Seismic Resistant Steel Structures". Spon Press, London and New York.
- [34] Gioncu, V. and Petcu, D. (1997). "Available rotation capacity of wide flange beamcolumns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 43 (1-3): 161-217.
- [35] Grecea D., Dinu F., Dubina D.(2004), "Performance criteria for MR frames in seismic zones", *Journal of Constructional Steel Research*, 60(2004), 739-749, 2004.
- [36] Hamburger, R.O. (1996). "Implementing performance-based seismic design in structural engineering practice". In: *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*. Paper no. 2121. Oxford: Pergamon.
- [37] Halasz, O. & Ivany M. (1978), „Test with simple elastic-plastic frames”, *Periodica Polytechnica*, Budapest, November 1978
- [38] Jaspart, J.P. (1999). "Concept of modelling, characterisation, idealisation and classification according to Eurocode 3". Chapter 3 in: *Recent advances in the field of structural steel joints and their representation in the building frame analysis and design process*. Ed. Jaspart, Brussels, Luxembourg.
- [39] 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. *Proceedings of the international conference, Liege, 17-19 September 1998*.
- [40] King, J.B. (2001). "In-plane stability of portal frames to BS 5950:2000". The Steel Construction Institute, Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN.
- [41] King, J.B. (2002). "Design of steel portal frames for Europe". The Steel Construction Institute, Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN.
- [42] Leon, R.T. (1995). "Seismic performance of bolted and riveted connections". *Background Reports: Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behaviour*. Report No. SAC-95-09. SAC Joint Venture, California, USA.
- [43] Li J.J. și Li G. Q. (2002), "Large-scale testing of steel portal frames comprising tapered beams and columns". *Advances in Structural Engineer*, vol 5. no.4, 2002.
- [44] Lim, J.B.P. și Nethercot, D.A. (2003). "Ultimate strength of bolted moment-connections between cold-formed members", *Thin-Walled Structures*, Vol.41, No.11: 1019-1039
- [45] Lim, J.B.P. și Nethercot, D.A. (2004). "Stiffness prediction for bolted moment-connections between cold-formed steel members", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.60, No.1: 85-107

- [46] Mazzolani, F.M. and Piluso, V. (1995). "Seismic Design Criteria for Moment Resisting Steel Frames". Steel Structures, Proceedings of the 1st European Conference on Steel Structures, Athens, 18-20 May.
- [47] Mazzolani, F.M. and Piluso, V. (1996). "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames". E&FN SPON.
- [48] Mazzolani, F.M., Piluso, V. (1997). "The Influence of the Design Configuration on the Seismic Response of Moment-Resisting Frames". 2nd International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '97, 3-8 August, Kyoto, Japan.
- [49] Moore D.B, Wald F. Design of structural connections to Eurocode 3-Frequently asked questions, Building Research Establishment Ltd, Watford, September 2003
- [50] Nagy Zs. (2003) "Sisteme de Construcții Industriale - Studii de caz" Preocupări actuale în construcții metalice și sudură, Zilele Academice Timișene, 2003.
- [51] NEHRP 2000. Building Seismic Safety Council, BSSC (2001). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 — Provisions and Part 2 — Commentary". Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [52] Nogueiro P., Silva L., Silvestre N., Camotim D. (1999), „Non-linear behaviour of pitched roof frames with bi-linear semi-rigid connection”, 2-nd European conference on Steel Structures, Eurosteel'99, Prague, may 1999.
- [53] Pasternak H. și Schilling S. (1998), „New investigation on the lateral torsional buckling of haunched single-storey frames”, *Stahlbau* 67, Ernst& Sohn, 1998.
- [54] P100-92, (1992). "Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale", Ministerul lucrărilor publice și amenajării teritoriului, România.
- [55] P100-2006. "Cod de proiectare seismică Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri". Ministerul transporturilor, construcțiilor și turismului, România.
- [56] SEAOC. Vision 2000, (1995). "Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework". Sacramento (CA), Structural Engineers Association of California.
- [57] Silvestre N., și Camotim D. (2001), „In-plane buckling behaviour of asymmetric pitched roof steel frames". Proceedings of Technical Annual Meeting of SSRC, ForthLauderdale, USA, p. 89-103, may 2001.
- [58] Silvestre N., și Camotim D. (2001), „In-plane stability and 2nd order effects in multi-bay pitched-roof steel frame". Proceedings of Technical Annual Meeting of SSRC, ForthLauderdale, USA, p.104-116, may 2001.
- [59] SR EN 10002-1 (1990). "Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test (at ambient temperature)". European Committee for Standardisation – CEN (in Romanian).

- [60] SR EN 1990 (2006). "Cod de proiectare pentru bazele proiectării structurilor în construcții". Ministerul transporturilor, construcțiilor și turismului, 2006.
- [61] SR EN 1993-1.8 (2006). "Proiectarea structurilor din oțel, Partea 1-8 Proiectarea îmbinărilor". Asro-Standard român, 2006.
- [62] STAS 10101/0A-77 (1977) "Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale", 1977.
- [63] STAS 10108/0-78 (1978) "Calculul elementelor din oțel" 1978.
- [64] Steenhuis, M., Weynand, K., Gresnigt, A. M. (1998). "Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames". Journal of Constructional Steel Research, 46:1-3, Paper No. 069.
- [65] UBC-97, (1997). "Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions". International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.
- [66] Vayas I., Ermopoulos J., Pasternak H. (1995) "Design of steel frames with slender joint panels" Journal of Constructional Steel Research, Volume 35, Issue 2, p165-187;
- [67] Weynand, K., Jaspart, J.-P., Steenhuis, M. (1998). "Economy Studies of Steel Building Frames with Semi-Rigid Joints". Journal of Constructional Steel Research, 46:1- 3, Paper No. 063.
- [68] 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 Research, Vol.58, No.2: 253-274.

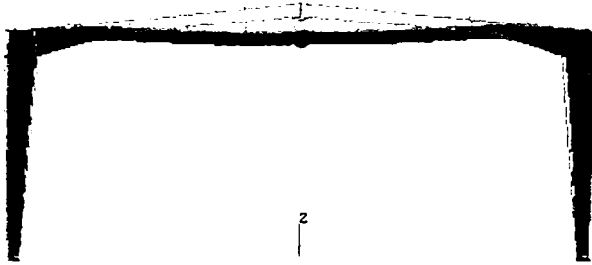
Lucrări realizate cu participarea autorului:

- Dubină D., **Cristuțiu I.M.**, Ungureanu V., Nagy Zs.: *Stability and Ductility Performances of Light Steel Industrial Portal Frames*, EUROSTEEL 2002, 3-rd European Conference on Steel Structures, Coimbra, Portugalia, 19-20 sept.-2001 ;
- Cristuțiu I.M.** , Ungureanu V., Dubină D., *Stabilitatea si ductilitatea cadrelor metalice portal pentru hale metalice usoare/ a13-a Conferinta nationala a AICPS Bucuresti - Buletin AICPS 4/2002 -ISSN 1454-928x/ 2003, P73;*
- Cristuțiu I.M.** , Ungureanu V., Dubină D. – *Hale metalice cu cadre portal cu sectiuni de clasa 3*, Revista Constructii Civile si Industriale, nr.43-iulie 2003 P22;
- Cristuțiu I.M.** , Dubină D. - *Ductility of portal frames used for industrial steel buildings made on elements with variable section of class 3*, Conferinta Nationala Constructii-2003, mai 2003, Cluj Napoca P456;
- Dubină D., **Cristuțiu I.M.** – *Design criteria for pitched roof portal frames of class 3 sections located in seismic zones*, 20-th Czech and Slovak National Conference with international participation, Steel Structures and bridges 2003, 17-20 sept. 2003,

- Cristuțiu I.M.** , Muntean N. – *Toleranțe și imperfecțiuni în execuția construcțiilor metalice: Studii de caz.* Preocupări actuale în construcții metalice și sudură. A VIII-a ediție a Zilelor Academice Timișene, 23 mai 2003.
- Cristuțiu I.M.** , Dubină D. – *Stability performances of pitched roof portal frames with tapered sections*, The 10-th International Conference on Metal Structures, ICMS 2003, 16-18 oct. 2003, Timisoara. P273
- Cristuțiu I.M.** - *Stability performances of pitched roof portal frames with tapered sections*, Buletinul stiintific al UPT, Tom 48(62) Constructii si Arhitectura, 2003;
- Cristuțiu I.M.** - *Ductility of portal frames used for industrial steel buildings made on elements with variable section of class 3*, Buletinul stiintific al UPT, Tom 48(62) Constructii si Arhitectura, 2003;
- Dubină D., Ungureanu V., Fulop L, **Cristuțiu I.M.** – *Seismic performance of thin-walled buildings*, Recent Advances and New Trends in Structural Design dedicated to the 70th anniversary of Prof. Victor Gioncu, Timisoara 7-8 mai 2004 P343.
- Dubină D., **Cristuțiu I.M.** – *Buckling strength of pitched-roof portal frames of Class 3 and Class 4 tapered sections*, CIMS '04 Fourth International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, Rome, Italy, 27-29 September, 2004, P327;
- Cristuțiu I.M.** , Dubină D. - *Simulări numerice și program experimental pentru studiul performanțelor de rezistență și ductilitate a îmbinărilor rigla-stâlp la cadre metalice portal.* Zilele Academice Timișene ediția a IX-a, 27 mai 2005, Timișoara.
- Cristuțiu I.M.** , Dogariu A., Nagy Zs. – *Performanțe tehnico-economice ale tipizării în domeniul halelor cu structură metalică.* Zilele Academice Timișene ediția a IX-a, 27 mai 2005, Timișoara.
- Dubină D., **Cristuțiu I.M.** – *Buckling strength of pitched-roof portal frames of class 3 and 4 tapered sections.* International Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht-Olanda, 07-11 iunie 2005.
- Cristuțiu I.M.** - *Experimental study on the ductility and strength capacity of beam-to-column joints of Steel Pitch Roof Portal Frames under monotone and cyclic loading.* First International PhD Symposium in PÉCS, oct. 2005, Pecs, Ungaria.
- Cristuțiu I.M.** , Dubină D., Stratan A. și Grecea D., - *Moment-rotation characteristics of bolted beam-to-column connections of pitched-roof portal frames with class 3 and 4 sections.* Steel Structures in Seismic Area STESSA-2006, Yokohama Japonia. aug. 2006
- Cristuțiu I.M.** , Grecea D., Dubină D. – *Performance based design for low dissipative steel structures.* International Colloquium on Stability and Ductility of steel Structures, SDSS'06. Lisabona – Portugalia, 6-8 sept 2006.

ANEXA 1 - REZULTATELE ANALIZEI ELASTO-PLASTICE DISTRIBUȚIA EFORTURILOR UNITARE ȘI MODURI DE CEDARE

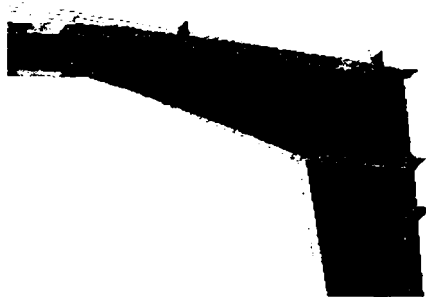
Cadrul 1C-1 pin (sem)



Distribuția tensiunilor echivalente (Von Mises) în întreaga structură



Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire (partea stângă)



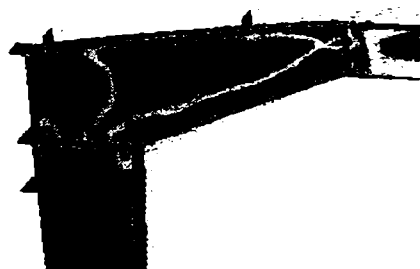
Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire (partea dreaptă)



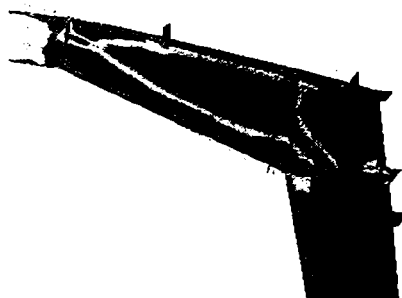
Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire la coama cadrului

Cadrul 1C-2 pin (sem)

Distribuția tensiunilor echivalente (Von Misses) în întreaga structură



Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire (partea stângă)

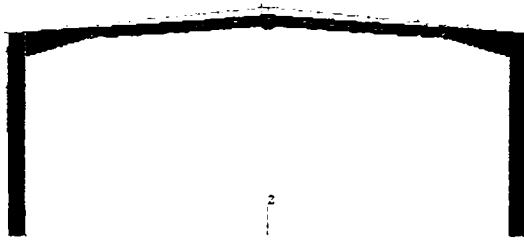


Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire (partea dreaptă)

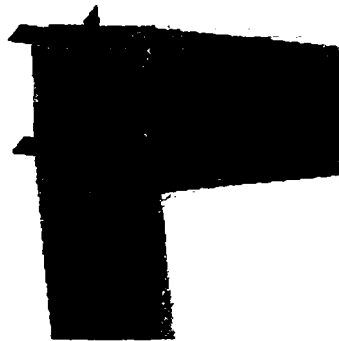


Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire la coama cadrului

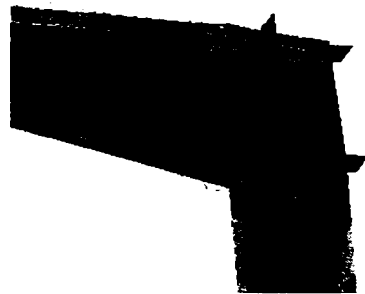
Cadrul 3C-1 sem (rig)



Distribuția tensiunilor echivalente (Von Mises) în întreaga structură



Flambajul lateral al riglei și stâlpului prin încovoiere răsucire (partea stângă)

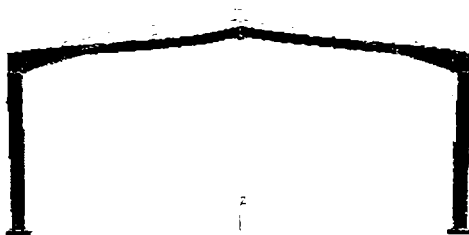


Flambajul lateral al riglei și stâlpului prin încovoiere răsucire (partea dreaptă)



Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire la coama cadrului

Cadrul 3C-2 sem (rig)



Distribuția tensiunilor echivalente (Von Mises) în întreaga structură



Flambajul lateral al riglei și stâlpului prin încovoiere răsucire (partea stângă)



Flambajul lateral al riglei și stâlpului prin încovoiere răsucire (partea dreaptă)



Flambajul lateral al riglei prin încovoiere răsucire la coama cadrului

ANEXA 2 - VERIFICAREA LA STABILITATE A ELEMENTELOR UNUI CADRU PORTAL CONFORM EN1993-1-1

A2.1. Date inițiale

Caracteristici ale materialului

$$f_y := 235000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{limita de curgere pt OL37}$$

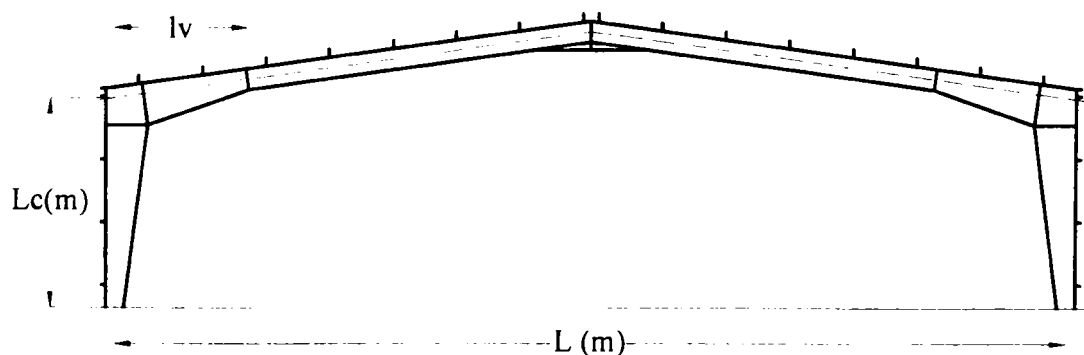
$$E := 2.1 \cdot 10^8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{modulul de elasticitate (modulul lui Young)}$$

$$\nu := 0.3 \quad \text{coeficientul lui Poisson}$$

$$G := \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$G = 8.077 \times 10^{10} \text{ Pa} \quad \text{modulul de taiere}$$

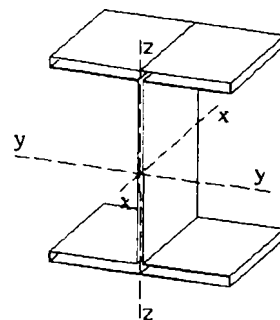
$$\gamma_{M1} := 1.1$$



Caracteristici ale cadrului:

$$\text{Deschidere: } L := 18\pi ;$$

$$\text{Înălțime: } L_c := 4\pi ;$$



Lung. vută: $l_v := 0.15L$

$$l_v = 2.7\text{m}$$

$$L_r := \frac{L}{2}$$

Fundație: fund := 0

0 - articulată

1 - încastrat

Caracteristici secționale ale stâlpului

$h_s := 0.8r$; (înălțimea stâlpului la capăt)

$h_{m.s} := 0.35r$; (înălțimea stâlpului la baza)

$b_s := 0.22r$; (lățimea secțiunii)

$t_{f.s} := 0.012r$; (grosimea tălpii)

$t_{w.s} := 0.010r$; (grosimea inimii)

