

Universitatea POLITEHNICA din Timișoara
Facultatea de Construcții și Arhitectură
Departamentul de Construcții Metalice și
Mecanica Construcțiilor

STUDIUL COMPORTĂRII CLĂDIRILOR
MULTIETAJATE CU CADRE METALICE DUALE
AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

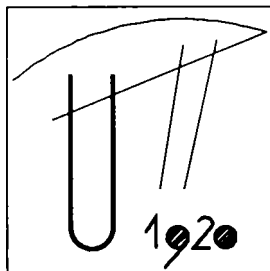
TEZĂ DE DOCTORAT

Autor:
ING. AUREL STRATAN

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

Conducător științific:
Prof. Dr. Ing. Dan DUBINA

- Timișoara, Decembrie 2003 -

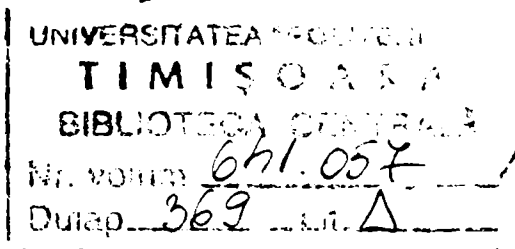


Universitatea POLITEHNICA din Timișoara
Facultatea de Construcții și Arhitectură
Departamentul de Construcții Metalice și
Mecanica Construcțiilor

STUDIUL COMPORTĂRII CLĂDIRILOR
MULTIETAJATE CU CADRE METALICE DUALE
AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

TEZĂ DE DOCTORAT

Prezentată de:
ING. AUREL STRATAN



Comisia de doctorat:

- Prof. Dr. Ing. Ion COSTESCU – Președinte (Universitatea "Politehnica" din Timișoara)**
- Prof. Dr. Ing. Dan DUBINĂ – Conducător științific (Universitatea "Politehnica" din Timișoara)**
- Prof. Dr. Ing. Darko BEG – Membru (Universitatea din Ljubljana, Slovenia)**
- Prof. Dr. Ing. Dan LUNGU – Membru (Universitatea Tehnică de Construcții București)**
- Prof. Dr. Ing. Victor GIONCU – Membru (Universitatea "Politehnica" din Timișoara)**

REZUMAT

Lucrarea analizează răspunsul seismic a două categorii de structuri duale: (1) cadre metalice necontravântuite obținute prin combinarea nodurilor riglă-stâlp rigide cu noduri semi-rigide, și (2) cadre metalice cu deschideri contravântuite excentric combinate cu deschideri necontravântuite cu noduri rigide.

Importanța tipului de mișcare seismică asupra comportării structurilor în timpul unui cutremur a impus o analiză a factorilor care afectează mișcarea seismică și a parametrilor ingineresti folosiți pentru a o descrie. S-a reiterat importanța conținutului de frecvențe al accelerogramei (cuantificat prin perioada de control T_C) asupra răspunsului inelastic al structurilor. S-a arătat că mișcări seismice cu o valoare ridicată a T_C pot fi generate de: (1) terenurile foarte moi și (2) efectul directivității înainte în cazul unor cutremure locale.

În lucrare au fost analizate prevederile a șapte norme de proiectare antiseismică din Europa, SUA și Japonia în legătură cu: determinarea forțelor seismice echivalente, metodele de analiză, verificările de siguranță și criteriile de proiectare pentru structuri metalice. Au fost sintetizate tendințele actuale în proiectarea antiseismică a construcțiilor, inclusiv conceptele proiectării bazate pe performanță, metodele moderne de analiză și problemele acestora, metodele de proiectare (analiza bazată pe deplasare, metodele energetice și criteriile proiectării de capacitate).

Răspunsul seismic al cadrelor metalice necontravântuite duale cu noduri rigide și semi-rigide, în comparație cu structurile omogene rigide și cele duale rigid-articulate a fost analizat la trei stări limită (nivele de performanță) – starea limită a exploatării normale, starea limită ultimă și cea de prevenire a colapsului. Analiza componentelor factorilor de reducere a forțelor seismice a indicat suprezistența considerabilă a cadrelor metalice necontravântuite rezultată din cerințele stringente de limitare a deplasărilor relative de nivel la starea limită a exploatării normale. Cadrele necontravântuite cu noduri rigide și semi-rigide (și parțial rezistente) oferă un compromis între cadrele omogene (cu noduri rigide sau semi-rigide) și cele rigid-articulate. În lucrare sunt descrise unele avantaje ale cadrelor necontravântuite duale, factorii care le îmbunătățesc performanța seismică (promovarea unui mecanism plastic global) și condițiile în care configurațiile duale sunt eficiente (intensități ridicate ale mișcării seismice).

Studiul structurilor duale formate din cadre contravântuite excentric cu bara disipativă scurtă și cadre necontravântuite cu noduri rigide a avut ca scop analiza configurațiilor duale generalizate, cu caracteristici substanțial diferite ale substructurilor componente. Au fost analizate principiile de alcătuire a configurațiilor duale, cuantificate prin raportul rigidităților și forței de curgere a substructurilor componente. Performanța seismică superioară a configurațiilor duale este dată de reducerea cerințelor de deplasare, o distribuție mai uniformă a deplasărilor relative de nivel și reducerea deplasărilor permanente. Performanța și eficiența structurilor duale este în strânsă legătură cu conținutul de frecvențe al mișcării seismice și ductilitatea substructurii rigide. Configurațiile duale sunt eficiente în reducerea deplasărilor permanente atât timp cât substructura flexibilă are un răspuns elastic. Optimizarea structurilor din acest punct de vedere poate fi realizată prin creșterea ductilității convenționale, introduse în lucrare.

Practic, acest obiectiv poate fi realizat prin utilizarea unui oțel cu limita de curgere superioară în deschiderile necontravântuite, crescând în acest mod rezistența, dar nu și rigiditatea structurii flexibile.

Este propusă realizarea barei disipative scurte (link) la cadrele metalice contravântuite excentric în soluție demontabilă, prin îmbinarea cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență. Această soluție facilitează reparația zonelor afectate după un seism prin înlocuirea barelor disipative degradate. Încercările experimentale efectuate au confirmat fezabilitatea tehnologică a soluției și au studiat influența lungimii linkului, distanței dintre rigidizări și a pretensionării șuruburilor. În comparație cu linkurile clasice, răspunsul linkurilor demontabile este mai complex, fiind caracterizat de contribuția câtorva componente: forfecarea inimii, rotirea îmbinărilor și lunecarea în îmbinări. Contribuția acestor componente la răspunsul total este analizată și cuantificată. Sunt propuse limite ale lungimii linkului și detalii de sudură care să asigure o performanță adecvată a barelor disipative demontabile.

PREFAȚĂ

Această lucrare a fost realizată în cadrul Centrului de Cercetare pentru Mecanica Materialelor și Siguranța Structurilor (CEMSIG) din cadrul Facultății de Construcții și Arhitectură a Universității "Politehnica" din Timișoara. Încercările experimentale, stagiile la universități 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 (MEN, CNCSIS, MCT) 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 șase ani de elaborare a tezei. Deschiderea internațională pe care mi-a oferit-o, prin participarea directă la proiecte de cercetare internaționale și cunoașterea unor personalități marcante din țară și străinătate, și-a lăsat cu siguranță amprenta asupra acestei lucrări.

Sunt onorat de acceptul d-lor prof.dr.ing. Darko Beg, prof.dr.ing. Dan Lungu și prof.dr.ing. Victor Gioncu de a face parte din comisia de doctorat și le mulțumesc pentru revizuirea atentă a lucrării și pentru comentariile și sugestiile utile 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. Ion Costescu pentru prezidarea comisiei de doctorat.

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

O mare parte a cercetărilor din această teză au fost întreprinse sau au fost influențate de experiența și cunoștințele dobândite în cadrul unor stagii în străinătate. Mulțumesc prof. Federico Mazzolani, dr. Gianfranco De Matteis, dr. Raffaella Landolfo, dr. Beatrice Faggiano, dr. Gaetano Della Corte de la Universitatea din Neapole, Italia, pentru atmosfera plăcută pe care am găsit-o acolo. Nu pot să nu îmi amintesc de primirea caldă care mi-a fost oferită din partea prof. Peter Fajfar, prof. Matej Fischinger, prof. Darko Beg, dr. Tatjana Isaković, dr. Matjaž Dolšek, Peter Kante de la Universitatea din Ljubljana, Slovenia și de ambianța extraordinară de lucru de la această universitate.

Prietenia și ajutorul reciproc al colegilor conf.dr.ing. Daniel Grecea, conf.dr.ing. Mircea Georgescu, dr. Adrian Ciutina, dr. Ludovic Fülöp, Iosif Szabo, Viorel Ungureanu, Florea Dinu, dr. Raul Zaharia, Mircea Cristuțiu, Nicu Muntean și Adi Dogaru sunt de neprețuit. Mulțumesc d-lui dr. Dan Pinteă pentru foarte utilele sfaturi în ale programării calculatoarelor, care m-au scos deseori din impas.

Îi mulțumesc d-lui prof.dr.ing. Gheorghe Moraru de la Universitatea Tehnică a Moldovei pentru prietenia acordată și pentru că m-a ajutat să păstrez legătura cu locurile natale.

Încercările experimentale nu ar fi fost posibile fără Dan, Mircea și Andrei. 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.

Aurel Stratan
Timișoara, 29.11.2003



CUPRINS

1. INTRODUCERE	1
2. CARACTERIZAREA MIȘCĂRII SEISMICE	5
2.1 INTRODUCERE	5
2.2 FACTORI CE INFLUENȚEAZĂ MIȘCAREA SEISMICĂ.....	5
2.2.1 Factori de sursă.....	6
2.2.2 Factori de propagare a undelor seismice.....	10
2.2.3 Factori locali de amplasament	11
2.2.4 Interacțiunea teren-structură	15
2.3 PARAMETRI INGINEREȘTI AI MIȘCĂRII SEISMICE	16
2.3.1 Parametri de amplitudine	17
2.3.2 Parametri de conținut de frecvență	19
2.3.3 Parametri de durată	23
2.4 RĂSPUNSUL NELINIAR AL STRUCTURII ȘI TIPUL MIȘCĂRII SEISMICE.....	23
2.5 SELECTAREA ACCELEROGRAMELOR.....	30
2.6 CONCLUZII.....	33
3. NORME DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ	35
3.1 INTRODUCERE	35
3.2 SCOPUL NORMELOR ANTISEISMICE.....	36
3.3 METODE DE ANALIZĂ	37
3.4 FORȚE SEISMICE ECHIVALENTE	38
3.4.1 Accelația terenului.....	39
3.4.2 Coeficientul de amplificare dinamică.....	40
3.4.3 Factorul de teren	40
3.4.4 Factorul de amortizare	41
3.4.5 Factorul de reducere	41
3.4.6 Factorul de risc/importanță.....	42
3.4.7 Spectrele de răspuns	43
3.4.8 Componenta verticală	47
3.4.9 Efectele de ordinul doi.....	47
3.4.10 Trăsături specifice	47
3.5 VERIFICĂRILE DE SIGURANȚĂ	56
3.6 CRITERII DE PROIECTARE PENTRU STRUCTURI METALICE	58
3.6.1 EC8-94	59
3.6.2 PS92.....	61
3.6.3 AISC-97	62
3.6.4 AIJ _{LSD} -90.....	65
3.6.5 P100-92.....	67
3.6.6 Comentarii	68
3.7 EXEMPLU DE CALCUL	69
3.8 TENDINȚE ACTUALE ÎN PROIECTAREA ȘI ANALIZA ANTISEISMICĂ A STRUCTURILOR	71
3.8.1 Proiectarea bazată pe performanță (PBP).....	72
3.8.2 Metode de analiză structurală	75
3.8.3 Metode de proiectare	76
3.9 CONCLUZII.....	78
4. CADRE DUALE NECONTRAVÂNTUITE	81
4.1 INTRODUCERE	81
4.2 CADRE NECONTRAVÂNTUITE.....	82
4.2.1 Ductilitatea locală și globală.....	82
4.2.2 Factorii de reducere a forțelor seismice	85

4.3 NODURILE SEMI-RIGIDE	88
4.3.1 Caracteristicile nodurilor semi-rigide	88
4.3.2 Modelarea nodurilor pentru analiza structurală	91
4.4 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE NODURI RIGLĂ-STĂLP	92
4.4.1 Necesitatea studiului experimental	92
4.4.2 Modul de solicitare a nodurilor	96
4.4.3 Programul experimental	97
4.4.4 Observații și rezultate	99
4.4.5 Sinteza încercărilor experimentale	104
4.5 CADRE NECONTRAVÂNTUITE CU STRUCTURĂ DUALĂ	105
4.6 STUDIU PARAMETRIC ASUPRA CADRELOR DUALE CU NODURI SEMI-RIGIDE	111
4.6.1 Configurațiile de cadre duale	111
4.6.2 Proiectarea structurilor	113
4.6.3 Modelarea structurilor și acțiunea seismică	114
4.6.4 Metode de analiză	115
4.6.5 Stările limită	120
4.6.6 Răspunsului seismic	123
4.6.7 Comparație a metodelor de analiză	138
4.6.8 Sinteza	140
4.7 INFLUENȚA CONFIGURAȚIEI STRUCTURALE ȘI A CRITERIILOR DE PROIECTARE	141
4.7.1 Configurațiile structurale și proiectarea structurilor	141
4.7.2 Modelarea structurilor, acțiunea seismică și stările limită	145
4.7.3 Răspunsul seismic	146
4.7.4 Comparația metodelor de analiză	157
4.7.5 Sinteza	160
4.8 CONCLUZII	162
5. CADRE DUALE CONTRAVÂNTUITE EXCENTRIC	165
5.1 INTRODUCERE	165
5.2 STUDII EXISTENTE	166
5.3 PRINCIPII DE ALCĂTUIRE A SISTEMELOR DUALE	168
5.4 RĂSPUNSUL SEISMIC AL STRUCTURILOR DUALE	171
5.4.1 Proiectarea și modelarea structurii	171
5.4.2 Alcătuirea configurațiilor duale	174
5.4.3 Răspunsul seismic al cadrelor duale cu contravântuiri excentrice	176
5.4.4 Influența degradării de rezistență	184
5.5 CONCLUZII	187
6. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE LINK DEMONTABIL	191
6.1 INTRODUCERE	191
6.2 PROGRAMUL EXPERIMENTAL	192
6.2.1 Scopul încercărilor și montajul	192
6.2.2 Specimenele	193
6.2.3 Caracteristicile materialelor	195
6.2.4 Procedura de încărcare	196
6.2.5 Dimensionarea îmbinărilor	197
6.3 PRELUCRAREA DATELOR EXPERIMENTALE	199
6.4 COMPORTAREA SPECIMENELOR	205
6.5 ANALIZA COMPARATIVĂ A REZULTATELOR	210
6.6 CONCLUZII	216
7. CONSIDERAȚII FINALE	219
7.1 REZUMAT	219
7.2 CONTRIBUȚII PERSONALE	224
7.3 VALORIFICAREA REZULTATELOR	225

BIBLIOGRAFIE.....	227
ANEXA I. ÎNREGISTRĂRILE SEISMICE FOLOSITE.....	239
ANEXA II. CADRE DUALE NECONTRAVÂNTUITE: REZULTATE SUPLIMENTARE	249
ANEXA III. CADRE DUALE CONTRAVÂNTUITE EXCENTRIC: REZULTATE SUPLIMENTARE	265
ANEXA IV. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE: DETALII	271

LISTA FIGURILOR

Figura 2.1: Principalii factorii ce caracterizează mișcarea seismică într-un amplasament (1 – factori de sursă; 2 – efectul propagării undelor seismice; 3 – factorii de amplasament; 4 – interacțiunea teren-structură).....	6
Figura 2.2: Accelerogramele câtorva cutremure, în parte după Chopra, 1995.	6
Figura 2.3: Spectre elastice normalizate în format EC8 pentru cutremure tip1 ($M_S > 5.5$) și tip2 ($M_S \leq 5.5$), pentru condiții de teren tip B.....	7
Figura 2.4: Tipuri principale de falii (Oros, 2002).....	8
Figura 2.5: Reprezentare schematică a fenomenului de directivitate, după Singh, 1985, în Whittaker, n.d.....	8
Figura 2.6: Efectele fenomenului de directivitate asupra înregistrărilor vitezei terenului, după Somerville și colab., 1997, în Whittaker, n.d.	9
Figura 2.7: Reprezentare schematică a componentelor normale (FN) și paralele (FP) pe falie, în cazul faliilor transcurente.....	9
Figura 2.8: Idealizarea straturilor de teren cu un oscilator dinamic, după Whittaker, n.d.....	11
Figura 2.9: Relația dintre accelerația maximă (PGA) pe roca de bază și pe un teren moale, după Idriss, 1990, în NEHRP 2000.	12
Figura 2.10: Spectre normalizate ale accelerației pentru diferite tipuri de teren, după Seed și colab., 1976, în NEHRP 2000.	13
Figura 2.11: Spectre elastice de răspuns ale accelerației (a) și rapoarte spectrale H/V (b) pentru înregistrarea de la INCERC-București la cutremurul vrâncean din 04.03.1977.....	14
Figura 2.12: Reprezentare schematică a efectului de bazin, după Graves, 1993, în Stewart și colab., 2001.	14
Figura 2.13: Geometrii generalizate de elemente topografice neregulate.....	15
Figura 2.14: Efectul topografiei asupra distribuției distrugerilor în cazul cutremurului Irpinia 1980, după Castellani și colab, 1982, în Athanasopoulos și colab., 1998.	15
Figura 2.15: Înregistrările accelerației terenului la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrâncean din 30.08.1986.....	17
Figura 2.16: Înregistrările vitezei terenului la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrâncean din 30.08.1986.	18
Figura 2.17: Spectru elastic de proiectare în format Eurocode 8.	20
Figura 2.18: Spectrele de pseudo-acelerație și pseudo-viteză pentru înregistrările de la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrâncean din 30.08.1986. 21	21
Figura 2.19: Densitatea spectrală de putere pentru înregistrările de la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrâncean din 30.08.1986.....	22
Figura 2.20: Accelerograme sintetice formate din 1 respectiv 3 pulsuri (a) și densitatea spectrală de putere a celor două semnale (b).....	22
Figura 2.21: Relația forță-deplasare pentru un sistem elastic și unul elastic-perfect plastic (EPP).	24
Figura 2.22: Spectre ale raportului de deplasare inelastică δ_{in}/δ_{el} pentru înregistrarea VR77-INC-NS.....	24
Figura 2.23: Analiza dinamică incrementală pentru sisteme EPP cu perioade proprii de vibrație cuprinse între 0.2 și 2.0 sec, înregistrarea VR77-INC-NS.....	26
Figura 2.24: Analiza dinamică incrementală pentru sisteme EPP, înregistrările VR86-CAR-EW, $T_C=0.31$ (a) și VR86-MAG-EW, $T_C=0.97$ (b).....	26
Figura 2.25: Spectrul de accelerație țintă, al înregistrării VR77-INC-NS (a), și modificarea spectrului de accelerație al înregistrării VR86-ERE-N10W de către procedura de generare a mișcării semi-artificiale (b).....	32
Figura 2.26: Modificarea vitezei înregistrării VR86-ERE-N10W de către procedura de generare a mișcării semi-artificiale.....	32