$d_s := 0.125r$; (dist de la talpa superioara la axa riglei de perete)

$$A_s := 2 \cdot b_s \cdot t_{f.s} + (h_s - 2 \cdot t_{f.s}) \cdot t_{w.s}$$

$$I_{y.s} := 2 \cdot \frac{b_s \cdot t_{f.s}^3}{12} + \frac{t_{w.s} \cdot (h_s - 2 \cdot t_{f.s})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_s}{2} - \frac{t_{f.s}}{2} \right)^2 \cdot b_s \cdot t_{f.s}$$

$$I_{y.m.s} := 2 \cdot \frac{b_s \cdot t_{f.s}^3}{12} + \frac{t_{w.s} \cdot (h_{m.s} - 2 \cdot t_{f.s})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_{m.s}}{2} - \frac{t_{f.s}}{2} \right)^2 \cdot b_s \cdot t_{f.s}$$

$$I_{z.s} := 2 \cdot \frac{t_{f.s} \cdot b_s^3}{12} + (h_s - 2 \cdot t_{f.s}) \cdot \frac{t_{w.s}^3}{12}$$

$$I_{z.m.s} := 2 \cdot \frac{t_{f.s} \cdot b_s^3}{12} + (h_{m.s} - 2 \cdot t_{f.s}) \cdot \frac{t_{w.s}^3}{12}$$

$$W_{el.y.s} := \frac{I_{y.s}}{\frac{h_s}{2}} ; i_{y.s} := \sqrt{\frac{I_{y.s}}{A_s}} ; W_{el.z.s} := \frac{I_{z.s}}{\frac{b_s}{2}} ; i_{z.s} := \sqrt{\frac{I_{z.s}}{A_s}}$$

$$I_{t.s} := \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot b_s \cdot t_{f.s}^3 + (h_{m.s} - 2 \cdot t_{f.s}) \cdot t_{w.s}^3 \right] \text{moment de răsucire liberă}$$

$$I_{t.s} = 3.621 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$h_{c.s} := h_s - t_{f.s}$ distanța dintre centrele de taiere ale tălpilor

$$I_{w.s} := I_{z.s} \cdot \left(\frac{h_{c.s}}{2} \right)^2 \quad \text{moment de răsucire împiedicată}$$

$$I_{w.s} = 3.316 \times 10^{-6} \text{ m}^6$$

Determinarea momentului de inerție echivalent a stâlpului (CTICM)

$$I_{e1.s} := 0 \text{ nr}$$

$$l_1 := L_c$$

$$\delta_{1.s} := \frac{I_{e1.s}}{l_1}$$

$$\lambda_{1.s} := \frac{l_1}{L_c}$$

$$\xi_{1.s} := \sqrt{\frac{I_{y.m.s}}{I_{y.s}}}$$

$$X_{1.s} := \frac{1}{\frac{(1 + \delta_{1.s})^2}{\xi_{1.s} - 1} - \frac{\delta_{1.s}^2}{\xi_{1.s} \cdot (\xi_{1.s} - 1)} + \frac{2}{(\xi_{1.s} - 1)^3} \cdot \left[\xi_{1.s} - 1 - \left[1 + (\xi_{1.s} - 1) \cdot (1 + \delta_{1.s}) \right] \cdot \ln(\xi_{1.s}) \right]}$$

$$X_{1.s} = 1.993$$

$$I_{eq.y.s} := I_{y.s} \cdot \frac{X_{1.s}}{3}$$

Rezultate caracteristici secționale

$$I_{eq.y.s} = 8.031 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \text{ (momentul de inerție echivalent al stâlpului)}$$

$$A_s = 0.013\text{m}^2 ; i_{\text{eq.y.s}} := \sqrt{\frac{I_{\text{eq.y.s}}}{A_s}}$$

$$I_{y.s} = 1.209 \times 10^{-3} \text{m}^4 ; I_{y.m.s} = 1.797 \times 10^{-4} \text{m}^4 ; I_{z.s} = 2.136 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$W_{\text{el.y.s}} = 3.023 \times 10^{-3} \text{m}^3$$

$$W_{\text{el.z.s}} = 1.942 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$i_{y.s} = 0.305\text{m} ; i_{z.s} = 0.04\text{m} ; i_{\text{eq.y.s}} = 0.248\text{m}$$

Caracteristici seționale ale riglei

rigla constanta

$$h_r := 0.4r \quad (\text{înălțimea riglei constante})$$

$$b_r := 0.2r \quad (\text{lățimea tălpiei riglei constante})$$

$$t_{f,r} := 0.01r \quad (\text{grosimea tălpiei riglei constante})$$

$$t_{w,r} := 0.008r \quad (\text{grosimea inimii riglei constante})$$

rigla vutată

$$h_{r,v1} := 0.8r \quad (\text{înălțimea mare a vutei})$$

$$h_{r,v2} := 0.4r \quad (\text{înălțimea mica a vutei})$$

$$b_{r,v} := 0.2r \quad (\text{lățimea tălpiei})$$

$$t_{f,r,v} := 0.012r \quad (\text{grosimea tălpiei})$$

$$t_{w,r,v} := 0.01r \quad (\text{grosimea inimii})$$

$$A_r := 2 \cdot b_r \cdot t_{f,r} + (h_r - 2 \cdot t_{f,r}) \cdot t_{w,r}$$

$$A_{r,v1} := 2 \cdot b_{r,v} \cdot t_{f,r,v} + (h_{r,v1} - 2 \cdot t_{f,r,v}) \cdot t_{w,r,v}$$

$$A_{r.v2} := 2 \cdot b_{r.v} \cdot t_{f.r.v} + (h_{r.v2} - 2 \cdot t_{f.r.v}) \cdot t_{w.r.v}$$

$$I_{y.r} := 2 \cdot \frac{b_r \cdot t_{f.r}^3}{12} + \frac{t_{w.r} \cdot (h_r - 2 \cdot t_{f.r})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_r}{2} - \frac{t_{f.r}}{2} \right)^2 \cdot b_r \cdot t_{f.r}$$

$$I_{y.r.v1} := 2 \cdot \frac{b_{r.v} \cdot t_{f.r.v}^3}{12} + \frac{t_{w.r.v} \cdot (h_{r.v1} - 2 \cdot t_{f.r.v})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_{r.v1}}{2} - \frac{t_{f.r.v}}{2} \right)^2 \cdot b_{r.v} \cdot t_{f.r.v}$$

$$I_{y.r.v2} := 2 \cdot \frac{b_{r.v} \cdot t_{f.r.v}^3}{12} + \frac{t_{w.r.v} \cdot (h_{r.v2} - 2 \cdot t_{f.r.v})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_{r.v2}}{2} - \frac{t_{f.r.v}}{2} \right)^2 \cdot b_{r.v} \cdot t_{f.r.v}$$

$$I_{z.r} := 2 \cdot \frac{t_{f.r} \cdot b_r^3}{12} + (h_r - 2 \cdot t_{f.r}) \cdot \frac{t_{w.r}^3}{12}$$

$$I_{z.r.v1} := 2 \cdot \frac{t_{f.r} \cdot b_r^3}{12} + (h_{r.v1} - 2 \cdot t_{f.r.v}) \cdot \frac{t_{w.r.v}^3}{12}$$

$$I_{z.r.v2} := 2 \cdot \frac{t_{f.r} \cdot b_r^3}{12} + (h_{r.v2} - 2 \cdot t_{f.r.v}) \cdot \frac{t_{w.r.v}^3}{12}$$

$$W_{el.y.r} := \frac{I_{y.r}}{\frac{h_r}{2}} ; i_{y.r} := \sqrt{\frac{I_{y.r}}{A_r}} ; W_{el.z.r} := \frac{I_{z.r}}{\frac{b_r}{2}} ; i_{z.r} := \sqrt{\frac{I_{z.r}}{A_r}}$$

$$W_{el.y.r.v1} := \frac{I_{y.r.v1}}{\frac{h_{r.v1}}{2}} ; i_{y.r.v1} := \sqrt{\frac{I_{y.r.v1}}{A_{r.v1}}} ; W_{el.z.r.v1} := \frac{I_{z.r.v1}}{\frac{b_{r.v}}{2}} ; i_{z.r.v1} := \sqrt{\frac{I_{z.r.v1}}{A_{r.v1}}}$$

$$W_{el.y.r.v2} := \frac{I_{y.r.v2}}{\frac{h_{r.v2}}{2}} ; i_{y.r.v2} := \sqrt{\frac{I_{y.r.v2}}{A_{r.v2}}} ; W_{el.z.r.v2} := \frac{I_{z.r.v2}}{\frac{b_{r.v}}{2}} ; i_{z.r.v2} := \sqrt{\frac{I_{z.r.v2}}{A_{r.v2}}}$$

$$I_{t.r} := \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot b_r \cdot t_{f.r.v}^3 + (h_{r.v2} - 2 \cdot t_{f.r.v}) \cdot t_{w.r.v}^3 \right] \quad \text{moment de răsucire liberă}$$

$$I_{t,r} = 3.557 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$h_{c,r} := h_{r,v2} - t_{f,1}$ distanta dintre centrele de taiere ale tălpilor

$$I_{w,r} := I_{z,r,v2} \left(\frac{h_{c,r}}{2} \right)^2 \quad \text{moment de răsucire împiedică}$$

$$I_{w,r} = 5.082 \times 10^{-7} \text{ m}^6$$

Determinarea momentului de inerție echivalent al riglei (CTICM)

$$l_{1,r} := l_v \quad (\text{lungimea primului tronson} = \text{lungimea vutei})$$

$$l_{e1,r} := L_T - l_v$$

$l_{2,r} := L_T - l_v$ (*lungimea celui de al doilea tronson = lungimea riglei-lung vutei*)

$$l_{e2,r} := 0$$

$$\delta_{1,r} := \frac{l_{e1,r}}{l_{1,r}}; \quad \delta_{2,r} := \frac{l_{e2,r}}{l_{2,r}}$$

$$\lambda_{1,r} := \frac{l_{1,r}}{L_T}; \quad \lambda_{2,r} := \frac{l_{2,r}}{L_T}$$

$$\xi_{1,r} := \sqrt{\frac{I_{y,r,v2}}{I_{y,r,v1}}}; \quad \xi_{2,r} := \sqrt{\frac{I_{y,r,v1}}{I_{y,r}}}$$

$$X_{1,r} := \frac{1}{\frac{(1 + \delta_{1,r})^2}{\xi_{1,r} - 1} - \frac{\delta_{1,r}^2}{\xi_{1,r}(\xi_{1,r} - 1)} + \frac{2}{(\xi_{1,r} - 1)^3} \cdot [\xi_{1,r} - 1 - [1 + (\xi_{1,r} - 1) \cdot (1 + \delta_{1,r})] \cdot \ln(\xi_{1,r})]}$$

$$X_{2,r} := \frac{1}{\frac{(1 + \delta_{2,r})^2}{\xi_{2,r} - 1} - \frac{\delta_{2,r}^2}{\xi_{2,r}(\xi_{2,r} - 1)} + \frac{2}{(\xi_{2,r} - 1)^3} \cdot [\xi_{2,r} - 1 - [1 + (\xi_{2,r} - 1) \cdot (1 + \delta_{2,r})] \cdot \ln(\xi_{2,r})]}$$

$$X_{1,r} = 0.06 ; X_{2,r} = 4.987$$

$$I_{eq,y,r} := \frac{1}{3 \left(\frac{\lambda_{1,r}^3}{I_{y,r,v1} \cdot X_{1,r}} + \frac{\lambda_{2,r}^3}{I_{y,r,v2} \cdot X_{2,r}} \right)}$$

Rezultate caracteristici secționale

$$I_{eq,y,r} = 4.764 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

rigla constanta

$$I_{y,r} = 1.887 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{z,r} = 1.335 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ;$$

$$W_{el,y,r} = 9.436 \times 10^{-4} \text{ m}^3 ; W_{el,z,r} = 1.335 \times 10^{-4} \text{ m}^3 ;$$

$$i_{y,r} = 0.164 \text{ m} ; i_{z,r} = 0.044 \text{ m}$$

rigla vuta mare

$$I_{y,r,v1} = 1.135 \times 10^{-3} \text{ m}^4 ; I_{z,r,v1} = 1.34 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ;$$

$$W_{el,y,r,v1} = 2.836 \times 10^{-3} \text{ m}^3 ; W_{el,z,r,v1} = 1.34 \times 10^{-4} \text{ m}^3 ;$$

$$i_{y,r,v1} = 0.301 \text{ m} ; i_{z,r,v1} = 0.033 \text{ m}$$

rigla vuta mica

$$I_{y,r,v2} = 2.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{z,r,v2} = 1.336 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ;$$

$$W_{el,y,r,v2} = 1.125 \times 10^{-3} \text{ m}^3 ; W_{el,z,r,v2} = 1.336 \times 10^{-4} \text{ m}^3 ;$$

$$i_{y,r,v2} = 0.162 \text{ m} ; i_{z,r,v2} = 0.04 \text{ m}$$

A2.2. Determinarea lungimii de flambaj a stâlpului

A2.2.1 Determinarea lungimii de flambaj a stâlpului-metoda Ermopoulos

$$\alpha := L_c \cdot \frac{h_{m.s}}{h_s - h_{m.s}}$$

$$\alpha = 3.111m$$

$$l := \frac{L_c}{\alpha}$$

$$l = 1.286$$

$$K_B := \frac{I_{y.s}}{L_c} \cdot (1 + l)^2$$

$$K_1 := \frac{I_{eq.y.r}}{2L_T}$$

$$\eta_1 := \frac{K_B}{K_B + K_1}$$

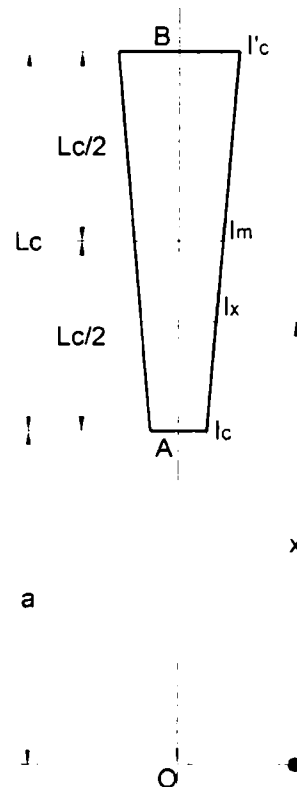
$$\eta_1 = 0.984$$

$$\eta_2 := 1 \text{ (prindere articulata in fundatie)}$$

$$k_e := 3.16 \text{ (valoarea lui Ermopoulos, cadre cu noduri deplasabile)}$$

$$L_{cr.s.e} := k_e \cdot L_c$$

$$L_{cr.s.e} = 12.66m$$



A2.2.2 Determinarea lungimii de flambaj a stalpului-En1993-

1-1

$$K_c := \frac{L_c}{I_{eq.y.s}}$$

$$K_{12} := \frac{2L_T}{I_{eq.y,r}}$$

$$k_1 := \frac{K_c}{K_c + K_{12}}; k_1 = 0.116 \quad k_2 := 0;$$

$$L_{cr.s.1} := L_c \cdot \left[\frac{1 - 0.2(k_1 + k_2) - 0.12k_1 \cdot k_2}{1 - 0.8(k_1 + k_2) + 0.6k_1 \cdot k_2} \right]^{0.5}$$

$$L_{cr.s.1} = 4.151 \text{ m}$$

A2.2.3 Determinarea lungimii de flambaj a stalpului-STAS10101/0-78

$$k := \frac{I_{eq.y,r}}{L_T} \cdot \frac{L_c}{I_{eq.y,s}}$$

$$k = 0.264$$

$$g(k) := \begin{cases} 3.42 & \text{if } k \leq 0.2 \\ (-4.2k + 4.26) & \text{if } 0.2 < k \leq 0.3 \\ (-1.85k + 3.55) & \text{if } 0.3 < k \leq 0.5 \\ (-0.6k + 2.93) & \text{if } 0.5 < k \leq 1 \\ (-0.16k + 2.49) & \text{if } 1 < k \leq 2 \\ (-0.06k + 2.29) & \text{if } 2 < k \leq 3 \\ (-0.0157k + 2.1571) & \text{if } 3 < k \leq 10 \\ 2 & \text{if } k > 10 \end{cases}$$

rezulta valoarea coeficientului $\mu := g(k)$ din Tabelul 20 STAS 10108/0-78

$$\mu = 3.153$$

- lungimiile de flambaj

$$L_{cr.s.2} := \mu \cdot L_c \quad \Rightarrow \quad L_{cr.s.2} = 12.61 \text{ m}$$

A2.2.4 Lungimea de flambaj finala

$$L_{cr,y,s} := \max(L_{cr,s,e}, L_{cr,s,1}, L_{cr,s,2})$$

$$L_{cr,z,s} := L_c$$

$$L_{cr,y,s} = 12.66\text{m}$$

$$L_{cr,z,s} = 4\text{m}$$

A2.3. Verificarea stâlpului

A.2.3.1 Eforturi de calcul

$$N_{Ed,s} := 157.23\text{kN};$$

$$M_{y,Ed,s} := 446.1\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed,s} := 0\text{kN}\cdot\text{m}$$

A2.3.2 Verificarea la rezistenta

$$N_{Rd,s} := A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{y,Rd,s} := W_{el,y,s} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{z,Rd,s} := W_{el,z,s} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\frac{N_{Ed,s}}{N_{Rd,s}} + \frac{M_{y,Ed,s}}{M_{y,Rd,s}} + \frac{M_{z,Ed,s}}{M_{z,Rd,s}} = 0.747$$

A2.3.3 Verificarea la flambaj prin încovoiere (flexural buckling)

$\alpha_y := 0.21$ (coeficient de imperfecțiune se ia în funcție de curba de flambaj)

$$\alpha_z := 0.34$$

$$\lambda_{1,s} := 93.9 \sqrt{\frac{235000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{f_y}}$$

$$\lambda_{F,y,s} := \frac{L_{cr,y,s}}{i_{eq,y,s}} \cdot \frac{1}{\lambda_{1,s}}$$

$$\phi_{F,y,s} := 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{F,y,s} - 0.2) + \lambda_{F,y,s}^2 \right] \quad \phi_{F,y,s} = 0.684$$

$$\lambda_{F,z,s} := \frac{L_{cr,z,s}}{i_{z,s}} \cdot \frac{1}{\lambda_{1,s}}$$

$$\phi_{F,z,s} := 0.5 \left[1 + \alpha_z \cdot (\lambda_{F,z,s} - 0.2) + \lambda_{F,z,s}^2 \right] \quad \phi_{F,z,s} = 1.199$$

$$\chi_{F,y,s} := \frac{1}{\phi_{F,y,s} + \sqrt{\phi_{F,y,s}^2 - \lambda_{F,y,s}^2}}; \quad \chi_{F,z,s} := \frac{1}{\phi_{F,z,s} + \sqrt{\phi_{F,z,s}^2 - \lambda_{F,z,s}^2}}$$

$$\chi_{F,y,s} = 0.91; \quad \chi_{F,z,s} = 0.564$$

$$C_{my} := 0.9$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_{F,y,s} \cdot \frac{N_{Ed,s}}{f_y \cdot A_s} \cdot \frac{1}{\chi_{F,y,s} \cdot \gamma_{M1}} \right);$$

$$k_{zy} := C_{my} \cdot 0.8 \cdot k_{yy}$$

$$k_{yy} = 0.918$$

$$k_{zy} = 0.661$$

$$FB_{y.s} := \frac{N_{Ed.s}}{\chi_{F.y.s} \cdot \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.s}}{f_y \cdot W_{el.y.s} \cdot \gamma_{M1}}; \quad FB_{z.s} := \frac{N_{Ed.s}}{\chi_{F.z.s} \cdot \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.s}}{f_y \cdot W_{el.y.s} \cdot \gamma_{M1}}$$

$$FB_{y.s} = 0.696$$

$$FB_{z.s} = 0.557$$

A2.3.4 Verificarea la flambaj prin încovoiere-răsucire (flexural-torsional buckling)

$$l_{t.s} := 1.0L_c$$

$$y_{o.s} := 0r \quad (\text{distanța de la centrul de tăiere la centru de greutate})$$

$$i_{o.s} := \sqrt{i_{y.s}^2 + i_{z.s}^2 + y_{o.s}^2}$$

$$A_{eff} := A_s$$

$$\beta_A := \frac{A_{eff}}{A_s}$$

$$\beta_S := 1 - \left(\frac{y_{o.s}}{i_{o.s}} \right)^2$$

$$\beta_S = 1$$

$$\sigma_{cr.y.s} := \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cr.y.s}}{i_{eq.y.s}} \right)^2}$$

$$\sigma_{cr.y.s} = 7.963 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{cr.T.s} := \frac{1}{A_s \cdot i_{o.s}^2} \cdot \left(G \cdot I_{t.s} + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{w.s}}{l_{t.s}^2} \right)$$

$$\sigma_{cr.T.s} = 3.728 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{cr.TF.s} := \frac{1}{2 \cdot \beta_s} \left[(\sigma_{cr.y.s} + \sigma_{cr.T.s}) - \sqrt{(\sigma_{cr.y.s} + \sigma_{cr.T.s})^2 - 4 \cdot \beta_s \cdot \sigma_{cr.y.s} \cdot \sigma_{cr.T.s}} \right]$$

$$\sigma_{cr.TF.s} = 3.728 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\lambda_{TF.y.s} := \frac{f_y}{\sigma_{cr.TF.s}} \cdot (\beta_A)^{0.5}$$

$$\lambda_{TF.y.s} = 0.63$$

$$\phi_{TF.y.s} := 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{TF.y.s} - 0.2) + \lambda_{TF.y.s}^2 \right]$$

$$\phi_{TF.y.s} = 0.744$$

$$\chi_{TF.y.s} := \frac{1}{\phi_{TF.y.s} + \sqrt{\phi_{TF.y.s}^2 - \lambda_{TF.y.s}^2}}$$

$$\chi_{TF.y.s} = 0.878$$

$$FTB_{y.s} := \frac{N_{Ed.s}}{\chi_{TF.y.s} \cdot \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.s}}{\frac{f_y \cdot W_{el.y.s}}{\gamma_{M1}}}$$

$$FTB_{y.s} = 0.699$$

A2.3.5 Verificarea la flambaj lateral prin încovoiere-răsucite (lateral torsional buckling)

$$C_1 := 1.84 \quad (\text{Tabelul B.1 prEN1993-1})$$

$$M_{cr.s} := C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z.s}}{L_c^2} \cdot \sqrt{\frac{I_{w.s}}{I_{z.s}} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_{t.s}}{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z.s}}}$$

$$M_{cr.s} = 2.081 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \pi$$

$$\lambda_{L_{TB,y,s}} := \sqrt{\frac{W_{el,y,s} \cdot f_y}{M_{cr,s}}}$$

$$\lambda_{L_{TB,o}} := 0.4 ; \beta := 0.7\epsilon$$

$$\alpha_{L_{TB}} := 0.7\epsilon$$

$$\phi_{L_{TB,y,s}} := 0.5 \left[1 + \alpha_{L_{TB}} (\lambda_{L_{TB,y,s}} - \lambda_{L_{TB,o}}) + \beta \cdot \lambda_{L_{TB,y,s}}^2 \right]$$

$$\phi_{L_{TB,y,s}} = 0.698$$

$$\chi_{L_{TB,y,s}} := \frac{1}{\phi_{L_{TB,y,s}} + \sqrt{\phi_{L_{TB,y,s}}^2 - \beta \lambda_{L_{TB,y,s}}^2}}$$

$$\chi_{L_{TB,y,s}} = 0.848$$

$$C_{mLT} := 0.6$$

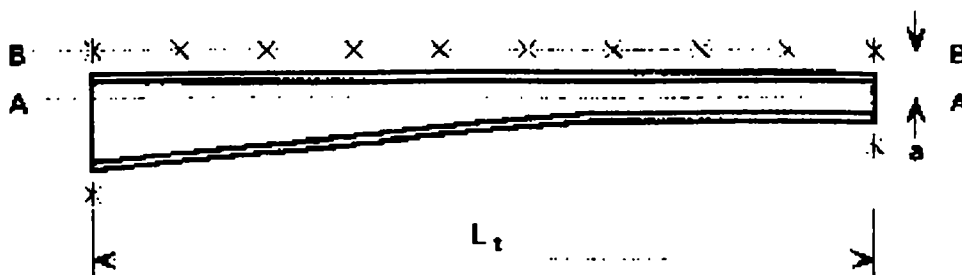
$$k_{yy,L_{TB}} := C_{mLT} \left(1 + 0.6 \lambda_{L_{TB,y,s}} \frac{N_{Ed,s}}{\chi_{TF,y,s} \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$k_{yy,L_{TB}} = 0.614$$

$$L_{TB,y,s} := \frac{N_{Ed,s}}{\chi_{TF,y,s} \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} + k_{yy,L_{TB}} \frac{M_{y,Ed,s}}{\chi_{L_{TB,y,s}} \frac{f_y \cdot W_{el,y,s}}{\gamma_{M1}}}$$

$$L_{TB,y,s} = 0.564$$

A2.4. Verificarea riglei cadrului



A2.4.1 Eforturi de calcul rigla

$$N_{Ed,r} := 132.26 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,r1} := 446.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momentul la streasina})$$

$$M_{y,Ed,r2} := 147.58 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momentul la inceperea vutei})$$

$$M_{y,Ed,r} := 117.83 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momentul la coama})$$

A2.4.2 Verificarea de rezistenta rigla

$$\text{rigla constanta} \quad \frac{N_{Ed,r}}{A_r \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{y,Ed,r}}{W_{el,y,r} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.672$$

$$\text{rigla vuta mare} \quad \frac{N_{Ed,r}}{A_{r,v1} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{y,Ed,r1}}{W_{el,y,r,v1} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.786$$

$$\text{rigla vuta mica} \quad \frac{N_{Ed,r}}{A_{r,v2} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{y,Ed,r2}}{W_{el,y,r,v2} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.686$$

A2.4.3 Verificarea la flambaj prin încovoiere (flexural buckling) rigla

$$L_{cr,y,r} := L_T$$

$$L_{cr,z,r} := L_T$$

$$\lambda_{1,r} := 93.9 \sqrt{\frac{235000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{f_y}}$$

$$\lambda_{F.y.r} := \frac{L_{cr.y.r}}{i_{y.r}} \cdot \frac{1}{\lambda_{1.r}}$$

$$\phi_{F.y.r} := 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{F.y.r} - 0.2) + \lambda_{F.y.r}^2 \right] \quad \phi_{F.y.r} = 0.712$$

$$\lambda_{F.z.r} := \frac{L_{cr.z.r}}{i_{z.r}} \cdot \frac{1}{\lambda_{1.r}}$$

$$\phi_{F.z.r} := 0.5 \left[1 + \alpha_z \cdot (\lambda_{F.z.r} - 0.2) + \lambda_{F.z.r}^2 \right] \quad \phi_{F.z.r} = 3.262$$

$$\chi_{F.y.r} := \frac{1}{\phi_{F.y.r} + \sqrt{\phi_{F.y.r}^2 - \lambda_{F.y.r}^2}}; \quad \chi_{F.z.r} := \frac{1}{\phi_{F.z.r} + \sqrt{\phi_{F.z.r}^2 - \lambda_{F.z.r}^2}}$$

$$\chi_{F.y.r} = 0.895; \quad \chi_{F.z.r} = 0.176$$

$$C_{my} := 0.9$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_{F.y.r} \cdot \frac{N_{Ed,r}}{\chi_{F.y.r} \cdot \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} \right);$$

$$k_{zy} := C_{my} \cdot 0.8 \cdot k_{yy}$$

$$k_{yy} = 0.917$$

$$k_{zy} = 0.66$$

$$FB_{y,r} := \frac{N_{Ed,r}}{\chi_{F.y,r} \cdot \frac{f_y \cdot A_{r,v1}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed,r1}}{\frac{f_y \cdot W_{el,y,r,v1}}{\gamma_{M1}}};$$

$$FB_{z,r} := \frac{N_{Ed,r}}{\chi_{F.z,r} \cdot \frac{f_y \cdot A_{r,v1}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed,r1}}{\frac{f_y \cdot W_{el,y,r,v1}}{\gamma_{M1}}}$$

$$FB_{y,r} = 0.73$$

$$FB_{z,r} = 0.766$$

A2.4.4 Verificarea la flambaj prin încovoiere-răsucire (flexural-torsional buckling) riglă

$$l_{t,s} := 1.0L_T$$

$$y_{o,r} := 0m \quad (\text{distanța de la centrul de tăiere la centru de greutate})$$

$$i_{o,r} := \sqrt{i_{y,r.v2}^2 + i_{z,r.v2}^2 + y_{o,r}^2}$$

$$A_{\text{eff},r} := A_{r.v2}$$

$$\beta_A := \frac{A_{\text{eff},r}}{A_{r.v2}}$$

$$\beta_r := 1 - \left(\frac{y_{o,r}}{i_{o,r}} \right)^2$$

$$\beta_r = 1$$

$$\sigma_{\text{cr},y,r} := \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{\text{cr},y,r}}{i_{y,r.v2}} \right)^2}$$

$$\sigma_{\text{cr},y,r} = 6.726 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{cr},T,r} := \frac{1}{A_{r.v2} \cdot i_{o,r}^2} \left(G I_{t,r} + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{w,r}}{l_{t,s}^2} \right)$$

$$\sigma_{\text{cr},T,r} = 1.751 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{cr},TF,r} := \frac{1}{2 \cdot \beta_r} \left[(\sigma_{\text{cr},y,r} + \sigma_{\text{cr},T,r}) - \sqrt{(\sigma_{\text{cr},y,r} + \sigma_{\text{cr},T,r})^2 - 4 \beta_r \sigma_{\text{cr},y,r} \sigma_{\text{cr},T,r}} \right]$$

$$\sigma_{\text{cr},TF,r} = 1.751 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\lambda_{\text{TF},y,r} := \frac{f_y}{\sigma_{\text{cr},TF,r}} \cdot (\beta_A)^{0.5}$$

$$\lambda_{\text{TF},y,r} = 1.342$$

$$\phi_{\text{TF},y,r} := 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{\text{TF},y,r} - 0.2) + \lambda_{\text{TF},y,r}^2 \right]$$

$$\phi_{\text{TF},y,r} = 1.521$$

$$\chi_{TF,y,r} := \frac{1}{\phi_{TF,y,r} + \sqrt{\phi_{TF,y,r}^2 - \lambda_{TF,y,r}^2}} \quad \chi_{TF,y,r} = 0.447$$

$$FTB_{y,r} := \frac{N_{Ed,r}}{\chi_{TF,y,r} \cdot \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed,r1}}{\frac{f_y \cdot W_{el,y,r,v1}}{\gamma_{M1}}} \quad FTB_{y,r} = 0.781$$

A2.4.5 Verificarea la flambaj lateral prin încovoiere răsucite (lateral torsional buckling)

$$C_1 := 2.34 \quad (\text{Tabelul B.1 prEN1993-1})$$

$$M_{cr,r} := C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z,r}}{L_T^2} \cdot \sqrt{\frac{I_{w,r}}{I_{z,r}} + \frac{L_T^2 \cdot G \cdot I_{t,r}}{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z,r}}} \quad M_{cr,r} = 279.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda_{LTB,y,r} := \sqrt{\frac{W_{el,y,r,v2} \cdot f_y}{M_{cr,r}}}$$

$$\lambda_{LTB,o} := 0.4 ; \beta := 0.75$$

$$\alpha_{LTB} := 0.75$$

$$\phi_{LTB,y,r} := 0.5 \left[1 + \alpha_{LTB} (\lambda_{LTB,y,r} - \lambda_{LTB,o}) + \beta \cdot \lambda_{LTB,y,r}^2 \right]$$

$$\phi_{LTB,y,r} = 1.072$$

$$\chi_{LTB,y,r} := \frac{1}{\phi_{LTB,y,r} + \sqrt{\phi_{LTB,y,r}^2 - \beta \cdot \lambda_{LTB,y,r}^2}}$$

$$\chi_{LTB,y,r} = 0.576$$

$$C_{mLT} := 0.6$$

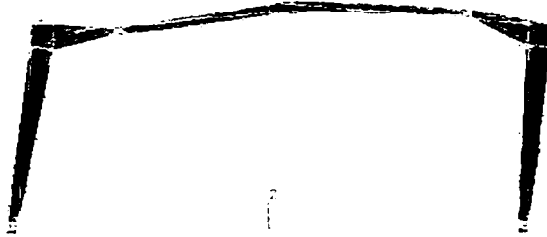
$$k_{yy,LTB} := C_{mLT} \left(1 + 0.6 \lambda_{LTB,y,r} \cdot \frac{N_{Ed,r}}{\chi_{TF,y,r} \cdot \frac{f_y \cdot A_{r,v1}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad k_{yy,LTB} = 0.639$$

$$LTB_{y,r} := \frac{N_{Ed,r}}{\chi_{TF,y,r} \frac{f_y \cdot A_{r,v1}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy,LTB} \cdot \frac{M_{y,Ed,r1}}{\chi_{LTB,y,r} \frac{f_y \cdot W_{el,y,r,v1}}{\gamma_{M1}}}$$

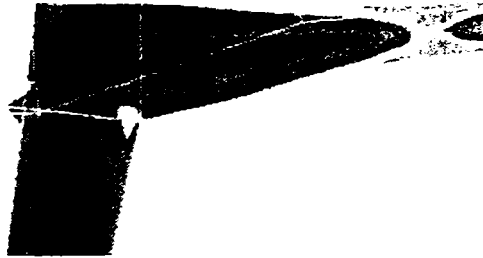
$$LTB_{y,r} = 0.926$$

ANEXA 3 – ANALIZA PUSHOVER APARIȚIA ZONELOR PLASTICE

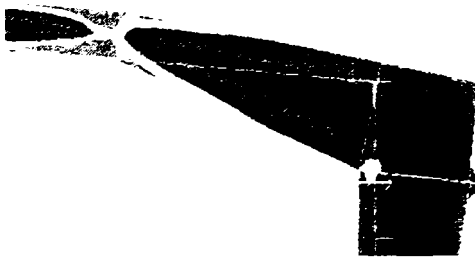
Cadrul 1C-1 pin



Distribuția tensiunilor echivalente în structură



Plasticizarea riglei (partea stângă)

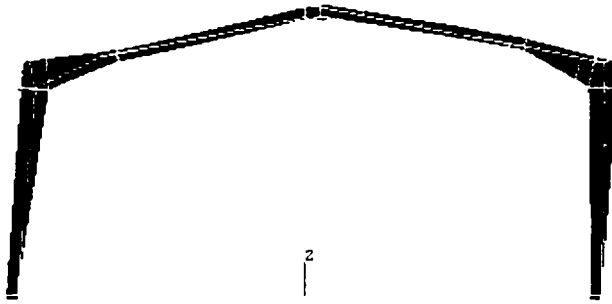


Plasticizarea riglei (partea dreaptă)

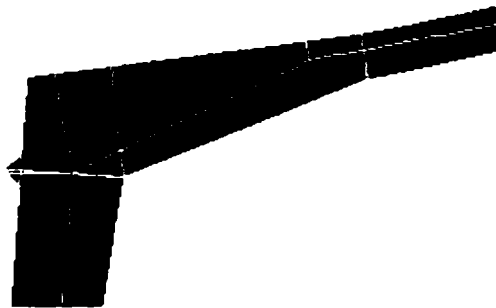


Plasticizarea stâlpului la bază

Cadrul 1C-2 pin



Distribuția tensiunilor echivalente în structură



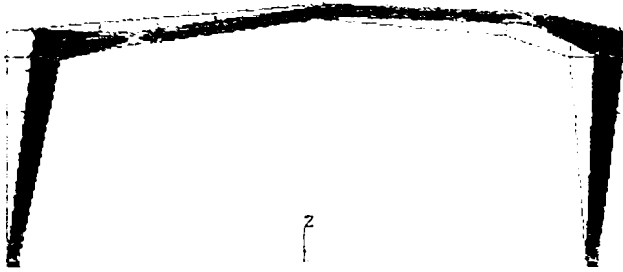
Plasticizarea riglei (partea stângă)



Plasticizarea riglei (partea deaptă)



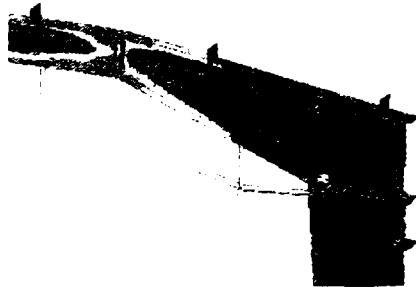
Plasticizarea stâlpului la bază

Cadrul 1C-1 sem

Distribuția tensiunilor
echivalente în structură



Plasticizarea riglei
(partea stângă)



Plasticizarea riglei
(partea dreaptă)

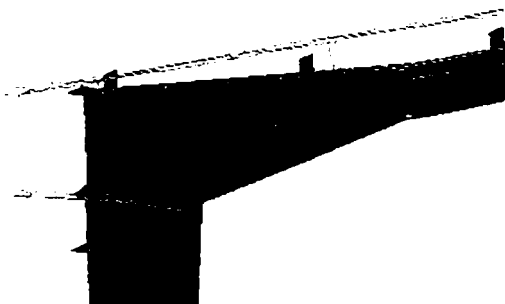


Plasticizarea stâlpului la
bază

Cadrul 1C-2 sem



Distribuția tensiunilor echivalente în structură



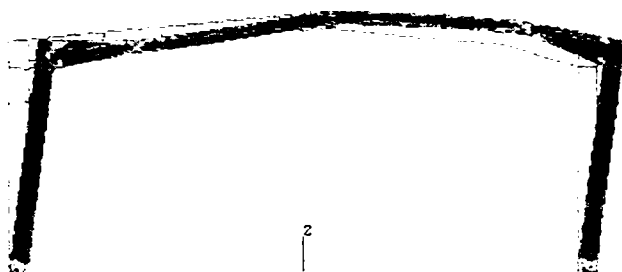
Plasticizarea riglei (partea stângă)



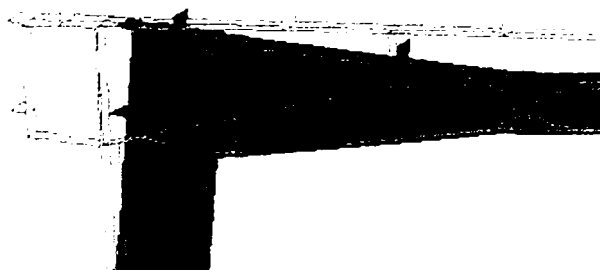
Plasticizarea riglei (partea deaptă)