Figura 4.19: Detaliu de prelucrare a pieselor pentru sudura între talpa stâlpului și: (a) talpa superioară a riglei; (b) talpa inferioară a riglei.	98
Figura 4.20: Montajul experimental pentru încercările simetrice (a) și cele anti-simetrice (b)....	98
Figura 4.21: Sursele de deformații ale nodului încărcat anti-simetric: deformarea panoului (a), îmbinării (b) și deformarea totală (c).....	99
Figura 4.22: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XS-EP2.	101
Figura 4.23: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XS-W2.....	101
Figura 4.24: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XS-CWP2.....	101
Figura 4.25: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XU-EP1.	102
Figura 4.26: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XU-W1.	102
Figura 4.27: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XU-CWP1.	102
Figura 4.28: Exemplu de cadre necontravântuite perimetrice (a) și perimetrice cu număr redus de deschideri rigide (b).	107
Figura 4.29: Îmbinare riglă-stâlp rigidă pe două direcții (Krawinkler, 1995).....	107
Figura 4.30: Planul structurilor studiate de Shen (1996).....	108
Figura 4.31. Combinații de îmbinări rigide și semi-rigide (Kishi și colab., 1996).	109
Figura 4.32: Conversia cadrului real în cadre componente flexibile și rigide, Akiyama, 1999..	110
Figura 4.33. Îmbinări rigide obișnuite (a), îmbinarea semi-rigidă (b), rigidizarea cu elemente disipative (c), Akiyama, 1999.....	110
Figura 4.34: Planul structurii.	111
Figura 4.35: Soluțiile structurale considerate.....	112
Figura 4.36: Scalarea spectrelor de pseudo-acelerație țintă (a), și media spectrelor celor două seturi de accelerograme (b).....	115
Figura 4.37: Curbei λ - DRN_{max} pentru cadrul D13, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	116
Figura 4.38: Interfața grafică a utilitarului ida_d2dx.	116
Figura 4.39: Curba forță-deplasare normalizate pentru distribuția laterală triunghiulară, structurile rigidă și duale.	118
Figura 4.40: Determinarea relației biliniare forță deplasare pentru cadrul D13, distribuțiile TRIANG (a) și UNIF (b) de forțe laterale.	118
Figura 4.41: Determinarea cerinței de deplasare conform metode N2, pentru acțiunea seismică definită de $T_C=0.5$ (a și b) și $T_C=1.4$ (c și d).....	119
Figura 4.42: Exemplu de determinare a deplasărilor permanente.....	122
Figura 4.43: Determinarea instabilității dinamice: cadrul D13, accelerograma VR77-INC-NS.	122
Figura 4.44: Multiplicatorul accelerogramei $\pm\sigma$ la formarea primei articulații plastice, $T_C=0.5$	124
Figura 4.45: Multiplicatorul accelerogramei $\pm\sigma$ la formarea primei articulații plastice, $T_C=1.4$	124
Figura 4.46: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=1$, structurile rigide și duale.	125
Figura 4.47: Multiplicatorul accelerogramei $\lambda_v \pm\sigma$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=0.5$	126
Figura 4.48: Multiplicatorul accelerogramei $\lambda_v \pm\sigma$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=1.4$	126
Figura 4.49: Curbele de capacitate pentru distribuția triunghiulară a forțelor laterale.	130
Figura 4.50: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	131
Figura 4.51: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	131
Figura 4.52: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	132
Figura 4.53: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	132

Figura 4.54: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	134
Figura 4.55: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	136
Figura 4.56: Comparația curbei $\lambda-DRN_{max}$ pentru cele două seturi de accelerograme.	136
Figura 4.57: Influența tipologiei structurii (a) și a înregistrărilor seismice (b) asupra răspunsului seismic al structurilor rigide și duale.	137
Figura 4.58: Distribuția DRN_{max} pe înălțime: comparație între media analizelor dinamice și N2.	139
Figura 4.59: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme: media dinamic (a) și N2-TRIANG (b).	140
Figura 4.60: Configurațiile structurale considerate.	142
Figura 4.61: Configurații de noduri pentru cadrele DE (a) și DI (b).	143
Figura 4.62: Greutatea structurilor dimensionate.	145
Figura 4.63: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=1$	147
Figura 4.64: Multiplicatorul accelerogramei $\lambda_v \pm \sigma$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=0.5$	148
Figura 4.65: Multiplicatorul accelerogramei $\lambda_v \pm \sigma$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=1.4$	148
Figura 4.66: Curbele de capacitate pentru distribuția triunghiulară a forțelor laterale.	152
Figura 4.67: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	153
Figura 4.68: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	153
Figura 4.69: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, $T_C=0.5$	154
Figura 4.70: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, $T_C=1.4$	154
Figura 4.71: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	155
Figura 4.72: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	156
Figura 4.73: Comparația curbei $\lambda-DRN_{max}$ pentru cadrele rigide.	157
Figura 4.74: Distribuția DRN_{max} pe înălțime: comparație între media analizelor dinamice și N2.	158
Figura 4.75: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme: media dinamic (a) și N2-TRIANG (b).	159
Figura 4.76: Efectul dispunerii nodurilor semi-rigide asupra rigidității structurii: configurația cu noduri interioare (a) și exterioare (b).	160
Figura 4.77: Cadre duale formate din cadre necontravântuite și pereți structurali Lopez și Bento, 2001 (a); posibilă aplicare a acestui sistem la cadrele duale necontravântuite, după Tagawa și colab, 2003 (b); momentele încovoietoare pe stâlpii exteriori la un cadru cu noduri exterioare rigide (c) și articulate (d).	161
Figura 5.1: Principalele tipuri de structuri metalice: cadre necontravântuite (a), cadre contravântuite centric în X (b), cadre contravântuite centric în V (c), cadre contravântuite excentric (d), Eurocode 8, 1994.	165
Figura 5.2: Alcătuirea sistemului dual studiat de către Iyama și Kuwamura (1999).	167
Figura 5.3: Cadre în diafragme metalice standard (a) și duale (b), Astaneh-Asl, 2001.	167
Figura 5.4: Model simplificat al unui sistem dual generalizat.	168
Figura 5.5: Substructura folosită pentru determinarea rigidității unui cadru metalic necontravântuit, (Mazzolani și Piluso 1996).	169
Figura 5.6: Influența rigidității nodului asupra rigidității structurii.	170

Figura 5.7: Modelul simplificat rigid-plastic al cadrelor necontravântuite (a) și a celor contravântuite excentric (b).	170
Figura 5.8: Dimensiunile cadrului dual analizat.	171
Figura 5.9: Discretizarea fibrelor pentru modelarea articulațiilor plastice la o secțiune dublu T (stâlp) și cheson (contravântuire).	173
Figura 5.10: Relația forță-deplasare folosită pentru modelarea linkului (a) și răspunsul ciclic al modelului (b).	173
Figura 5.11: Curbele de capacitate ale structurilor duale: distribuțiile triunghiulare și uniforme ale forțelor laterale.	175
Figura 5.12: Configurația duală (DUA) și cea omogenă (EBF).	176
Figura 5.13: Scalarea spectrelor de pseudo-accelerație țintă (a), și media spectrelor celor două seturi de accelerograme (b).	177
Figura 5.14: Curbele de capacitate pentru structurile DUA și EBF.	178
Figura 5.15: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=1$	180
Figura 5.16: Distribuția cerințelor de deformații maxime în structuri, $\lambda=1$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	180
Figura 5.17: Curbele $\lambda-\delta H$ și $\lambda-DRN_{max}$	183
Figura 5.18: Distribuția DRN_{max} pe înălțime: comparație între media analizelor dinamice și N2.	183
Figura 5.19: Relația monotonă forță-deplasare pentru sisteme cu un singur grad de libertate.	185
Figura 5.20: Răspunsul ciclic al sistemului OD.	186
Figura 5.21: Relația $R_\mu-\mu$ pentru sisteme omogene (OD și OP) și duale (DD și DP), $\mu_r=12$; $\mu_f=6$	187
Figura 6.1: Conceptul de link demontabil.	192
Figura 6.2: Standul experimental pentru încercarea linkurilor demontabile.	192
Figura 6.3: Privire de ansamblu asupra standului de încercare.	193
Figura 6.4: Detaliile de sudură folosite la execuția îmbinării.	195
Figura 6.5: Curbe caracteristice efort unitar – alungire pentru încercările la tracțiune.	196
Figura 6.6: Procedura ECCS de determinare a forței de curgere (a) și de aplicare a încărcării ciclice (b).	197
Figura 6.7: Schema de dispunere a captorilor.	200
Figura 6.8: Exemplu de determinarea limitei de curgere și a rigidității inițiale: cazul unei încercări monotone (a) și ciclice (b).	201
Figura 6.9: Modul de determinare a forței maxime, a cedării și a deformației ultime: cazul unei încercări monotone (a) și ciclice (b).	202
Figura 6.10: Modul de deformare al unui link clasic (a), schematizarea panoului (b) și a deformării acestuia (c).	203
Figura 6.11: Modul de deformare al unui link demontabil (a) și schematizarea deformării panoului (b).	203
Figura 6.12: Comparație a determinării directe (γ_T și γ_L) și indirecte (γ_{Ti} și γ_{Li}) a deformațiilor în link.	204
Figura 6.13: Modurile de cedare a șuruburilor: prin șfichiuirea filetelui (a și b) și prin ruperea în tijă (c).	207
Figura 6.14: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru speciemenele LL7-c1 și LH7-c1.	208
Figura 6.15: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru speciemenele LL6-c1 și LH6-c1.	208
Figura 6.16: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru speciemenele LL5-c1 și LH5-c1.	208
Figura 6.17: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru speciemenele LL4-c1 și LH4-c1.	209
Figura 6.18: Cedarea prin degradarea îmbinării la speciemenul LH6-c2 (a) și voalarea plastică a inimii la speciemenul LL4-c1 (b).	209

Figura 6.19: Cedarea îmbinării sudate dintre contravântuire și rigla inferioară (a) și zona afectată după refacerea sudurii și dispunerea unor rigidizări (b).	210
Figura 6.20: Forța la lunecare în îmbinarea inferioară (F_{DALJ}) și superioară (F_{DALs}).	212
Figura 6.21: Ponderea deformației de forfecare a inimii γ , rotirii în îmbinări θ_m și lunecării în îmbinări γ_{AL} din deformația totală γ_T la atingerea deplasării ultime (specimenele c1 și c2).	215
Figura I.1: Spectrele de accelerație ale grupului $T_C=0.5$ sec, scalate la spectrul țintă în format EC8 (5% amortizare)	240
Figura I.2: Spectrele de accelerație ale grupului $T_C=1.4$ sec, semi-artificiale și scalate la spectrul țintă în format EC8 (5% amortizare)	240
Figura I.3: Accelerogramele originale (nescalate) pentru grupul de înregistrări $T_C=0.5$	242
Figura I.4: Înregistrările originale (nescalate) ale vitezei pentru grupul $T_C=0.5$	244
Figura I.5: Accelerogramele originale și semi-artificiale pentru grupul de înregistrări $T_C=1.4$	246
Figura I.6: Înregistrările originale și semi-artificiale ale vitezei pentru grupul $T_C=1.4$	248
Figura II.1: Curbele $\lambda-\delta/H$ și $\lambda-DRN_{max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	249
Figura II.2: Curbele $\lambda-\delta/H$ și $\lambda-DRN_{max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	250
Figura II.3: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, cadrul rigid și cele duale.	251
Figura II.4: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, cadrele omogene.	252
Figura II.5: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme, cadrul rigid și cele duale.	253
Figura II.6: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme, cadrele omogene.	254
Figura II.7: Curbele $\lambda-\delta/H$ și $\lambda-DRN_{max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	255
Figura II.8: Curbele $\lambda-\delta/H$ și $\lambda-DRN_{max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	256
Figura II.9: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, seria WB.	257
Figura II.10: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, seria SB.	258
Figura II.11: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme, seria WB.	259
Figura II.12: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme, seria SB.	260
Figura II.13: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria WB, media setului $T_C=0.5$ de accelerograme.	261
Figura II.14: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria SB, media setului $T_C=0.5$ de accelerograme.	262
Figura II.15: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria WB, media setului $T_C=1.4$ de accelerograme.	263
Figura II.16: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria SB, media setului $T_C=1.4$ de accelerograme.	264
Figura III.1: Reprezentarea grafică a procedurii de determinare a cerinței de deplasare conform metodei N2.	265
Figura III.2: Evoluția deplasărilor relative de nivel permanente cu intensitatea mișcării seismice.	266
Figura III.3: Cerința de deformații locale în elementele structurale, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.	266
Figura III.4: Cerința de deformații locale în elementele structurale, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.	267
Figura III.5: Relația dintre multiplicatorul accelerogramei λ și deplasarea permanentă δ_p pentru sisteme omogene (OB și OP) și duale (DB și DP), $\mu_r=12$; $\mu_f=6$	268
Figura III.6: Relația $R_\mu-\mu$ pentru sisteme omogene (ODB și OP) și duale (DDB și DP), cu o ductilitate limitată a sistemului rigid ($\mu_r=6$; $\mu_f=6$).	269
Figura III.7: Relația dintre multiplicatorul accelerogramei λ și deplasarea permanentă δ_p pentru sisteme omogene (ODB și OP) și duale (DDB și DP), $\mu_r=6$; $\mu_f=6$	270
Figura IV.1: Dimensiunile specimenelor și distanța dintre rigidizări.	271

Figura IV.2: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL7-m.	272
Figura IV.3: Modul de cedare al specimenului LL7-m.....	273
Figura IV.4: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL7-c1.	274
Figura IV.5: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL7-c1.	275
Figura IV.6: Modul de cedare al specimenului LL7-c1.....	275
Figura IV.7: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL7-c2.	276
Figura IV.8: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL7-c2.	277
Figura IV.9: Modul de cedare al specimenului LL7-c2.....	277
Figura IV.10: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH7-m.	279
Figura IV.11: Modul de cedare al specimenului LH7-m.	279
Figura IV.12: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH7-c1.....	280
Figura IV.13: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH7-c1.....	281
Figura IV.14: Modul de cedare al specimenului LH7-c1.	281
Figura IV.15: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH7-c2.....	282
Figura IV.16: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH7-c2.....	283
Figura IV.17: Modul de cedare al specimenului LH7-c2.	283
Figura IV.18: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL6-m.	284
Figura IV.19: Modul de cedare al specimenului LL6-m.....	285
Figura IV.20: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL6-c1.	286
Figura IV.21: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL6-c1.	287
Figura IV.22: Modul de cedare al specimenului LL6-c1.....	287
Figura IV.23: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL6-c2.	288
Figura IV.24: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL6-c2.	289
Figura IV.25: Modul de cedare al specimenului LL6-c2.....	289
Figura IV.26: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH6-m.	290
Figura IV.27: Modul de cedare al specimenului LH6-m.....	291
Figura IV.28: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH6-c1.....	292
Figura IV.29: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH6-c1.....	293
Figura IV.30: Modul de cedare al specimenului LH6-c1.	293
Figura IV.31: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH6-c2.....	294
Figura IV.32: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH6-c2.....	295
Figura IV.33: Modul de cedare al specimenului LH6-c2.	295
Figura IV.34: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL5-m.	296
Figura IV.35: Modul de cedare al specimenului LL5-m.....	297
Figura IV.36: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL5-c1.	298
Figura IV.37: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL5-c1.	299
Figura IV.38: Modul de cedare al specimenului LL5-c1.....	299
Figura IV.39: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-c2.	300
Figura IV.40: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL5-c2.	301
Figura IV.41: Modul de cedare al specimenului LL5-c2.....	301
Figura IV.42: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH5-m.	303
Figura IV.43: Modul de cedare al specimenului LH5-m.	303
Figura IV.44: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH5-c1.....	304
Figura IV.45: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH5-c1.....	305
Figura IV.46: Modul de cedare al specimenului LH5-c1.	305
Figura IV.47: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH5-c2.....	306
Figura IV.48: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH5-c2.....	307