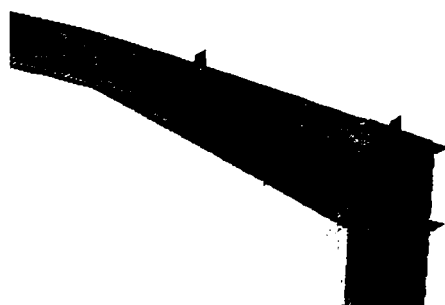
Plasticizarea stâlpului la bază

Cadrul 3C-1 sem

Distribuția tensiunilor
echivalente în structură



Plasticizarea riglei
(partea stângă)

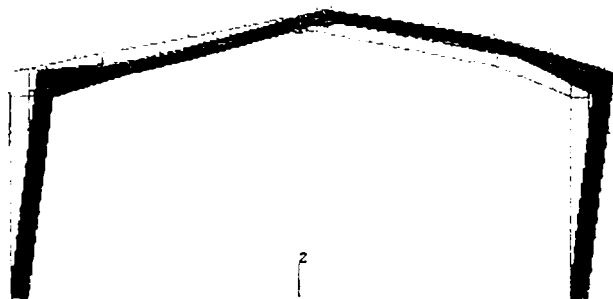


Plasticizarea riglei
(partea dreaptă)

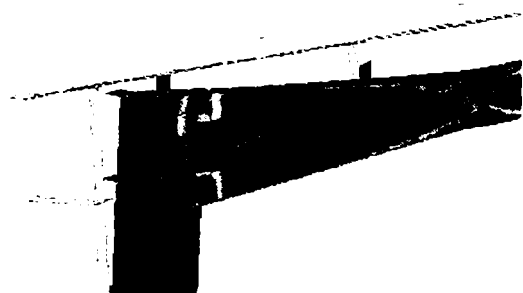


Plasticizarea stâlpului la
bază

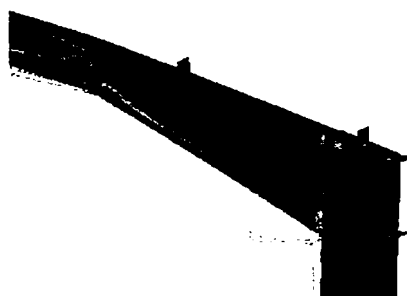
Cadrul 3C-2 sem



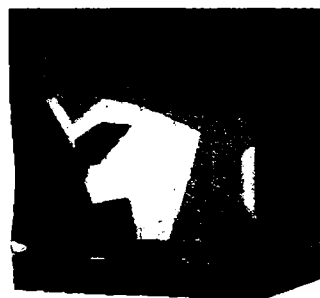
Distribuția tensiunilor echivalente în structură



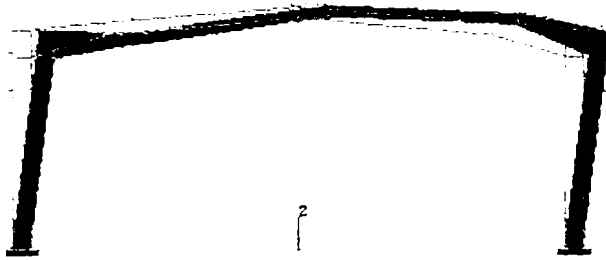
Plastificarea riglei (partea stângă)



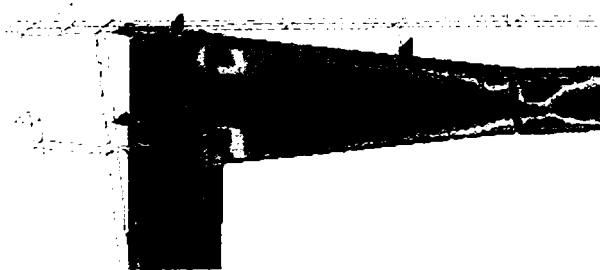
Plastificarea riglei (partea dreaptă)



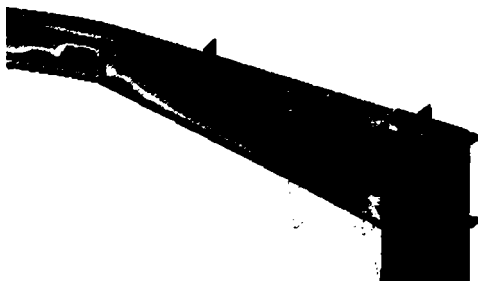
Plastificarea stâlpului la bază

Cadrul 3C-1 rig

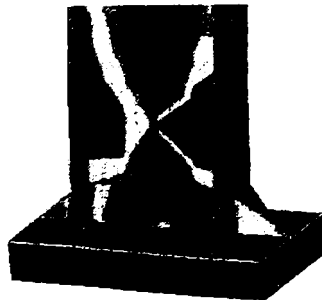
Distribuția tensiunilor
echivalente în structură



Plasticizarea riglei
(partea stângă)

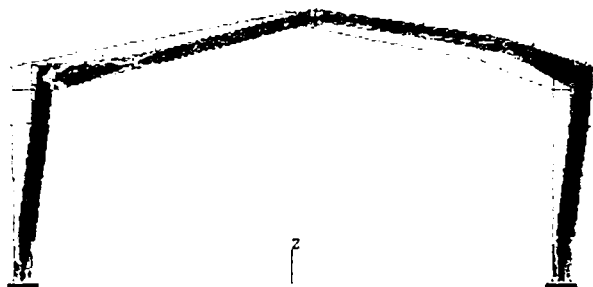


Plasticizarea riglei
(partea deaptă)

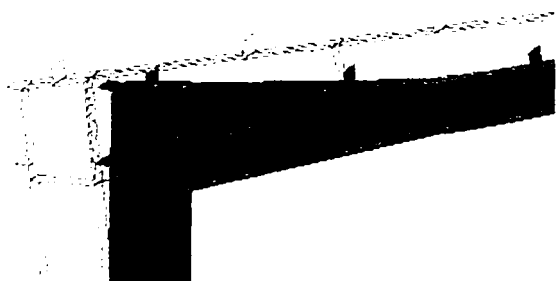


Plasticizarea stâlpului la bază

Cadrul 3C-2 rig



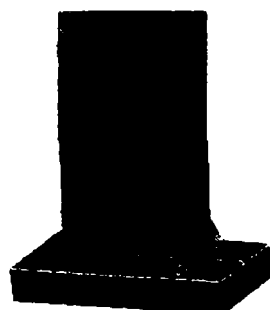
Distribuția tensiunilor echivalente în structură



Plasificarea riglei (partea stângă)



Plastificarea riglei (partea dreaptă)



Plastificarea stâlpului la bază

ANEXA 4 - CALCULUL CLASEI SECȚIUNILOR

Exemplu: J1-1

Caracteristici secționale, eforturi, generalități

$$\text{Rezistența de calcul a OL44: } \underline{\underline{R_w}} := 245000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Limita de curgere: } R_c := 275000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Modulul de elasticitate: } E := 2.1 \cdot 10^8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Eforturi de calcul: } \underline{\underline{N_x}} := 109.95 \text{kN}$$
$$\underline{\underline{M_x}} := 475.38 \text{kNm}$$

$$\text{Dimensiunea secțiunii: } h := 0.65r$$
$$b := 0.22r$$
$$t_f := 0.012r$$
$$t_w := 0.006r$$

Caracteristici secționale:

$$\underline{\underline{A}} := 2 \cdot b \cdot t_f + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$I_x := 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \cdot b \cdot t_f$$

$$I_y := 2 \cdot \frac{t_f \cdot b^3}{12} + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^3}{12}$$

$$W_{el.x} := \frac{I_x}{\frac{h}{2}}; \quad i_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad W_{el.y} := \frac{I_y}{\frac{b}{2}}; \quad i_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$S_x := \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot b \cdot t_f + \left(\frac{h}{2} - t_f \right) \cdot \frac{t_w}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f \right) \right]$$

$$S_y := \left[\frac{b^2 \cdot t_f}{4} + \frac{t_w^2 (h - 2 \cdot t_f)}{8} \right]$$

$$c_f := \frac{b - t_w}{2}; \quad \frac{c_f}{t_f} = 8.917$$

$$\varepsilon_{yk} := \sqrt{\frac{240000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{R_c}}; \quad \varepsilon = 0.934$$

$$\text{temp}_f := \frac{c_f}{t_f}$$

$$h_w := h - 3t_f$$

$$\sigma_c := \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_{el,x}}; \quad \sigma_t := \frac{N}{A} - \frac{M_x}{W_{el,x}}$$

$$\sigma_c = 2.463 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; \quad \sigma_t = -2.219 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{\sigma_c}{R} = 1.005$$

$$\alpha := \frac{\sigma_c}{\sigma_c + |\sigma_t|}$$

$$\alpha = 0.526 \text{ (la secțiuni comprimate } \alpha > 0,5)$$

$$\psi := \frac{\sigma_t}{\sigma_c};$$

$$\text{temp}_w := \frac{h_w}{t_w}$$

Clasa secțiunii - talpă

$$\text{talpi} := \begin{cases} \text{"Clasa1"} & \text{if } \text{temp}_f \leq 9\varepsilon \\ \text{"Clasa2"} & \text{if } 9\varepsilon < \text{temp}_f \leq 10\varepsilon \\ \text{"Clasa3"} & \text{if } 10\varepsilon < \text{temp}_f \leq 14\varepsilon \\ \text{"Clasa4"} & \text{if } \text{temp}_f > 14\varepsilon \end{cases}$$

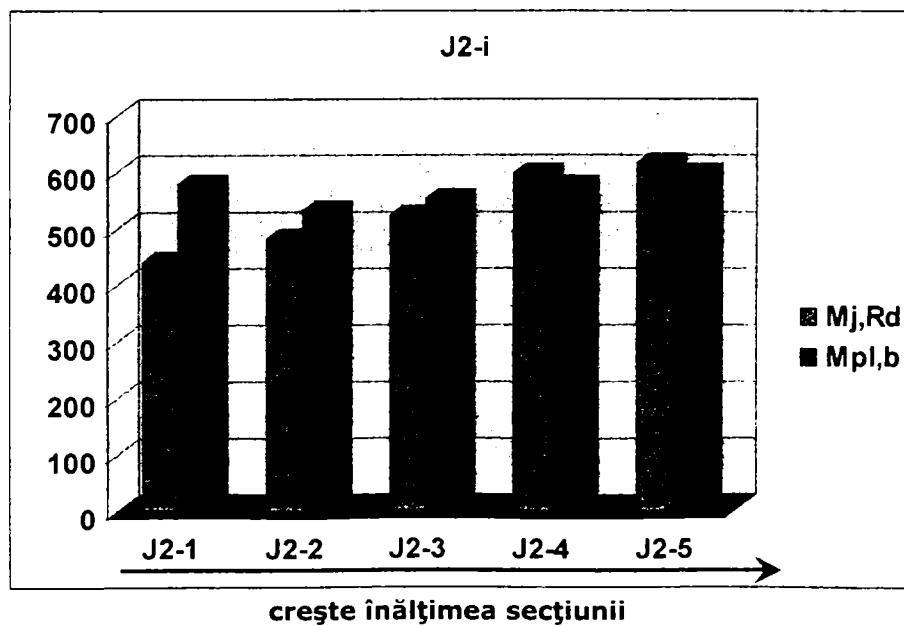
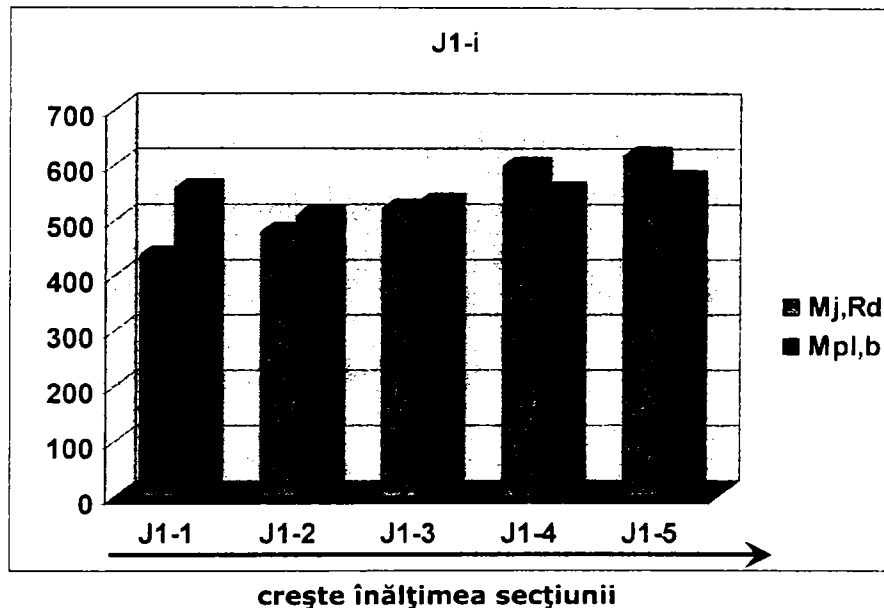
talpi = "Clasa2"

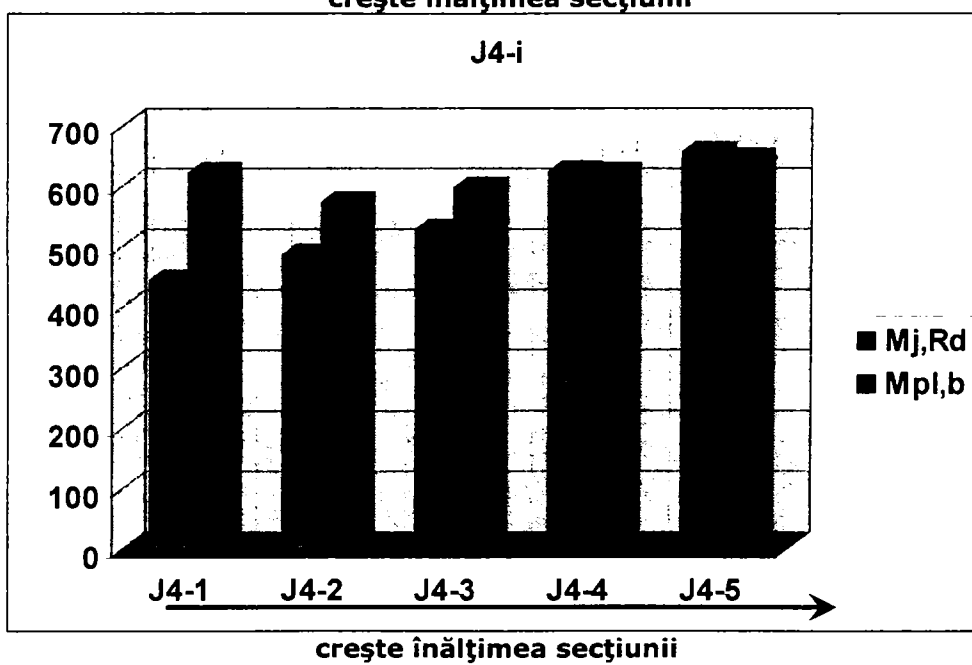
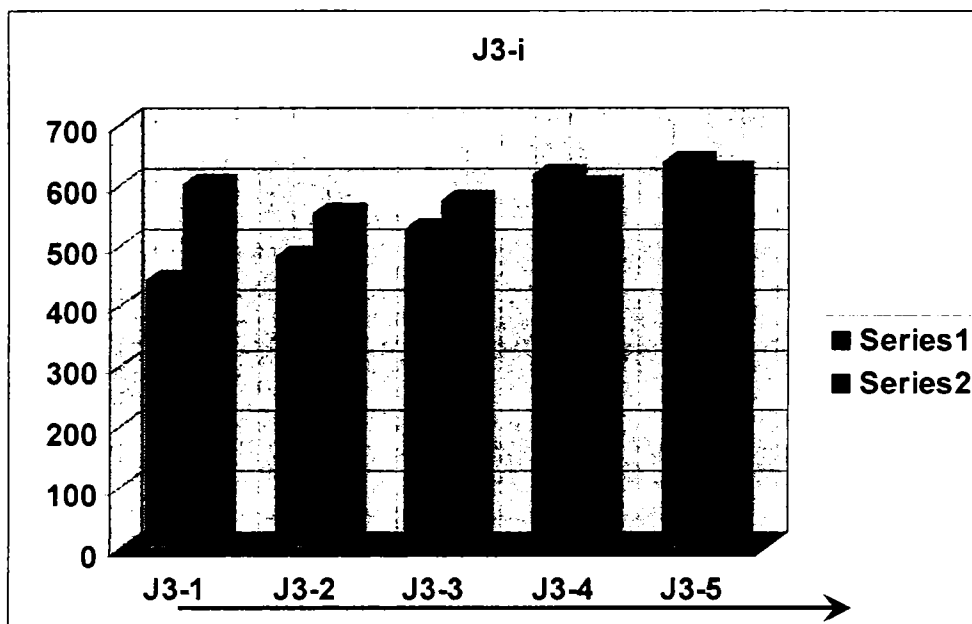
Clasa secțiunii - inimă