Figura IV.49: Modul de cedare al specimenului LH5-c2.	307
Figura IV.50: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-m.	309
Figura IV.51: Modul de cedare al specimenului LL4-m.	309
Figura IV.52: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-c1.	310
Figura IV.53: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL4-c1.	311
Figura IV.54: Modul de cedare al specimenului LL4-c1.	311
Figura IV.55: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-c2.	312
Figura IV.56: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL4-c2.	313
Figura IV.57: Modul de cedare al specimenului LL4-c2.	313
Figura IV.58: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH4-c1.	314
Figura IV.59: Modul de cedare al specimenului LH4-m.	315
Figura IV.60: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH4-c1.	316
Figura IV.61: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH4-c1.	317
Figura IV.62: LH4-c1.	317
Figura IV.63: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH4-c2.	318
Figura IV.64: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH4-c2.	319
Figura IV.65: Modul de cedare al specimenului LH4-c2.	319
Figura IV.66: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LL7 de specimene.	320
Figura IV.67: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LH7 de specimene.	320
Figura IV.68: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LL6 de specimene.	321
Figura IV.69: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LH6 de specimene.	321
Figura IV.70: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LL5 de specimene.	322
Figura IV.71: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LH5 de specimene.	322
Figura IV.72: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LL4 de specimene.	323
Figura IV.73: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru seria LH4 de specimene.	323
Figura IV.74: Schematizarea deformării de forfecare al unui panou de link.	324

LISTA TABELELOR

Tabelul 2.1: Recurența magnitudinii seismelor vrâncene, după Lungu și colab., 2003.....	8
Tabelul 2.2: Înregistrările seismice studiate.....	17
Tabelul 2.3: Caracteristicile înregistrărilor seismice de la București-Măgurele și Carcaliu	19
Tabelul 2.4: Caracteristicile setului de mișcări seismice cu $EPA > 0.9 \text{ m/s}^2$ și $0.3 \leq T_C \leq 0.4 \text{ s}$	28
Tabelul 2.5: Caracteristicile setului de mișcări seismice cu $EPA > 0.9 \text{ m/s}^2$ și $1.1 \leq T_C \leq 1.7 \text{ s}$	29
Tabelul 2.6: Înregistrările seismice vrâncene pentru grupul de accelerograme $T_C = 0.5$	30
Tabelul 2.7: Înregistrările seismice vrâncene pentru grupul de accelerograme $T_C = 1.4$	31
Tabelul 3.1: Comparația între valorile maxime ale accelerației de vârf a terenului.....	40
Tabelul 3.2: Clase de teren de referință și descrierea acestora.....	41
Tabelul 3.4: Prevederi referitoare la starea limită de serviciu și a deplasărilor de nivel.....	57
Tabelul 3.5: Limitarea factorului q funcție de clasa de secțiune în EC8-94.....	60
Tabelul 3.6: Cerințe pentru clasele de secțiune funcție de factorul q ales în PS92.....	62
Tabelul 3.7: Sisteme structurale.....	63
Tabelul 3.8: Limitele zvelteții de perete λ_p pentru elemente comprimate în AISC-97.....	64
Tabelul 3.9: Clasificarea structurilor în AIJ _{LSD} -90.....	65
Tabelul 3.10: Clasificarea zvelteții de perete a plăcilor în AIJ _{LSD} -90 (doar secțiunile H).....	65
Tabelul 3.11: Clasificarea zvelteții grinzilor în AIJ _{LSD} -90.....	66
Tabelul 3.12: Factorul structural caracteristic D_S pentru cadre în AIJ _{LSD} -90.....	67
Tabelul 3.13: Cerințe pentru clasele de secțiune funcție de factorul ψ ales în P100-92.....	67
Tabelul 4.1: Caracteristicile mecanice ale oțelului.....	99
Tabelul 4.2: Caracteristicile experimentale ale nodurilor.....	103
Tabelul 4.3: Caracteristicile îmbinărilor pentru soluțiile structurale considerate.....	113
Tabelul 4.4: Caracteristicile cadrelor considerate.....	114
Tabelul 4.5: Deplasarea relativă de nivel maximă pentru $\lambda = 0.5$ (SLEN), media analizelor dinamice.....	123
Tabelul 4.6: Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice, media analizelor dinamice.....	123
Tabelul 4.7: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 1.0$, media analizelor dinamice.....	125
Tabelul 4.8: Rotiri plastice pe grupe de elemente la atingerea criteriului SLU – $DRN_{max} = 3\%$, media analizelor dinamice.....	127
Tabelul 4.9: Multiplicatorul accelerogramei la atingerea instabilității dinamice, grupul $T_C = 1.4$	127
Tabelul 4.10: Factori de reducere a forțelor seismice, media analizelor dinamice.....	128
Tabelul 4.11: Coeficientul de stabilitate γ	130
Tabelul 4.12: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 3.0$, media analizelor dinamice.....	131
Tabelul 4.13: Deplasarea la vârf δ/H : comparație între media analizelor dinamice și N2, $\lambda = 3$	138
Tabelul 4.14: Deplasarea relativă de nivel DRN_{max} : comparație între media analizelor dinamice și N2, pentru $\lambda = 3$	138
Tabelul 4.15: Perioadele fundamentale de vibrație și dimensiunile elementelor structurale ale cadrelor.....	144
Tabelul 4.16: Proprietățile nodurilor semi-rigide.....	144
Tabelul 4.17: Raportul $\sum M_{Rd,c} / \sum M_{Rd,b}$ la nodurile exterioare și cele interioare.....	144

Tabelul 4.18: Deplasarea relativă de nivel maximă pentru $\lambda = 0.5$ (SLEN), media analizelor dinamice.....	146
Tabelul 4.19: Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice, media analizelor dinamice.....	146
Tabelul 4.20: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 1.0$, media analizelor dinamice.....	147
Tabelul 4.21: Rotiri plastice pe grupe de elemente la atingerea criteriului SLU – $DRN_{max}=3\%$, media analizelor dinamice.....	149
Tabelul 4.22: Multiplicatorul accelerogramei la atingerea instabilității dinamice, grupul $T_C=1.4$	149
Tabelul 4.23: Factori de reducere a forțelor seismice, media analizelor dinamice.....	150
Tabelul 4.24: Coeficientul de stabilitate γ	152
Tabelul 4.25: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 3.0$, media analizelor dinamice.....	152
Tabelul 4.26: Deplasarea la vârf δH : comparație între media analizelor dinamice și N2, $\lambda = 3$	158
Tabelul 4.27: Deplasarea relativă de nivel DRN_{max} : comparație între media analizelor dinamice și N2, pentru $\lambda = 3$	159
Tabelul 5.1: Dimensiunile elementelor pentru schemele duale considerate.....	174
Tabelul 5.2: Ductilitate convențională μ_D a structurilor duale.....	174
Tabelul 5.3: Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice, media analizelor dinamice.....	179
Tabelul 5.4: Cerința de deformație în link (γ_{link}), deplasare la vârf δH , deplasarea relativă de nivel maximă (DRN_{max}) și permanentă (DRN_{per}) pentru $\lambda=1$	180
Tabelul 5.5: Multiplicatorul accelerogramei λ_u la atingerea criteriului de cedare SLU.....	181
Tabelul 5.6: Multiplicatorul accelerogramei la atingerea instabilității dinamice, grupul $T_C=1.4$	181
Tabelul 5.7: Factori de reducere a forțelor seismice, media analizelor dinamice.....	181
Tabelul 5.8: Deplasarea la vârf δH : comparație între media analizelor dinamice și N2.	184
Tabelul 6.1: Programul experimental.	194
Tabelul 6.2: Rezultatele încercării la tracțiune pe materialele folosite la încercări.	196
Tabelul 6.3: Valorile nominale ale eforturilor maxime și verificarea rezistenței îmbinării.	198
Tabelul 6.4: Eforturile la curgere și maxime estimate conform caracteristicilor nominale și a celor măsurate.	206
Tabelul 6.5: Eforturile maxime estimate din valorile măsurate ale secțiunii și limitei de curgere, și verificarea rezistenței îmbinării.	206
Tabelul 6.6: Rigiditatea inițială totală K_{yT} și cea a componentelor linkului ($K_y, K_{\theta J}, K_{\theta S}$).	212
Tabelul 6.7: Forța la curgere F_y , maximă F_{max} , raportul F_{max}/F_y , și momentul în îmbinare M_{max}	213
Tabelul 6.8: Deplasarea ultimă D_{Tu} , deformația corespunzătoare γ_{Tu} și ciclul în care a fost atinsă.	214
Tabelul I.1: Caracteristicile înregistrărilor seismice originale (nescalate), pentru grupul de accelerograme cu $T_C=0.5$	239
Tabelul I.2: Caracteristicile înregistrărilor seismice scalate, pentru grupul de accelerograme cu $T_C=0.5$	239
Tabelul I.3: Caracteristicile înregistrărilor seismice originale (nescalate), pentru grupul de accelerograme cu $T_C=1.4$	239
Tabelul I.4: Caracteristicile înregistrărilor seismice semi-artificiale scalate, pentru grupul de accelerograme cu $T_C=1.4$	240

INTRODUCERE

Ingineria seismică este o știință relativ tânără, cu o istorie de aproximativ un secol. Proiectarea antiseismică a construcțiilor a cunoscut o dezvoltare continuă în acest timp, impulsionată de consecințele și învățămintele noi acumulate după producerea unor cutremure importante. Răspunsul structurilor la cutremurele de la Loma Prieta (1989), Northridge (1994) și Hyogoken-Nanbu (1995) au arătat că normele actuale și-au îndeplinit în general scopul declarat de protecție a vieții și de prevenire a colapsului structural. Totuși, aceste cutremure au scos la iveală o serie de probleme legate de comportarea structurilor în general și a cadrelor metalice necontravântuite în particular. În primul rând, pierderile economice importante care au avut loc în urma acestor cutremure de pământ au arătat că nu este suficient să proiectăm structuri care să nu se prăbușească în urma unui seism major. Reducerea distrugerilor structurale și nestructurale la cutremure de intensitate mai redusă dar mai frecvente este la fel de importantă în contextul economiilor moderne. În al doilea rând, cedările neașteptat de fragile ale îmbinărilor riglă-stâlp la cadrele metalice necontravântuite au constituit o surpriză neplăcută pentru specialiști, aceste structuri fiind considerate mult timp printre cele mai ductile tipuri de construcții. În cele din urmă, înregistrările efectuate au scos la iveală noi aspecte ale caracteristicilor acțiunii seismice, în special legate de efectul de directivitate la cutremure locale ("near-field").

Ca și răspuns la distrugerile structurale și nestructurale extinse în urma unor intensități relativ reduse ale mișcării seismice și a pierderilor economice asociate, a cunoscut o dezvoltare importantă proiectarea bazată pe performanță (PBP). Trei documente au constituit temelia criteriilor de proiectare bazată pe performanță și au marcat cercetările din acest domeniu: SEAOC Vision 2000 (1995), ATC 40 (1996) și FEMA 273 și 274 (1996). Esența PBP este reprezentată de asigurarea unor nivele de performanță controlată a structurii sub acțiunea unor nivele corespunzătoare ale acțiunii seismice. Structurile proiectate conform criteriilor PBP vor trebui nu doar să prevină pierderea de vieți omenești și colapsul structurii la cutremure rare devastatoare, ci și să limiteze degradările (și deci pierderile economice) la cutremure mai frecvente dar de o intensitate mai scăzută. Analiza convențională a răspunsului seismic al structurilor prin metoda statică echivalentă, bazată pe forță, are numeroase limitări și nu reprezintă o soluție adecvată în contextul PBP. În consecință, analiza dinamică neliniară, dar și metode simplificate bazate pe deplasare au cunoscut o dezvoltare importantă.

Cedările fragile ale îmbinărilor riglă-stâlp la cadrele metalice necontravântuite în timpul cutremurului de la Northridge din 1994 au alertat comunitatea științifică internațională. În Statele Unite a fost inițiat un vast program de cercetare sponsorizat de FEMA (Federal Emergency Management Agency) și coordonat de SAC (un consorțiu de trei organizații non-profit: Structural Engineers Association of California - SEAOC, Applied Technology Council - ATC și California Universities for Research in Earthquake

Engineering - CUREe). Scopul programului SAC/FEMA a fost investigarea cauzelor cedărilor fragile ale nodurilor și dezvoltarea unor prescripții pentru inspecția, evaluarea, reparația, reabilitarea și proiectarea cadrelor metalice necontravântuite (Mahin și colab., 2002). În cadrul programului au fost întreprinse vaste studii analitice și experimentale, reflectate într-o serie de publicații (SAC 1995, SAC 1997, FEMA 350, 2000, etc.). Cercetări similare s-au întreprins în Europa în cadrul programului COPERNICUS-RECOS "Reliability of Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", la care a participat și autorul prin contribuția adusă de Universitatea "Politehnica" din Timișoara.

Lucrarea de față își aduce contribuția la cercetările care încearcă să îmbunătățească performanța seismică a structurilor metalice, aliniindu-se la tendințele mondiale în domeniu. Cercetările întreprinse în cazul tezei de doctorat au fost integrate într-o serie de programe internaționale și naționale, printre care COPERNICUS-RECOS, proiectul CNCSIS/BM C16 "Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice", COST C12 "Improvement of buildings' structural quality by new technologies" și SAFERR "Safety Assessment for Earthquake Risk Reduction". Lucrarea este de actualitate și pe plan național, în contextul creșterii interesului pentru structuri metalice și revizuirii normativul pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor P100.

Modul în care o structură este afectată de un cutremur de pământ depinde într-o mare măsură de caracteristicile mișcării seismice. Cu toate că nu putem să controlăm mișcarea seismică în sine, trebuie totuși să încercăm să-i precizem caracteristicile și să înțelegem modul în care acestea afectează răspunsul elastic și inelastic al structurilor. În calitate de ingineri constructori, putem controla și îmbunătăți performanța seismică a construcțiilor prin modul în care concepem, conformăm și realizăm structura de rezistență. Configurațiile duale reprezintă o posibilitate de realizare a acestui obiectiv, analizată în această lucrare. Evaluarea performanței seismice a structurilor este efectuată prin analize dinamice neliniare, dar și prin metode simplificate bazate pe deplasare. Acolo unde a fost posibil, la nivel de subansamble, comportarea seismică a fost verificată prin încercări de laborator. Lucrarea este structurată pe șapte capitole, după cum urmează.

Capitolul 2 trece în revistă principalii factori care afectează mișcarea seismică și parametrii ingineriești folosiți pentru caracterizarea ei. Sunt analizați parametrii importanți din punct de vedere al răspunsului neliniar al structurilor și identificați factorii care pot genera mișcări seismice "periculoase" pentru structuri. Pentru verificarea performanței seismice a structurilor duale în capitolele următoare, sunt formate două seturi de accelerograme cu conținut de frecvențe diferit. Sunt folosite atât accelerograme istorice din sursa seismică Vrancea, cât și accelerograme semi-artificiale.

Capitolul 3 analizează prevederile unor norme de proiectare antiseismică din Europa (Eurocode 8, P100-92, PS92), Japonia (AIJ_{SD}-90 și AIJ_L-93) și SUA (UBC 1997 și AISC 1997). Sunt tratate determinarea forțelor seismice, verificările de siguranță și criteriile de proiectare pentru cadre metalice necontravântuite. În final se trec în revistă tendințele actuale din proiectarea antiseismică a construcțiilor.

Capitolul 4 abordează răspunsul seismic al cadrelor metalice necontravântuite, punând accent pe configurațiile duale, obținute prin folosirea în cadrul aceleiași structuri atât a nodurilor riglă-stâlp rigide, cât și celor semi-rigide sau articulate. Configurațiile duale de cadre metalice necontravântuite, care să folosească atât noduri rigide, cât și semi-rigide sau articulate, pot rezulta din cauze de natură economică, tehnologică, de conformare structurală, sau în încercarea de a îmbunătăți răspunsul seismic al structurii. Pentru evaluarea răspunsului seismic al cadrelor necontravântuite duale au fost efectuate două serii de studii, analizând influența caracteristicilor nodurilor semi-rigide, a configurației duale și a tipului de mișcare seismică. Sunt analizați factorii de reducere a forțelor seismice și modul în care aceștia sunt afectați de tipul mișcării seismice și configurația structurală. Sunt descrise încercări experimentale pe noduri riglă-stâlp interioare efectuate în cadrul programului Copernicus-RECOS, care au avut ca și principali parametri studiul tipului de îmbinare (cu placă de capăt și șuruburi, sudată direct și întărită cu eclise sudate) și modul de aplicare al încărcării (simetrică și anti-simetrică).

Capitolul 5 studiază structurile duale obținute prin combinarea a două substructuri cu proprietăți (rigiditate, rezistență și ductilitate) substanțial diferite, cum ar fi cadrele contravântuite excentric combinate cu deschideri necontravântuite cu noduri rigide. Spre deosebire de cadrele duale necontravântuite, analizate în capitolul 4, componentele structurilor duale contravântuite/necontravântuite influențează într-o măsură mai mare caracteristicile globale ale structurii și este de așteptat ca și răspunsul seismic să fie afectat corespunzător. Sunt introduși parametrii ce caracterizează și analizează principiile de alcătuire ale structurilor duale.

Capitolul 6 propune realizarea barei disipative scurte la cadrele metalice duale sau omogene contravântuite excentric în soluție demontabilă, folosind o îmbinare cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență pretensionate. Soluția facilitează reparația zonelor disipative după un cutremur major prin înlocuirea acestora, ușor de realizat în cadrul schemei propuse. Sunt descrise încercările experimentale care au avut ca scop validarea aplicabilității tehnologice a soluției și studiul influenței lungimii elementului, a distanței dintre rigidizări și gradului de pretensionare.