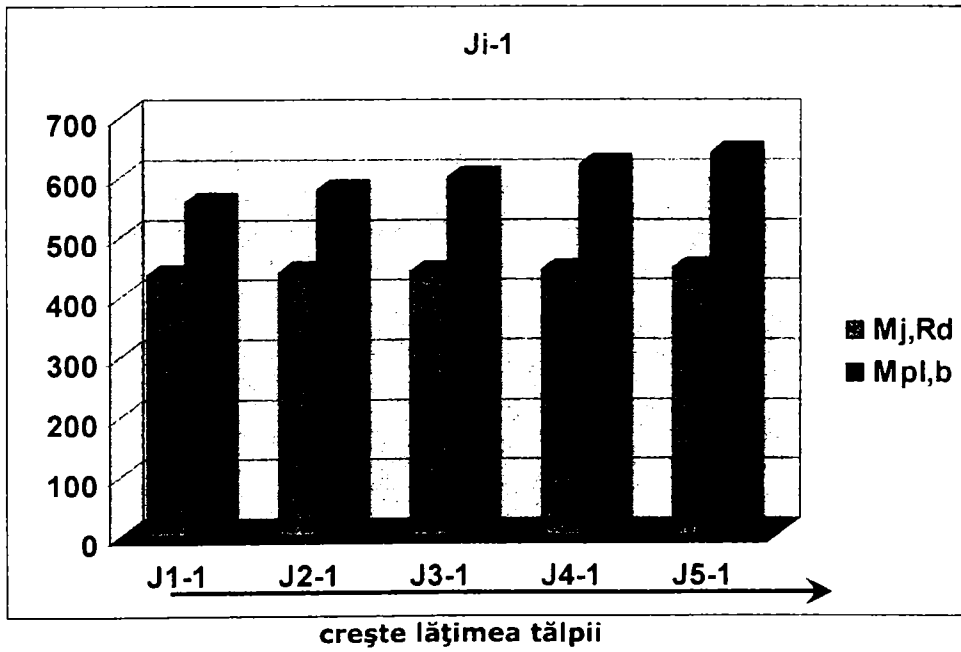
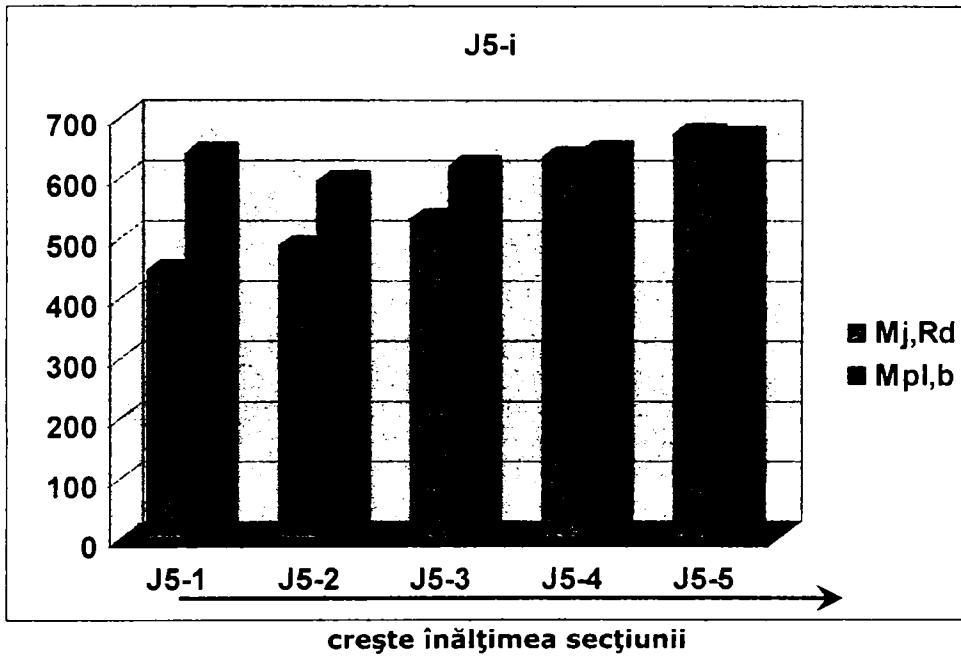
$$\text{inima} := \begin{cases} \text{"Clasa1"} & \text{if } \text{temp}_w \leq \frac{(39\varepsilon)}{13\alpha - 1} \\ \text{"Clasa2"} & \text{if } \frac{(39\varepsilon)}{13\alpha - 1} < \text{temp}_w \leq \frac{(45\varepsilon)}{13\alpha - 1} \\ \text{"Clasa3"} & \text{if } \frac{(45\varepsilon)}{13\alpha - 1} < \text{temp}_w \leq \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\psi} \\ \text{"Clasa4"} & \text{if } \text{temp}_w > \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\psi} \end{cases}$$

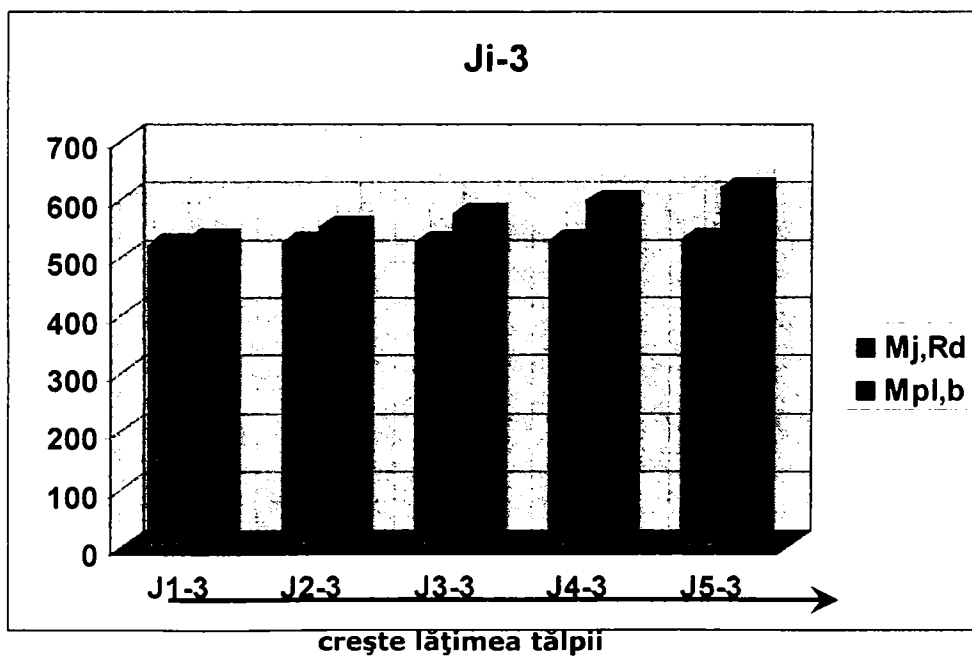
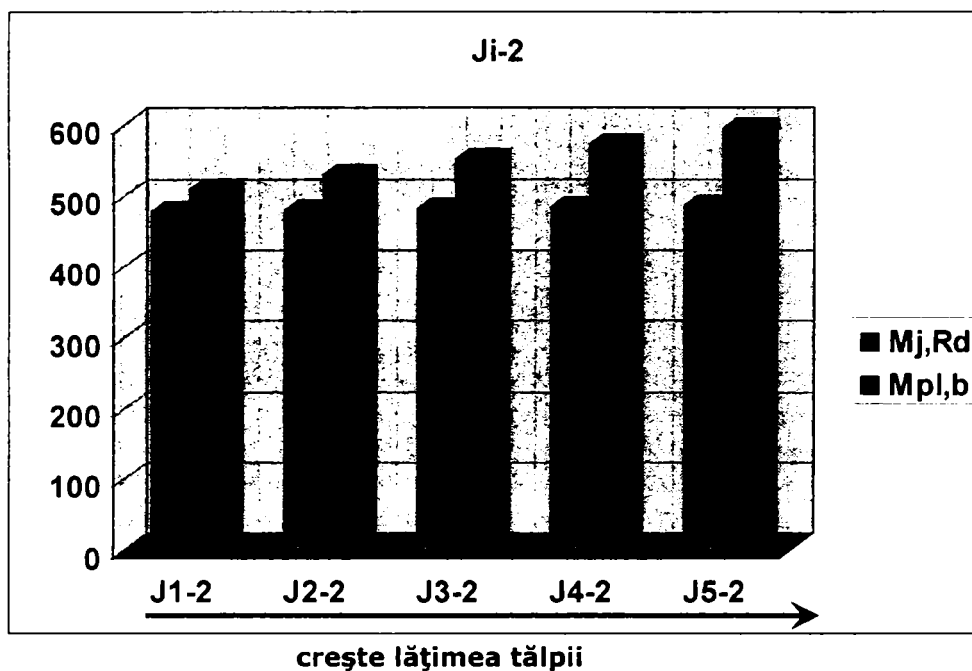
inima = "Clasa3"

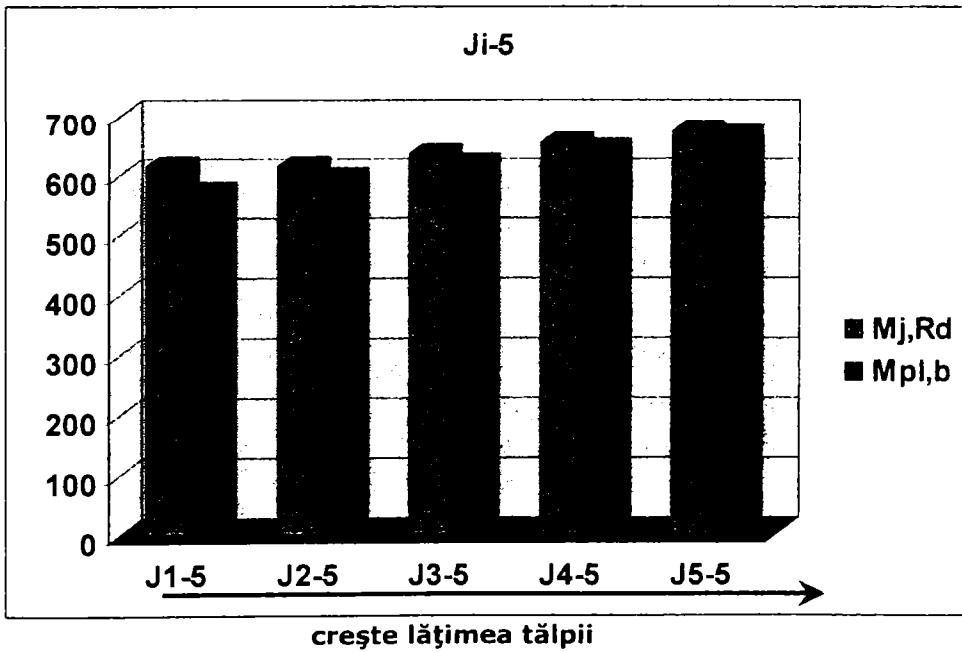
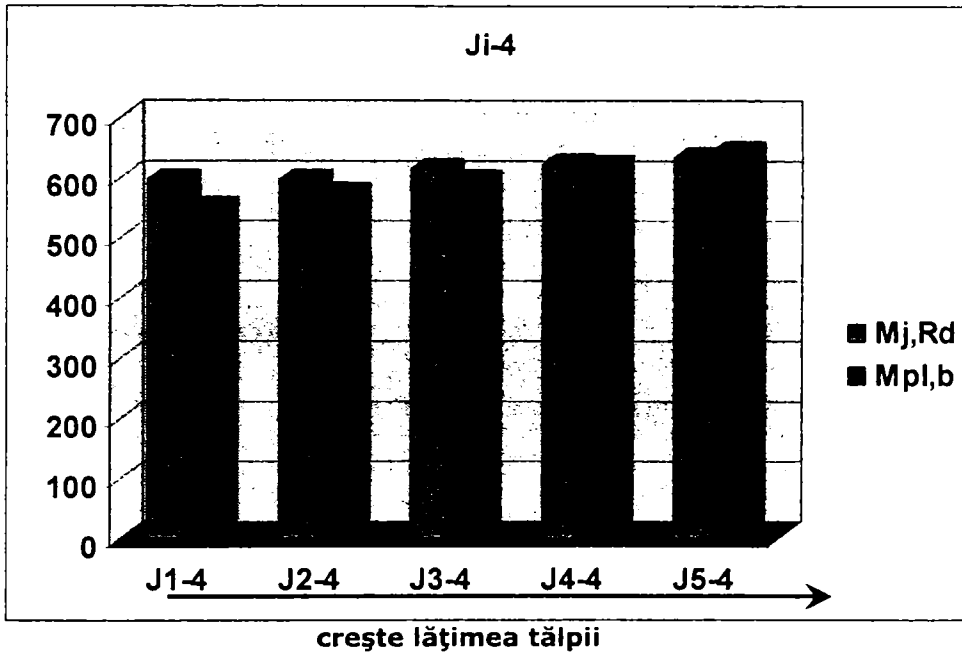
ANEXA 5 – REZULTATE COMPARATIVE STUDIU PARAMETRIC PRIVIND COMPORTAREA NODURILOR RIGLĂ-STÂLP LA CADRE METALICE PARTER APLICÂND METODA COMPONENTELOR











ANEXA 6 – DIMENSIONAREA ELEMENTELOR COMPONENTE LA HALE TIPIZATE

A6.1 Dimensionarea elementelor principale stâlp, riglă

Caracteristici sectionale, eforturi, generalitati stâlp

Rezistența de calcul a OL52:	R_{sc}	= 3150	daN/cm ²
Modulul de elasticitate:	E	= $2.1 \cdot 10^8$	kN/m ²
Eforturi de calcul:	N_{sc}	= 224	kN
	N_{b}	= 231	kN
	M_{x}	= 831	kNm
	M_{baza}	= -231	kNm
Dimensiunea secțiunii:	h	= 0.7	m
	b	= 0.3	m
	t_{f}	= 0.014	m
	t_{w}	= 0.01	m
Inălțimea secțiunii de la baza stâlpului	h_2	= 0.4	m
Lungimea stâlpului	l_s	= 7	m
Multiplicatorul forței critice	n_{cx}	= 80.8	

Caracteristici sectionale, eforturi, generalitati rigla vuta

Rezistența de calcul a OL52:	R_{sc}	= 3150	daN/cm ²
Modulul de elasticitate:	E_{sc}	= $2.1 \cdot 10^8$	kN/m ²
Eforturi de calcul:	N_{r}	= 161	kN
	$M_{\text{x,r}}$	= 831	kNm
	M_{r}	= 218	kNm
	M_{r}	= 218	kNm
Dimensiunea secțiunii:	h_{r}	= 0.84	m
	h_{r1}	= 0.44	m
	b_{r}	= 0.27	m
	$t_{\text{f.rig}}$	= 0.014	m
	$t_{\text{w.rig}}$	= 0.01	m
Lungimea elementului:	l_{r}	= 12	m

Caracteristici sectionale, eforturi, generalitati rigla constanta

<i>Rezistența de calcul a OL52:</i>	$R = 3.15 \times 10^3$	daN/cm ²
<i>Modulul de elasticitate:</i>	$E = 2.1 \times 10^8$	kN/m ²
<i>Eforturi de calcul:</i>	$N_{rc} := 151$	kN
	$M_{x.rc} := 218$	kNm
	$M_{rc} := -277$	kNm
	$M_{rci} := 250$	kNm
	$N_{rci} := 138$	kNm
	$N_{rcc} := 131$	kN
	$L_{MO} := 1.8$	m
	<i>Dimensiunea secțiunii:</i>	$h_{rc} := 0.4$
$h_{rcc} := 0.6$		m
$b_{rc} := 0.27$		m
$t_{f.rig.c} := 0.017$		m
$t_{w.rig.c} := 0.008$		m

Verificarea elementelor structurii

Verificarea stâlpului cadrului

Caracteristici sectionale, eforturi, generalități

<i>Rezistența de calcul a OL52:</i>	$R = 3.15 \times 10^3$	daN/cm ²
<i>Modulul de elasticitate:</i>	$E = 2.1 \times 10^8$	kN/m ²
<i>Eforturi de calcul:</i>	$N = 225$	kN
	$N_b = 231$	kN
	$M_x = 831$	kNm
	$M_{baza} = -231$	kNm
	<i>Dimensiunea secțiunii:</i>	$h = 0.7$
	$b = 0.3$	m
	$t_f = 0.014$	m
	$t_w = 0.01$	m
Inălțimea secțiunii de la baza stâlpului	$h_2 = 0.4$	m
Lungimea stâlpului	$l_s = 7$	m

Verificarea la rezistența a stâlpului

verificarea la rezistența a stâlpului se face cu formula:
verificarea la vârful stâlpului

$$\sigma_{rez} := \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_{el.x}}$$

$$\sigma_{rez} = 2.492 \times 10^5 \quad \text{kN/m}^2$$

factorul de incarcare a stalpului

$$\frac{\sigma_{rez}}{R \cdot 10^2} = 0.791$$

verificarea la baza stâlpului

$$\sigma_{rez.baza} := \frac{N_b}{A_b} + \frac{|M_{baza}|}{W_{el.x.baza}}$$

$$\sigma_{rez.baza} = 1.489 \times 10^5$$

$$\frac{\sigma_{rez.baza}}{R \cdot 10^2} = 0.473$$

Verificarea la stabilitate a stalpului

$M := M_{baza}$ kNm - momentul la celalalt capat al stalpului

$$c_x := \sqrt{0.3 \left(1 + \frac{M^2}{M_x^2} \right) + 0.4 \frac{M}{M_x}} \quad - \text{coeficient de corectie care tine seama de}$$

modul de distributie a momentului pe bara;

$$c_x = 0.46$$

Obs: (pag 29 Obs 2 - STAS 10108/0-78) La halele cu o singura deschidere cand capatul stalpu- lui de la nivelul acoperisului este deplasabil in planul cadrului, coeficientul $c_x=0.85$.

$$c_{xx} := 0.85$$

$$\sigma := \frac{N}{A}$$

$$\sigma = 1.488 \times 10^4$$

$$l_s = 7 \quad - \text{lungimea stalpului;}$$

Caracteristici rigla

$$l_g := l_1 \quad - \text{lungimea riglei;}$$

$$h_{rig} := h_{rc}$$

$$b_{rig} := b_{rc}$$

$$t_{f,r} := t_{f,rig,c}$$

$$t_{w,r} := t_{w,rig,c}$$

$$I_g := 2 \cdot \frac{b \cdot t_{f,r}^3}{12} + \frac{t_{w,r} \cdot (h_{rig} - 2 \cdot t_{f,r})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_{rig}}{2} - \frac{t_{f,r}}{2} \right)^2 \cdot b_{rig} \cdot t_{f,r}$$

$I_g = 2.794 \times 10^{-4}$ - momentul de inertie al riglei (rigla constanta);

$$h_1 := h_2 + \frac{h - h_2}{3}$$

$$h_1 = 0.5$$

- Caracteristici geometrice echivalente ale stalpului (la 1/3 de la baza);

$$I_{xs} := 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (h_1 - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_1}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \cdot b \cdot t_f$$

$$I_{ys} := 2 \cdot \frac{t_f \cdot b^3}{12} + (h_1 - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^3}{12}$$

$$A_s := 2 \cdot b \cdot t_f + (h_1 - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$I_{xs} = 5.838 \times 10^{-4}$$

$$I_{ys} = 6.304 \times 10^{-5}$$

$$A_s = 0.013$$

$$k := \frac{I_g}{I_g} \cdot \frac{I_s}{I_{xs}} \quad k = 0.279$$

$$g(k) := \begin{cases} 3.42 & \text{if } k \leq 0.2 \\ (-4.2k + 4.26) & \text{if } 0.2 < k \leq 0.3 \\ (-1.85k + 3.55) & \text{if } 0.3 < k \leq 0.5 \\ (-0.6k + 2.93) & \text{if } 0.5 < k \leq 1 \\ (-0.16k + 2.49) & \text{if } 1 < k \leq 2 \\ (-0.06k + 2.29) & \text{if } 2 < k \leq 3 \\ (-0.0157k + 2.157) & \text{if } 3 < k \leq 10 \\ 2 & \text{if } k > 10 \end{cases}$$

rezulta valoarea coeficientului $\mu := g(k)$ din *Tabelul 20* STAS 10108/0-78

$$\mu = 3.087$$

$$\mu_y := 1$$

- lungimile de flambaj

- conform STAS 10108/0-78 - considerând stâlful articulat la baza

$$l_{f,x} := \mu \cdot l_s$$

$$l_{f,x} = 21.612$$

- determinata in urma unui calcul de stabilitate stalp semirigid la baza

$$P_{cr} := 100 \cdot n_{cx} \Rightarrow P_{cr} = 8.083 \times 10^3 \text{ (obs. Forta aplicata este de 100 kN)}$$

$$l_{f,x} := \sqrt{3.1415^2 \cdot \frac{E \cdot I_{xs}}{P_{cr}}} \Rightarrow l_{f,x} = 12.234$$

$$l_{f,y} := \mu_y \cdot l_s \Rightarrow l_{f,y} = 7$$

- raze de giratie si zvelteti echivalente

$$i_{xs} := \sqrt{\frac{I_{xs}}{A_s}}$$

$$i_{xs} = 0.211$$

$$\lambda_x := \frac{l_{f,x}}{i_{xs}} ;$$

rezulta zvelteea $\sqrt{\lambda_x = 58} \Rightarrow$ (curba A-36)

$$\phi_x := \left(0.6465 + \frac{3621}{\lambda_x^2} \right) - \sqrt{\left(0.6465 + \frac{3621}{\lambda_x^2} \right)^2 - \frac{7242}{\lambda_x^2}}$$

$$\phi_x = 0.82$$

$$i_{ys} := \sqrt{\frac{I_{ys}}{A_s}}$$

$$i_{ys} = 0.069$$

$$\lambda_y := \frac{l_{f,y}}{i_{ys}}$$

rezulta zvelteea $\sqrt{\lambda_y = 100.986} \Rightarrow$ (curba B-36)

$$\phi_y := \left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_y^2} \right) - \sqrt{\left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_y^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda_y^2}}$$

$$\phi_y = 0.413$$

- Determinarea ϕ - valoarea minima a coeficientului de flambaj

$$\phi := \min(\phi_x, \phi_y)$$

$$\phi = 0.413$$

- Determinarea coeficientului ϕ_g

$$\mu_r := 0.5 \quad \text{-obs. Rasucirea este impiedecata la ambele capete}$$

$$i_{yt} := \frac{b}{\sqrt{12}} ; i_{yt} \text{ - raza de inertie a talpii comprimate;}$$

$$i_{yt} = 0.087$$

$$I_T := \frac{1}{3} \left[(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 + b \cdot t_f^3 \right]$$

$$I_T = 4.984 \times 10^{-7}$$

$$\left(\frac{l_s}{h} \right)^2 \cdot \frac{I_T}{I_y} = 0.79$$

$$\gamma := \sqrt{\frac{0.32}{0.25 + 0.03905^2 \cdot \left(\frac{l_s}{h} \right)^2 \cdot \frac{I_T}{I_y}}}; \text{ s-a considerat cazul cel mai dezavantajos}$$

cu $\mu=0.5$

$$\gamma = 0.794$$

$$\lambda_{tr} := \frac{\gamma \cdot \mu_r \cdot l_s}{i_y}$$

$$\lambda_{tr} = 43.03 \Rightarrow (\text{curba B-36})$$

$$\phi_g := \left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{tr}^2} \right) - \sqrt{\left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{tr}^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda_{tr}^2}}$$

$\phi_g = 0.87$ - coeficient care tine seama de pierderea stabilitatii generale a stalpului

$$\sigma_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_x^2}$$

$$\sigma_e = 6.161 \times 10^5$$

verificarea la stabilitate generala a stalpului se va face cu relatia:

$$\sigma_{st} := \begin{cases} \frac{N}{\phi \cdot A} + \frac{M_x}{\phi_g \cdot W_{el.x}} & \text{if } \frac{N}{\phi \cdot A} \leq 0.15 R \cdot 10^2 \\ \frac{N}{\phi \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\phi_g \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_e} \right) W_{el.x}} & \text{if } \frac{N}{\phi \cdot A} > 0.15 R \cdot 10^2 \end{cases}$$

$$\text{OBS} := \begin{cases} \text{"Se calculeaza cu formula (1)"} & \text{if } \frac{N}{\phi \cdot A} \leq 0.15 R \cdot 10^2 \end{cases}$$

$$\text{"Se calculeaza cu formula (2)"} \quad \text{if } \frac{N}{\phi \cdot A} > 0.15 R \cdot 10^2$$

$$\text{OBS} = \text{"Se calculeaza cu formula (1)"} \quad \text{if } \frac{N}{\phi \cdot A} \leq 0.15 R \cdot 10^2$$

$$\frac{N}{\phi \cdot A} = 3.605 \times 10^4$$

$$0.15 R \cdot 10^2 = 4.725 \times 10^4$$

$$\sqrt{\sigma_{st} = 3.055 \times 10^5} \quad \text{kN/m}^2$$

$$\frac{|\sigma_{st}|}{R \cdot 10^2} = 0.97$$

Verificarea la flambaj in planul cadrului

verificarea la flambaj in planul cadrului se va face cu relatia:

$$\sigma_{fl} := \frac{N}{\phi_x \cdot A} + \frac{M_x}{W_{el.x}}$$

$$\sigma_{fl} = 2.525 \times 10^5$$

$$\frac{|\sigma_{fl}|}{R \cdot 10^2} = 0.801$$

1.4 Verificarea zvelteții

$$\text{Ver} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \max(\lambda_x, \lambda_y) < 120 \\ \text{"Nu"} & \text{if } \max(\lambda_x, \lambda_y) > 120 \end{cases}$$

Ver = "Ok"

Verificarea riglei cadrului (rigla vutata)

Verificarea la rezistenta a riglei

$$\sigma_{rez.r} := \frac{N_r}{A_r} + \frac{M_{x.r}}{W_{el.x.r}}$$

$$\sqrt{\sigma_{rez.r} = 2.082 \times 10^5} \quad \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{rez.r}}{R \cdot 10^2} = 0.661 \quad \text{factorul de incarcare a riglei}$$

Verificarea la stabilitate a riglei

$$c_{x.r} := \sqrt{0.3 \cdot \left(1 + \frac{M_r^2}{M_{x.r}^2} \right) + 0.4 \frac{M_r}{M_{x.r}}}$$

$$c_{x,r} = 0.652$$

$$\mu_{w,r} = 1.0 \quad - \text{articulata la ambele capete}$$

$$l_{f,r} := \mu_r \cdot (0.3l_T) \quad \Rightarrow l_{f,r} = 3.6 \text{ m}$$

- Caracteristicile sectionale la 1/2

$$h_{r2} := \frac{h_r + h_{r1}}{2}$$

$$A_{r2} := 2 \cdot b_r \cdot t_{f,rig} + (h_{r2} - 2 \cdot t_{f,rig}) \cdot t_{w,rig}$$

$$I_{y,r2} := 2 \cdot \frac{t_{f,rig} \cdot b_r^3}{12} + (h_{r2} - 2 \cdot t_{f,rig}) \cdot \frac{t_{w,rig}^3}{12}$$

$$i_{y,r2} := \sqrt{\frac{I_{y,r2}}{A_{r2}}}$$

$$\lambda_r := \frac{l_{f,r}}{i_{y,r2}}$$

rezulta lungimea de flambaj $\lambda_r = 62.323 \Rightarrow$ (curba B-36)

$$\phi_r := \left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_r^2} \right) - \sqrt{\left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_r^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda_r^2}}$$

$$\phi_r = 0.72$$

$$\mu_{y,r} = 1.0 \quad i_{yt,r} := \frac{b_r}{\sqrt{12}}; \quad i_{yt,r} = 0.078$$

$$l_1 := 0.3l_T \quad - l_1 \text{ este lungimea dintre doua legaturi a talpii}$$

comprimate

$$\lambda_{tr,r} := \frac{l_1}{i_{yt,r}} \quad - i_{yt,r} \text{ - raza de inertie a talpii comprimate;}$$

$$\lambda_{tr,r} = 46.188 \Rightarrow \text{(curba B-36)}$$

$$\phi_{g,r} := \left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{tr,r}^2} \right) - \sqrt{\left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{tr,r}^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda_{tr,r}^2}}$$

$$\phi_{g,r} = 0.849 \text{ - coeficient care tine seama de pierderea stabilitatii generale a}$$

riglei

$$\lambda_{x,r} := \frac{l_{f,r}}{i_{x,r}}$$

$$\lambda_{x,r} = 10.707$$

$$\sigma_r := \frac{N_r}{A_r}$$

$$\sigma_r = 1.02 \times 10^4$$

$$\sigma_{E,r} := \frac{3.1415^2 \cdot E}{\lambda_{x,r}^2}$$

$$\sigma_{E,r} = 1.808 \times 10^7$$

verificarea la stabilitate generala a riglei se va face cu relatia:

$$\frac{N_r}{\phi_r \cdot A_r} = 1.417 \times 10^4$$

$$\frac{c_{x,r} \cdot M_{x,r}}{\phi_{g,r} \cdot W_{el,x,r}} = 1.522 \times 10^5$$

$$\frac{M_{x,r}}{\phi_{g,r} \cdot W_{el,x,r}} = 2.333 \times 10^5$$

$$\sigma_{str} := \begin{cases} \frac{N_r}{\phi_r \cdot A_r} + \frac{M_{x,r}}{\phi_{g,r} \cdot W_{el,x,r}} & \text{if } \frac{N_r}{\phi_r \cdot A_r} \leq 0.15 \cdot R \cdot 10^2 \\ \frac{N_r}{\phi_r \cdot A_r} + \frac{c_{x,r} \cdot M_{x,r}}{\phi_{g,r} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_r}{\sigma_{E,r}}\right) W_{el,x,r}} & \text{if } \frac{N_r}{\phi_r \cdot A_r} \geq 0.15 \cdot R \cdot 10^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{str} = 2.475 \times 10^5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{str}}{R \cdot 10^2} = 0.786$$

Verificarea riglei cadrului (rigla constanta)

Verificarea la rezistenta a riglei

verificarea la rezistenta a riglei se face cu formula:

$$\sigma_{rez.rc} := \frac{N_{rc}}{A_{rc}} + \frac{M_{x,rc}}{W_{el,x,rc}}$$

$$\sigma_{rez.rc} = 1.72 \times 10^5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{rez.rc}}{R \cdot 10^2} = 0.546 \quad \text{factorul de incarcare a riglei}$$

$$\sigma_{\text{rez.rcc}} := \frac{N_{\text{rci}}}{A_{\text{rc}}} + \frac{M_{\text{rci}}}{W_{\text{el.x.rc}}}$$

$$\frac{\sigma_{\text{rez.rcc}}}{R \cdot 10^2} = 0.614$$

Verificarea la stabilitate a riglei

$$c_{\text{x.rc}} := \sqrt{0.3 \cdot \left(1 + \frac{M_{\text{rc}}^2}{M_{\text{x.rc}}^2} \right) + 0.4 \cdot \frac{M_{\text{rc}}}{M_{\text{x.rc}}}}$$

$$c_{\text{x.rc}} = 0.525$$

$$\mu_{\text{rc}} := 1.0 \quad \text{- bara articulata la ambele capete}$$

$$l_{\text{f.rc}} := \mu_{\text{rc}} \cdot (0.7 l_{\text{rc}}) \quad \Rightarrow l_{\text{f.rc}} = 8.4 \text{ m}$$

$$\lambda_{\text{rc}} := \frac{l_{\text{f.rc}}}{i_{\text{y.rc}}}$$

$$\text{rezulta lungimea de flambaj } \lambda_{\text{rc}} = 130.382 \Rightarrow \text{(curba B-36)}$$

$$\phi_{\text{rc}} := \left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{\text{rc}}^2} \right) - \sqrt{\left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{\text{rc}}^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda_{\text{rc}}^2}}$$

$$\phi_{\text{rc}} = 0.272$$

$$\mu_{\text{y.rc}} := 1.0 \quad i_{\text{yt.rc}} := \frac{b_{\text{rc}}}{\sqrt{12}}; i_{\text{yt.rc}} = 0.078$$

$$l_{1\text{c}} := L_{\text{M0}} + 1.2 \quad \text{- } l_1 \text{ este lungimea dintre doua legaturi a talpii}$$

comprimate

$$\lambda_{\text{tr.rc}} := \frac{l_{1\text{c}}}{i_{\text{yt.rc}}} \quad \text{- } i_{\text{yt.rc}} \text{ - raza de inertie a talpii comprimate;}$$

$$\lambda_{\text{tr.rc}} = 38.49 \Rightarrow \text{(curba B-36)}$$

$$\phi_{\text{g.rc}} := \left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{\text{tr.rc}}^2} \right) - \sqrt{\left(0.7506 + \frac{3900}{\lambda_{\text{tr.rc}}^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda_{\text{tr.rc}}^2}}$$

$$\phi_{\text{g.rc}} = 0.897 \text{ - coeficient care tine seama de pierderea stabilitatii generale a}$$

stalpului

$$\lambda_{\text{x.rc}} := \frac{l_{\text{f.rc}}}{i_{\text{x.rc}}}$$

$$\lambda_{\text{x.rc}} = 48.95$$

$$\sigma_{rc} := \frac{N_{rc}}{A_{rc}}$$

$$\sigma_{rc} = 1.591 \times 10^4$$

$$\sigma_{E.rc} := \frac{3.1415^2 \cdot E}{\lambda_{x.rc}^2}$$

$$\sigma_{E.rc} = 8.649 \times 10^5$$

verificarea la stabilitate generala a riglei se va face cu relatia:

$$\frac{N_{rc}}{\phi_{rc} \cdot A_{rc}} = 5.855 \times 10^4$$

$$\frac{c_{x.rc} \cdot M_{x.rc}}{\phi_{g.rc} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_{E.rc}}\right) \cdot W_{el.x.rc}} = 9.311 \times 10^4$$

$$\frac{M_{x.rc}}{\phi_{g.rc} \cdot W_{el.x.rc}} = 1.739 \times 10^5$$

$$\frac{M_{x.rc}}{\phi_{g.rc} \cdot W_{el.x.rc}} = 1.739 \times 10^5$$

$$\sigma_{stc} := \begin{cases} \frac{N_{rc}}{\phi_{rc} \cdot A_{rc}} + \frac{M_{x.rc}}{\phi_{g.rc} \cdot W_{el.x.rc}} & \text{if } \frac{N_{rc}}{\phi_{rc} \cdot A_{rc}} \leq 0.15 \cdot R \cdot 10^2 \\ \frac{N_{rc}}{\phi_{rc} \cdot A_{rc}} + \frac{c_{x.rc} \cdot M_{x.rc}}{\phi_{g.rc} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_{E.rc}}\right) \cdot W_{el.x.rc}} & \text{if } \frac{N_{rc}}{\phi_{rc} \cdot A_{rc}} > 0.15 \cdot R \cdot 10^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{stc} = 1.517 \times 10^5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{stc}}{R \cdot 10^2} = 0.481$$

Verificarea de rezistenta la coama rigla vutata

$$A_{rcc} := 2 \cdot b_{rc} \cdot t_{f.rig.c} + (h_{rcc} - 2 \cdot t_{f.rig.c}) \cdot t_{w.rig.c}$$

$$I_{x.rcc} := 2 \cdot \frac{b_{rc} \cdot t_{f.rig.c}^3}{12} + \frac{t_{w.rig.c} \cdot (h_{rcc} - 2 \cdot t_{f.rig.c})^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{h_{rcc}}{2} - \frac{t_{f.rig.c}}{2}\right)^2 \cdot b_{rc} \cdot t_{f.rig.c}$$

$$W_{el.x.rcc} := \frac{I_{x.rcc}}{\frac{h_{rc}}{2}}$$

$$\sigma_{rcc} := \frac{N_{rcc}}{A_{rcc}} + \frac{|M_{rc}|}{W_{el.x.rcc}}$$

$$\sigma_{rcc} = 9.239 \times 10^4 \quad \frac{\sigma_{rcc}}{R \cdot 10^2} = 0.293$$

Sinteza verificărilor

- STALP

- rezistență $\frac{\sigma_{rez}}{R \cdot 10^2} = 0.791$

$\frac{\sigma_{rez.baza}}{R \cdot 10^2} = 0.473$

- stabilitate $\frac{|\sigma_{st}|}{R \cdot 10^2} = 0.97$

$\frac{|\sigma_{fl}|}{R \cdot 10^2} = 0.801$

- RIGLA VUTATA

- rezistență $\frac{\sigma_{rez.r}}{R \cdot 10^2} = 0.661$

- stabilitate $\frac{\sigma_{str}}{R \cdot 10^2} = 0.786$

- RIGLA CONSTANTA

- rezistență (v) $\frac{\sigma_{rez.rc}}{R \cdot 10^2} = 0.546$

- stabilitate $\frac{\sigma_{stc}}{R \cdot 10^2} = 0.481$

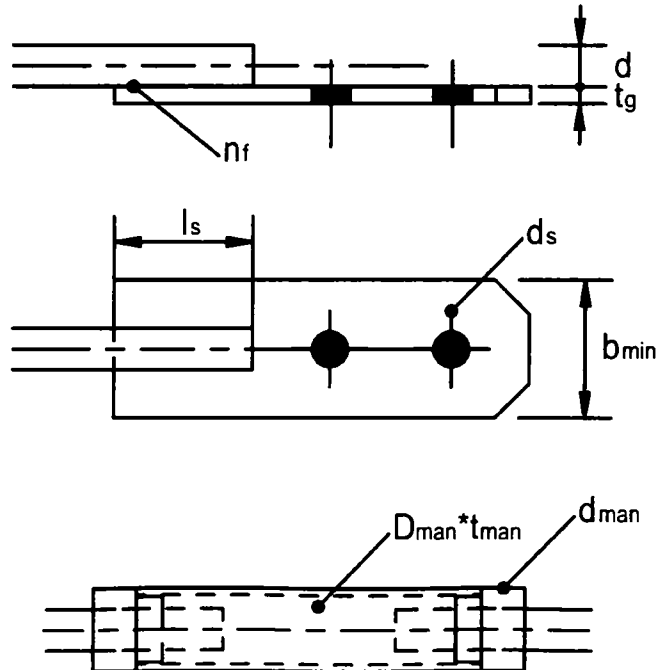
- rezistență (c) $\frac{\sigma_{rez.rcc}}{R \cdot 10^2} = 0.614$