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

În cele patru anexe sunt grupate rezultate detaliate ale simulărilor numerice și ale încercărilor experimentale efectuate în cadrul tezei.

CARACTERIZAREA MIȘCĂRII SEISMICE

2.1 Introducere

Mișcarea seismică constituie una din principalele cauze ale degradării structurilor în caz de cutremur, și de aceea este importantă înțelegerea cât mai corectă a fenomenelor care o generează, a parametrilor care o caracterizează și a efectelor mișcării seismice asupra construcțiilor. Studiul mișcării seismice este un domeniu dinamic, datele achiziționate în urma cutremurelor din ultimul deceniu contribuind la o cunoaștere mai profundă și mai detaliată a acesteia.

Acest capitol trece în revistă principalii factori care afectează mișcarea seismică, în drumul ei de la sursa seismică la structura inginerească, precum și câțiva dintre parametrii cei mai importanți folosiți pentru caracterizarea inginerească a acesteia. Pentru exemplificarea unora dintre fenomene, cum ar fi influența condițiilor locale de amplasament, s-au folosit și înregistrări seismice ale cutremurelor vrâncene din 04.03.1977, 30.08.1986 și 30.05.1990.

Din punctul de vedere al unui inginer constructor, caracterizarea mișcării seismice este importantă prin prisma degradărilor pe care le induce într-o structură. Conținutul de frecvențe al unei accelerograme este un parametru care poate afecta substanțial răspunsul (în special inelastic) al structurilor. Folosind sisteme cu un singur grad de libertate dinamică și un comportament elastic-perfect plastic, se exemplifică acest aspect al răspunsului inelastic al structurilor. Sunt identificate apoi două dintre cauzele care pot genera mișcări seismice cu perioada de colț T_C mare (conținut bogat de frecvențe în domeniul perioadelor lungi): terenurile foarte moi (cazul înregistrării București-INCERC a cutremurului Vrancea 1977) și efectul directivității înainte în cazul unor cutremure locale.

În final, sunt formate două seturi de mișcări seismice a câte șapte accelerograme, istorice și semi-artificiale, care vor servi la evaluarea răspunsului dinamic neliniar al unor structuri duale în cadrul acestei lucrări. Cele două seturi corespund sursei seismice Vrancea și unor condiții de teren diferite: teren mediu cu $T_C=0.5$ și teren moale cu $T_C=1.4$ secunde.

2.2 Factori ce influențează mișcarea seismică

Principalii factori care influențează mișcarea seismică într-un amplasament pot fi grupați în patru categorii: (1) factori de sursă, (2) propagarea undelor seismice, (3) factori locali de amplasament, (4) interacțiunea teren-structură (vezi Figura 2.1). Diferențele dintre caracteristicile cutremurelor de pământ și fenomenele complexe de interacțiune dintre factorii care influențează caracteristicile finale ale unei înregistrări seismice duc la o variabilitate importantă a înregistrărilor. În Figura 2.2 sunt

reprezentate câteva accelerograme ale unor evenimente seismice, la aceeași scară a timpului și accelerației. Se pot observa diferențe semnificative ale amplitudinii, duratei, și ale aspectului general a accelerogramelor.

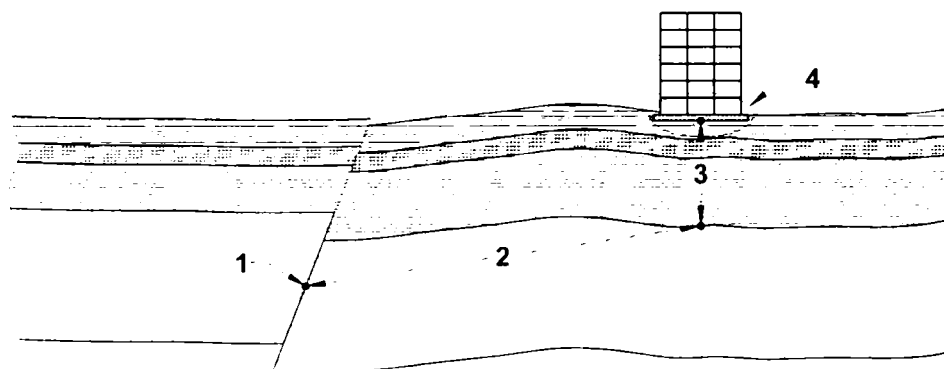


Figura 2.1: Principalii factorii ce caracterizează mișcarea seismică într-un amplasament (1 – factori de sursă; 2 – efectul propagării undelor seismice; 3 – factorii de amplasament; 4 – interacțiunea teren-structură).

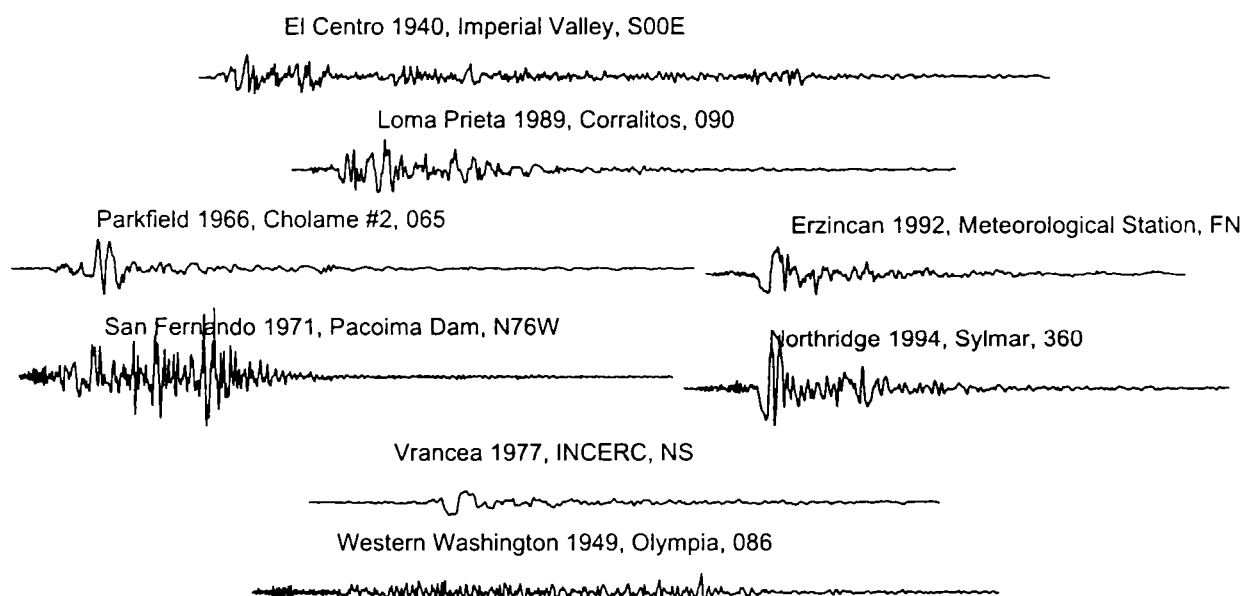


Figura 2.2: Accelerogramele câtorva cutremure, în parte după Chopra, 1995.

2.2.1 Factori de sursă

Marea majoritate a cutremurelor de pământ se datorează activităților tectonice. Există trei regimuri tectonice general recunoscute (Oros, 2002, Stewart și colab., 2001):

- marginile active ale plăcilor tectonice (seisme inter-placă)
- interiorul plăcilor tectonice (seisme intra-placă)
- rifturile oceanice

Cutremurele de pământ generate pe marginile active ale plăcilor tectonice (seisme inter-placă) sunt capabile să producă evenimente seismice de magnitudine importantă, caracterizate prin accelerații ale terenului mari, durate ale mișcării mari și intensități care pot afecta zone extinse (sute de km). Deoarece frecvențele ridicate sunt atenuate mai rapid cu distanța decât frecvențele mici, un cutremur îndepărtat (far-field) va conține mai multă energie în domeniul frecvențelor mici. În consecință, cutremurele mari, îndepărtate, pot avea efecte mai devastatoare asupra structurilor cu perioade de

vibrație mari, decât seismele mai mici, locale (near-field). Exemple de surse seismice inter-placă sunt cele din California (SUA), Japonia, Turcia și România (zona seismică subcrustală Vrancea).

Spre deosebire de cutremurele inter-placă, cele intra-placă se datorează faliilor geologice din interiorul unor plăci tectonice. Aceste falii sunt în general mai mici decât cele asociate marginilor plăcilor tectonice, rezultând în cutremure cu magnitudini, frecvențe, durate și zone afectate mai mici. Astfel, hazardul seismic într-un amplasament afectat de seisme intra-placă este în general asociat unor evenimente locale de magnitudine medie (Chandler și colab., 1992). Cutremure de tip intra-placă sunt prezente în Australia, partea estică a Americii de Nord, Europa, Banat etc.