- RIGLA VUTA COAMA

- rezistentă $\frac{\sigma_{rcc}}{R \cdot 10^2} = 0.293$

A6.2 Dimensionarea contravânturilor D24

Material: OL52.3k
 Rezistență: $R_s := 300000$ kN/m²
 Dimensiune: $d := 0.024$ m
 $\pi := 3.141$
 Aria brută: $A_b := \frac{\pi \cdot d^2}{4}$
 $A_b = 4.524 \times 10^{-4}$ m²
 Aria netă: $A_{net} := 0.89^2 \cdot A_b$
 $A_{net} = 3.583 \times 10^{-4}$ m²
 Efortul cap: $N_{cap} := R \cdot A_{net}$
 $N_{cap} = 107.498$ kN



Dimensionarea imbinarilor

Suruburi: gr.8.8
 $R_{f,b} := 30500$ kN/m²
 $n_f := 1$ (nr. sectiunilor de forfecare)

Diametru: $d_b := 0.02$ m
 $n_b := 2$ (nr. de suruburi)

Guseu prindere:
 $t_g := 0.01$ m
 $R_{p,b} := 48000$ kN/m² (OL52)

Efortul capabil la forfecare:

$$N_{cap,b,f} := n_b \cdot n_f \cdot \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot R_{f,b}$$

$$N_{cap,b,f} = 191.632 \text{ kN}$$

Efortul capabil la presiune pe peretele gaurii:

$$N_{cap,b,p} := n_b \cdot d_b \cdot t_g \cdot R_{p,b}$$

$$N_{cap,b,p} = 192 \text{ kN}$$

Determinarea latimii minime a guseului:

$$b_{min} := \frac{A_{net} + t_g \cdot (d_b + 0.002)}{t_g}$$

$$b_{min} = 0.058 \text{ m}$$

Lungimea minima de sudura:

$$a := 0.7 \cdot t_g \text{ m (grosimea sudurii)}$$

$$R_{f,s} := 0.7 \cdot R$$

$$l_s := \frac{N_{cap}}{2 \cdot a \cdot R_{f,s}}$$

$$l_s = 0.037 \text{ m}$$

Dimensionarea mansonului de strangere

$$\text{Teava: } D_{man} := 0.04 \text{ m}$$

$$t_{man} := 0.004 \text{ m}$$

$$A_{man} := \left[D_{man}^2 - (D_{man} - 2 \cdot t_{man})^2 \right] \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$A_{man} = 6.149 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$N_{cap,man} := 210000 A_{man}$$

$$N_{cap,man} = 129.139$$

$$\text{Otel rot: } d_{\text{man}} := 0.04 \text{ m}$$

$$A_{\text{o.man}} := \left(d_{\text{man}}^2 - d^2 \right) \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$A_{\text{o.man}} = 1.357 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

A6.3 Dimensionarea riglei longitudinale TVrot 120/4.0

$$\text{Material: } \text{Mat} := \text{"OLT45"}$$

$$\text{Rezistenta: } R_{\text{w}} := \begin{cases} 210 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \text{if Mat = "OLT35"} \\ 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \text{if Mat = "OLT45"} \\ 315 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \text{if Mat = "OL52"} \end{cases}$$

Dimensiune: $D := 121 \text{ mm}$ se va introduce dimensiunea
sectiunii

$$t := 4 \text{ mm}$$

$$\pi := 3.14159$$

$$\text{Aria: } A_s := \frac{\pi \cdot [D^2 - (D - 2 \cdot t)^2]}{4}; \quad A_s = 1.47 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mom. Inertie: } I_s := \frac{\pi \cdot [D^4 - (D - 2t)^4]}{64}; \quad I_s = 2.519 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Raza giratie: } i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}}; \quad i_s = 41.39 \text{ mm}$$

Lungimea: $l := 6.0 \text{ m}$; $\mu := 1$ se va introduce lungimea
elementului

$$l_f := \mu \cdot l$$

$$\text{Zveltetea: } \lambda := \frac{l_f}{i_s}; \quad \lambda = 144.963$$

Coeficientul de flambaj - Curba A-Rc

$$\phi := \begin{cases} \left(0.6465 + \frac{5667}{\lambda^2}\right) - \sqrt{\left(0.6465 + \frac{5667}{\lambda^2}\right)^2 - \frac{11335}{\lambda^2}} & \text{if Mat = "OLT35"} \\ \left(0.6465 + \frac{5013}{\lambda^2}\right) - \sqrt{\left(0.6465 + \frac{5013}{\lambda^2}\right)^2 - \frac{10026}{\lambda^2}} & \text{if Mat = "OLT45"} \\ \left(0.6465 + \frac{3621}{\lambda^2}\right) - \sqrt{\left(0.6465 + \frac{3621}{\lambda^2}\right)^2 - \frac{7242}{\lambda^2}} & \text{if Mat = "OL52"} \end{cases}$$

$$\phi = 0.332$$

$$\begin{aligned} \text{Efortul cap:} \quad N_{\text{cap.c}} &:= R \cdot \phi \cdot A_s; & N_{\text{cap.c}} &= 117.037 \text{ kN} \\ N_{\text{cap.t}} &:= R \cdot A_s; & N_{\text{cap.t}} &= 352.853 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimensionarea imbinarilor

Suruburi: gr.8.8

$$R_{f,b} := 305 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$n_f := 1 \quad (\text{nr. sectiunilor de forfecare})$$

Diametru: $d_b := 16 \text{ mm}$

$$n_b := 2 \quad (\text{nr. de suruburi})$$

Guseu prindere:

$$t_g := 10 \text{ mm} \quad \text{m}$$

$$R_{p,b} := 1.6 R \quad (\text{OL44})$$

$$R_{p,b} = 3.84 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Efortul capabil la forfecare:

$$N_{\text{cap.b.f}} := n_b \cdot n_f \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot R_{f,b}$$

$$N_{\text{cap.b.f}} = 122.644 \text{ kN}$$

Efortul capabil la presiune pe peretele gaurii:

$$N_{\text{cap.b.p}} := n_b \cdot d_b \cdot t_g \cdot R_{p,b}$$

$$N_{\text{cap.b.p}} = 122.88 \text{ kN}$$

Efortul capabil in arie neta a guseului

 se va introduce latimea guseului la prindere

$n_{r,b} := 2$ se va introduce nr de randuri de suruburi

$n_{c,b} := 2$ se va introduce nr de coloane de suruburi

$$A_{n.g} := t_g \cdot l_g - n_{r.b} \cdot t_g \cdot (d_b + 2\text{mm})$$

$$A_{n.g} = 1.04 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{cap.anet}} := (A_{n.g} \cdot R) \cdot n_{c.b}$$

$$N_{\text{cap.anet}} = 499.2 \text{ kN}$$

Efortul capabil al ansamblului

$$N_{\text{cap}} := \min(N_{\text{cap.c}}, N_{\text{cap.b.f}}, N_{\text{cap.b.p}}, N_{\text{cap.anet}})$$

$$N_{\text{cap}} = 117.037 \text{ kN}$$

Efortul de calcul

$$\overset{\text{max}}{N} := 80 \text{ kN} \quad \text{se va trece efortul de calcul}$$

$$\text{Verificare} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } N_{\text{cap}} \geq N \\ \text{"NO"} & \text{if } N_{\text{cap}} < N \end{cases}$$

$$\text{Verificare} = \text{"OK"}$$

Lungimea cordonului de sudura

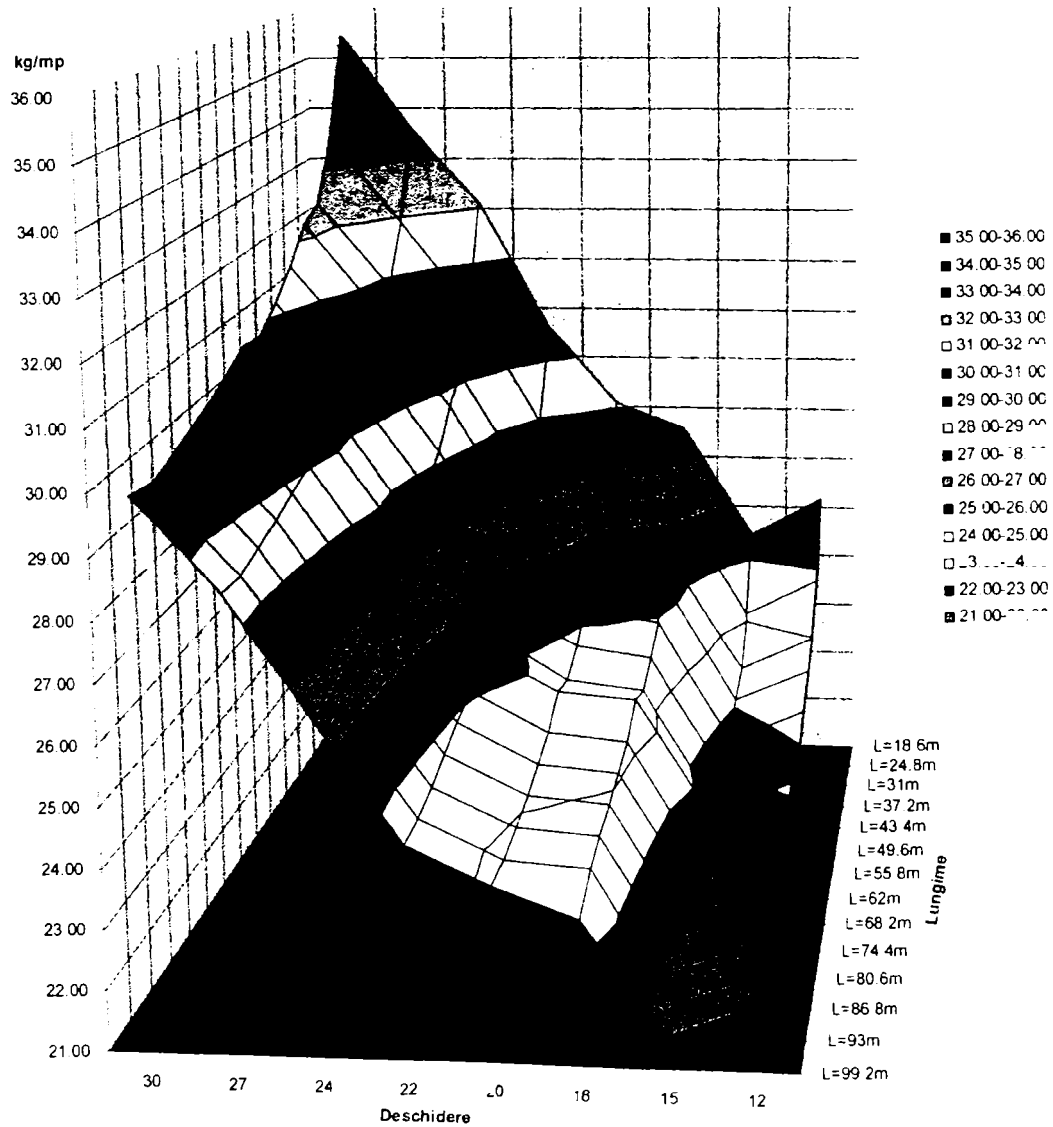
$$a := 0.7 \cdot t \quad \text{m (grosimea sudurii)}$$

$$R_{f.s} := 0.7 \cdot R$$

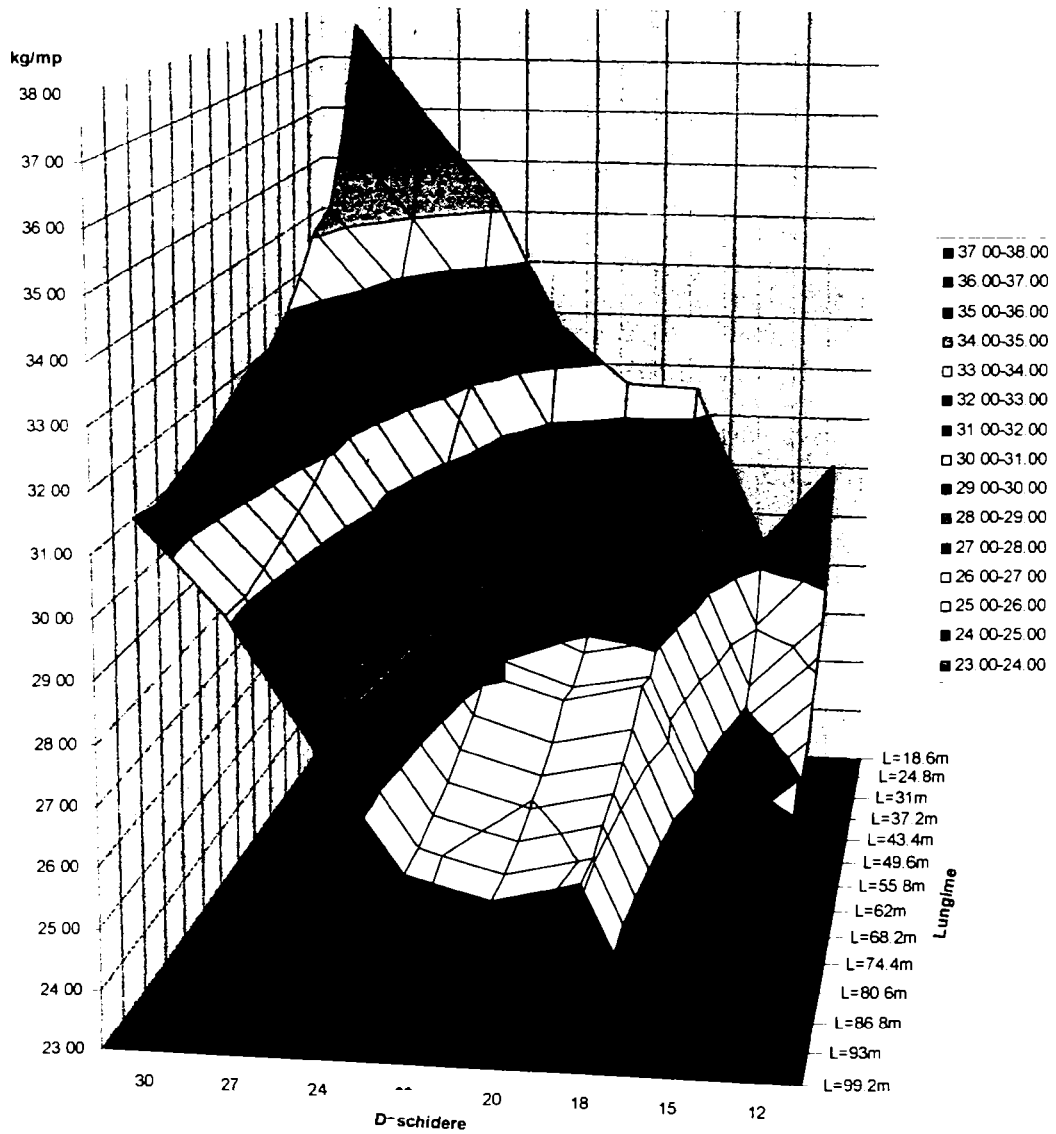
$$l_s := \frac{N_{\text{cap}}}{4 \cdot a \cdot R_{f.s}}$$

ANEXA 7 – CONSUM DE MATERIAL PENTRU STRUCTURI TIPIZATE KG/MP ȘI KG/MC

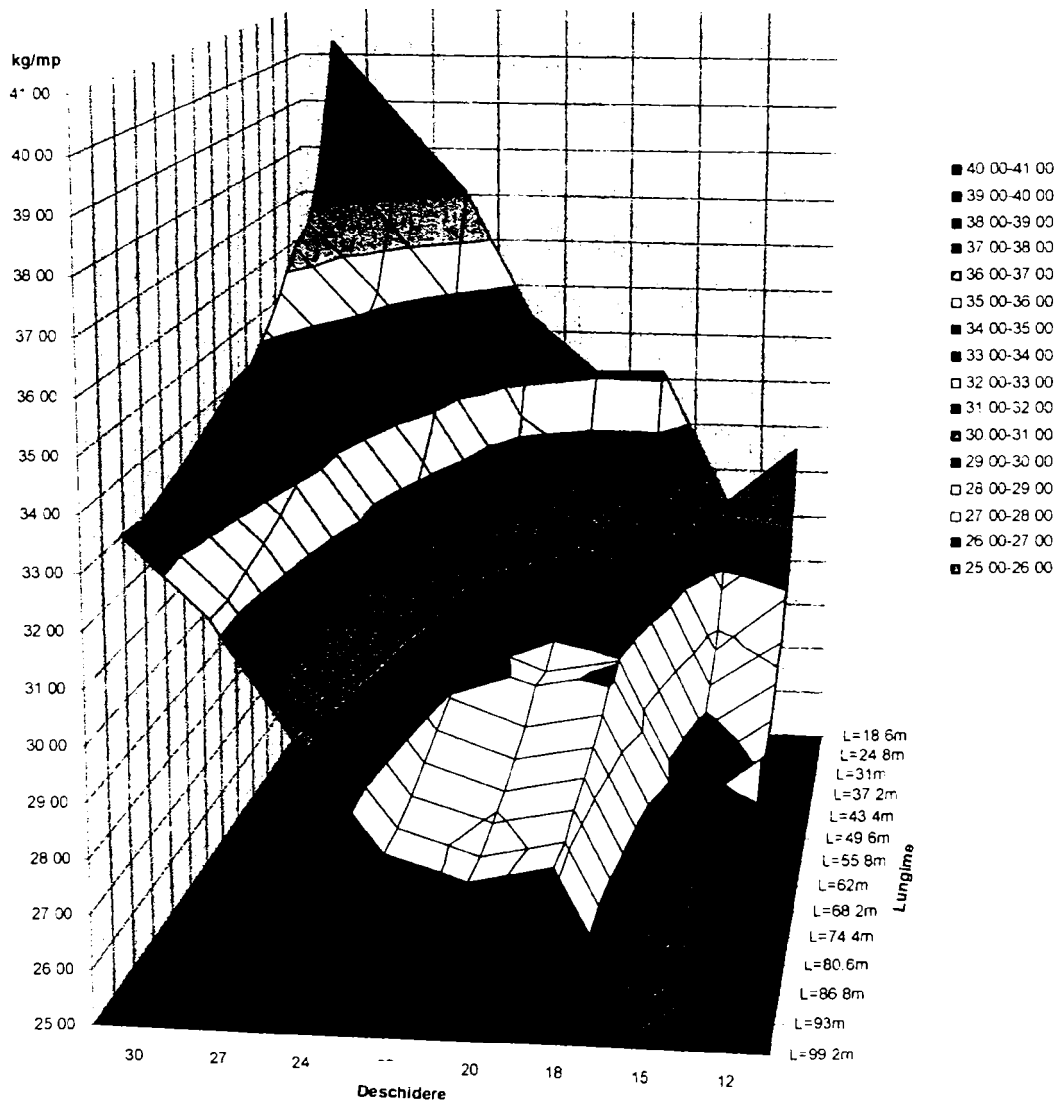
Grafic consum pentru structuri articulate cu H = 4 m.



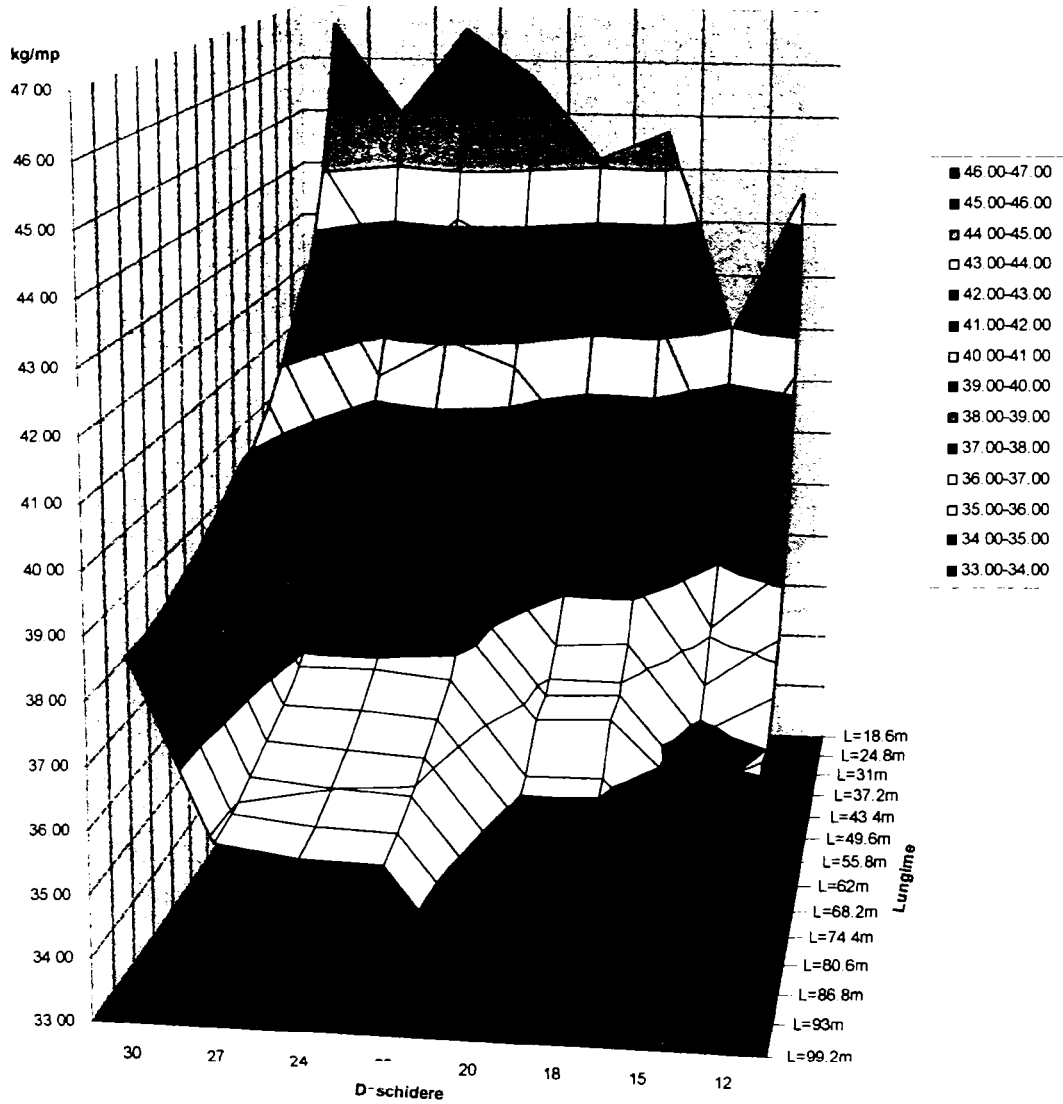
Grafic consum pentru structuri articulate cu H = 5 m.



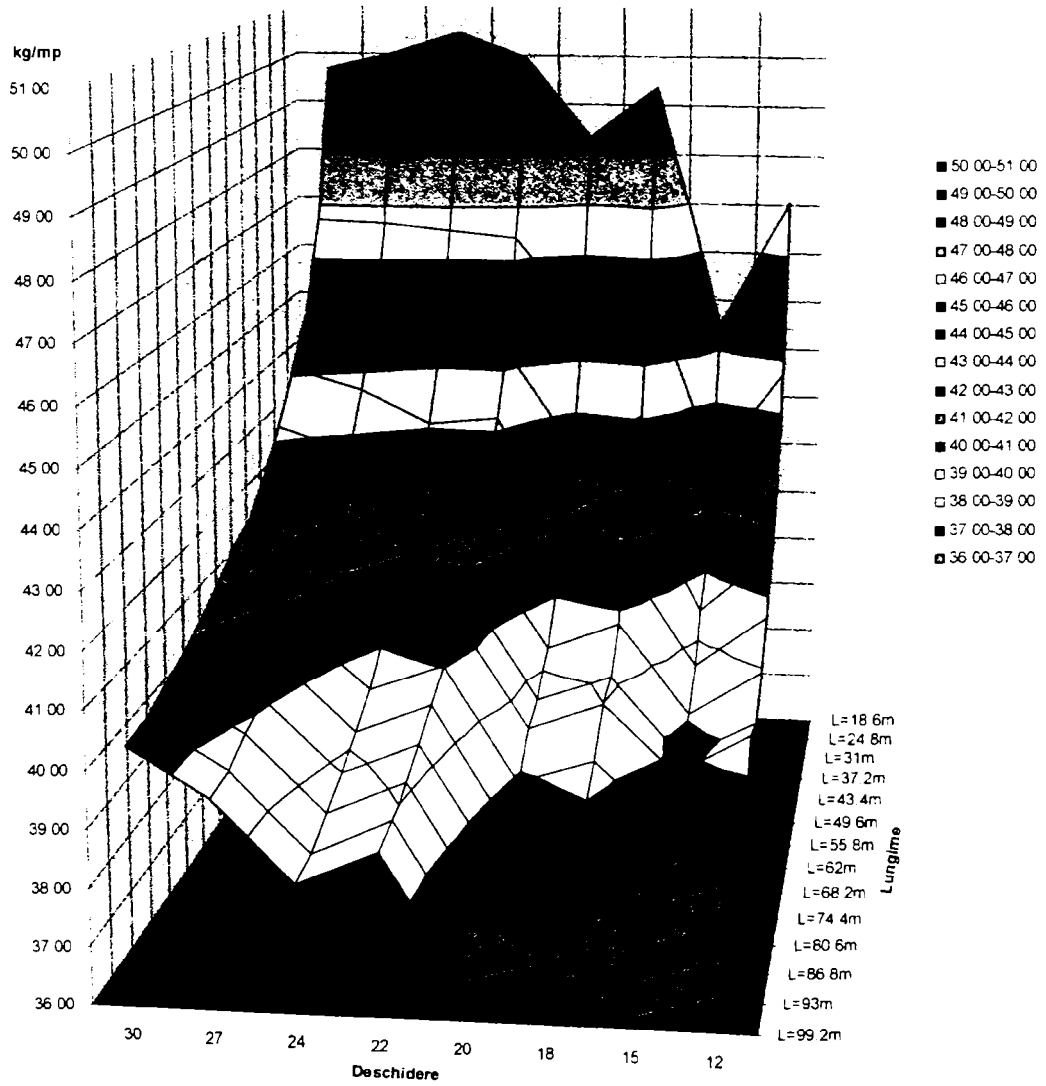
Grafic consum pentru structuri articulate cu H = 6 m.



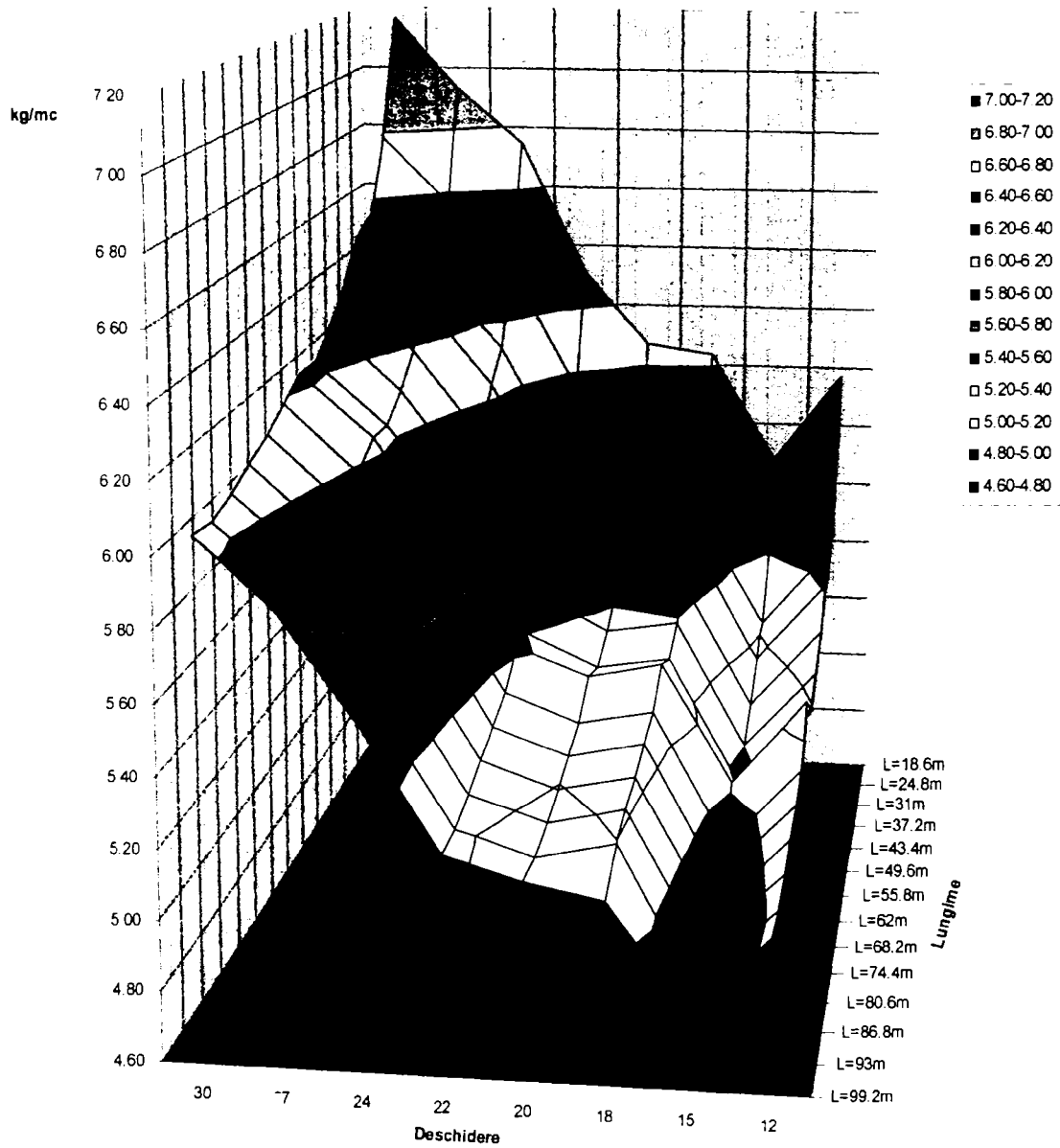
Grafic consum pentru structuri incastrate cu H = 7 m.



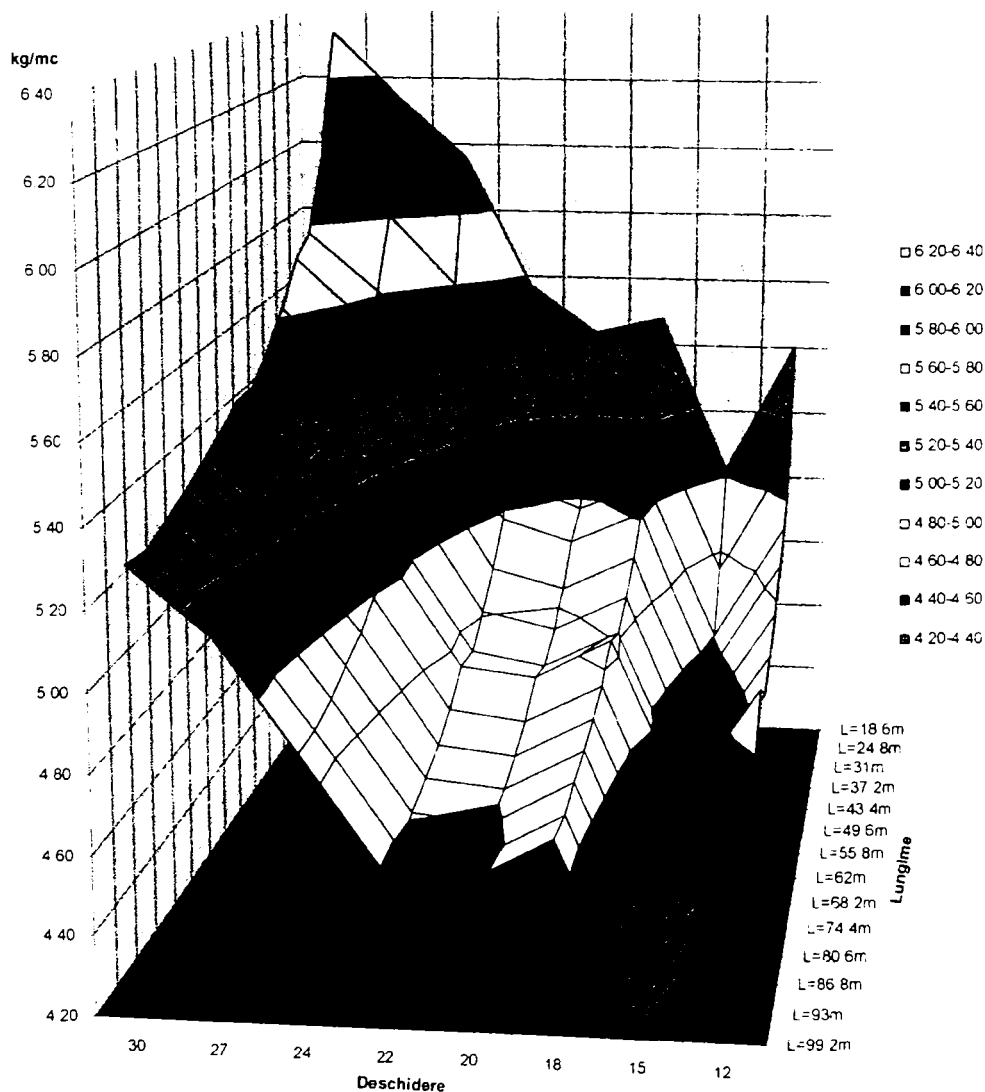
Grafic consum pentru structuri incastrate cu H = 8 m.



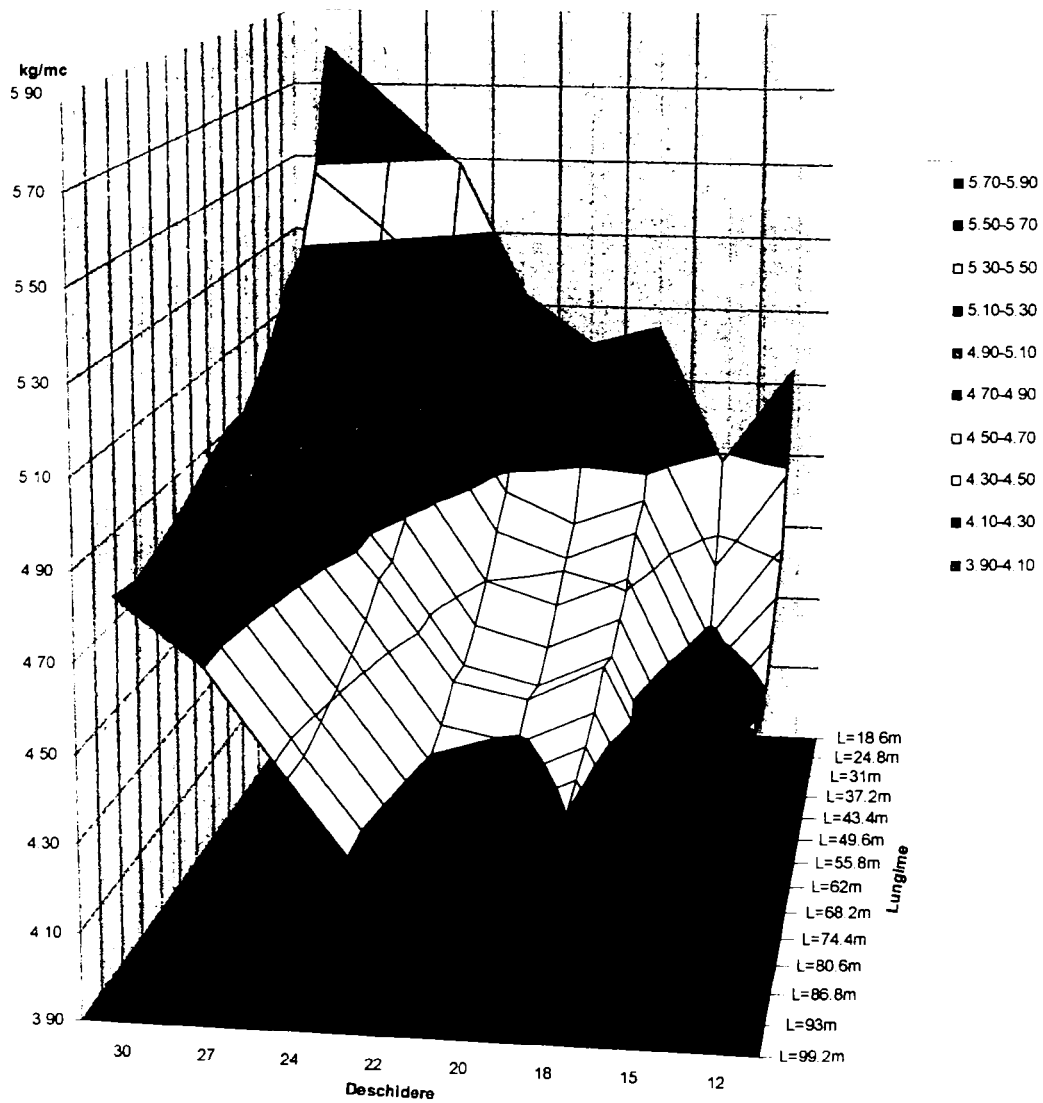
Grafic consum pentru structuri articulate cu H = 4 m.



Grafic consum pentru structuri articulate cu H = 5 m.



Grafic consum pentru structuri articulate cu H = 6 m.



Grafic consum pentru structuri incastrate cu H = 7 m.