În mod simplificat, diferențele dintre caracteristicile cutremurelor inter-placă și intra-placă se rezumă la diferențele dintre cutremure cu magnitudini mari, respectiv mijlocii. Diferențele dintre cutremurele cu magnitudini mari (cu magnitudinea undelor de suprafață $M_S > 5.5$) și a celor de magnitudine mijlocie ($M_S \leq 5.5$) pot fi urmărite pe baza spectrelor de răspuns normalizate specificate în norma europeană Eurocode 8, 2003 (vezi Figura 2.3, pentru clasa B de teren). Astfel, cutremurele îndepărtate de magnitudine mare (tip1) sunt caracterizate de amplitudini spectrale mai mici în domeniul perioadelor scurte (zona spectrală de accelerație constantă) și mai mari în domeniul perioadelor medii și lungi, în comparație cu cele locale de magnitudine mică și mijlocie (tip2). Aceasta este echivalent cu a spune că un seism de tip 1 are un conținut mai bogat de energie în domeniul perioadelor lungi (frecvențelor mici).

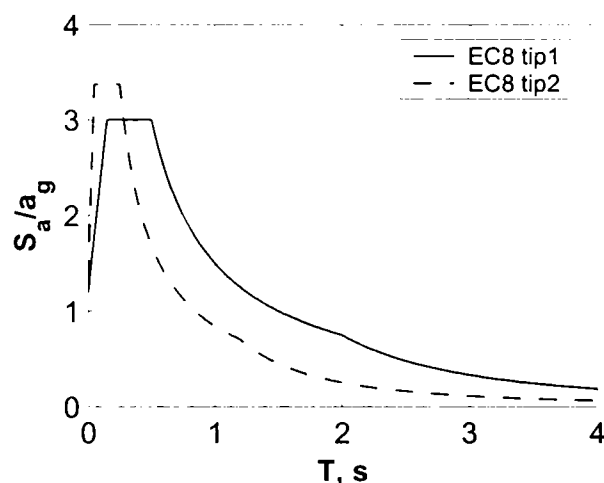


Figura 2.3: Spectre elastice normalizate în format EC8 pentru cutremure tip1 ($M_S > 5.5$) și tip2 ($M_S \leq 5.5$), pentru condiții de teren tip B

Seismicitatea unei surse seismice este caracterizată de lungimea (sau aria) suprafeței de rupere, probabilitatea producerii unor cutremure de anumite magnitudini și rata de alunecare (Stewart și colab., 2001). Modelele surselor seismice se determină pentru un interval de magnitudini cuprins între o valoare minimă $M_{w,0}$ (deseori stabilită în mod arbitrar la 5) și una maximă credibilă, $M_{w,max}$. Pentru cutremurele vrâncene, Lungu și colab. (2003) au propus următoarea relație între perioada medie de recurență \bar{T} și magnitudinea moment M_w :

$$\bar{T}(\geq M_w) = \left(e^{\alpha - \beta M_w} \frac{1 - e^{-\beta(M_{w,max} - M_w)}}{1 - e^{-\beta(M_{w,max} - M_{w,0})}} \right)^{-1} \quad (2.1)$$

Valorile obținute pentru $\alpha=8.654$, $\beta=1.687$, $M_{w,0}=6.3$ și $M_{w,max}=8.1$ sunt prezentate în Tabelul 2.1.

Tabelul 2.1: Recurența magnitudinii seismelor vrâncene, după Lungu și colab., 2003.

$\bar{T}(\geq M_w)$	M_w
50	7.3
100	7.6
475	7.9
2475	8.1

În funcție de parametrii geometrici ai sursei seismice, se pot deosebi patru tipuri de falii (Oros, 2002, vezi și Figura 2.4):

- Falii inverse. Alunecarea are loc în plan vertical, pe înclinarea faliei, cu suprapunerea unui bloc tectonic peste celălalt. Falierea inversă produce scurtarea crustei.
- Falii normale. Alunecarea are loc tot pe înclinarea faliei și în plan vertical. Falierea produce o întindere a crustei.
- Falii transcurrente sau de decroșare. Alunecarea are loc în plan orizontal, pe direcția faliei: lateral-stânga sau lateral-dreapta.
- Falii oblice. Alunecarea este combinată, pe direcție și pe înclinare. Aceste falii sunt întâlnite cel mai frecvent în natură.

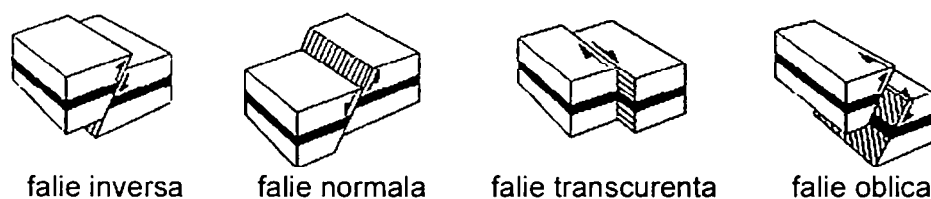


Figura 2.4: Tipuri principale de falii (Oros, 2002).

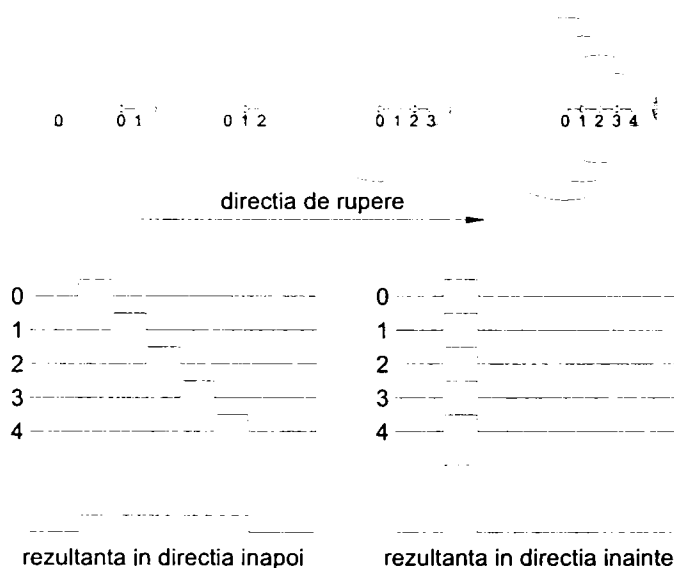


Figura 2.5: Reprezentare schematică a fenomenului de directivitate, după Singh, 1985, în Whittaker, n.d.

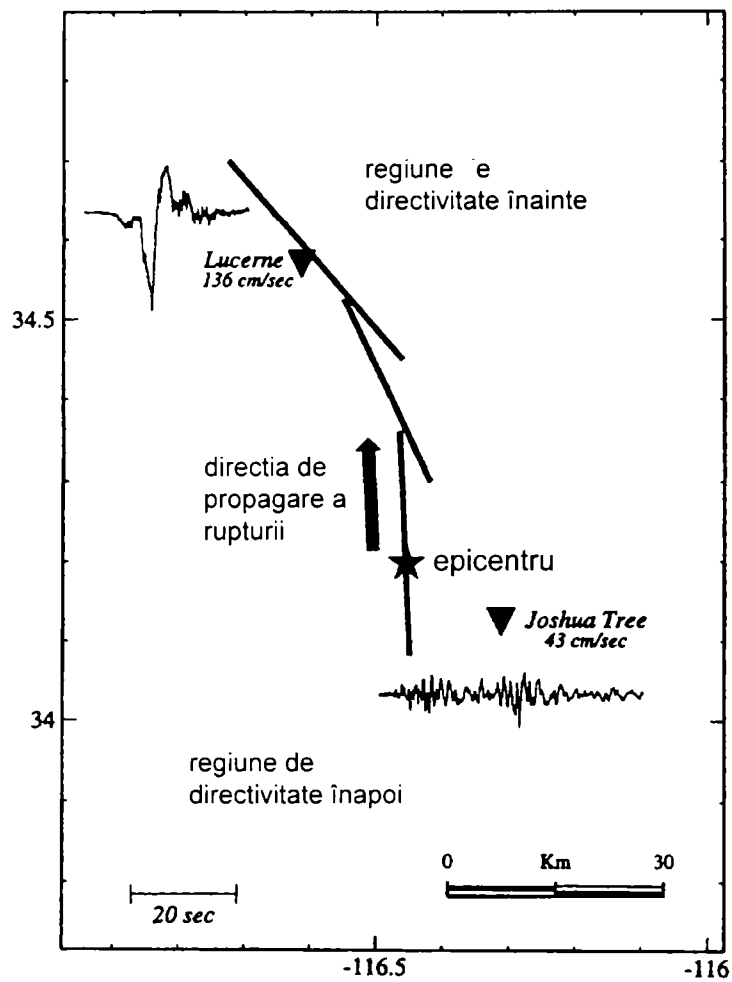


Figura 2.6: Efectele fenomenului de directivitate asupra înregistrărilor vitezei terenului, după Somerville și colab., 1997, în Whittaker, n.d.

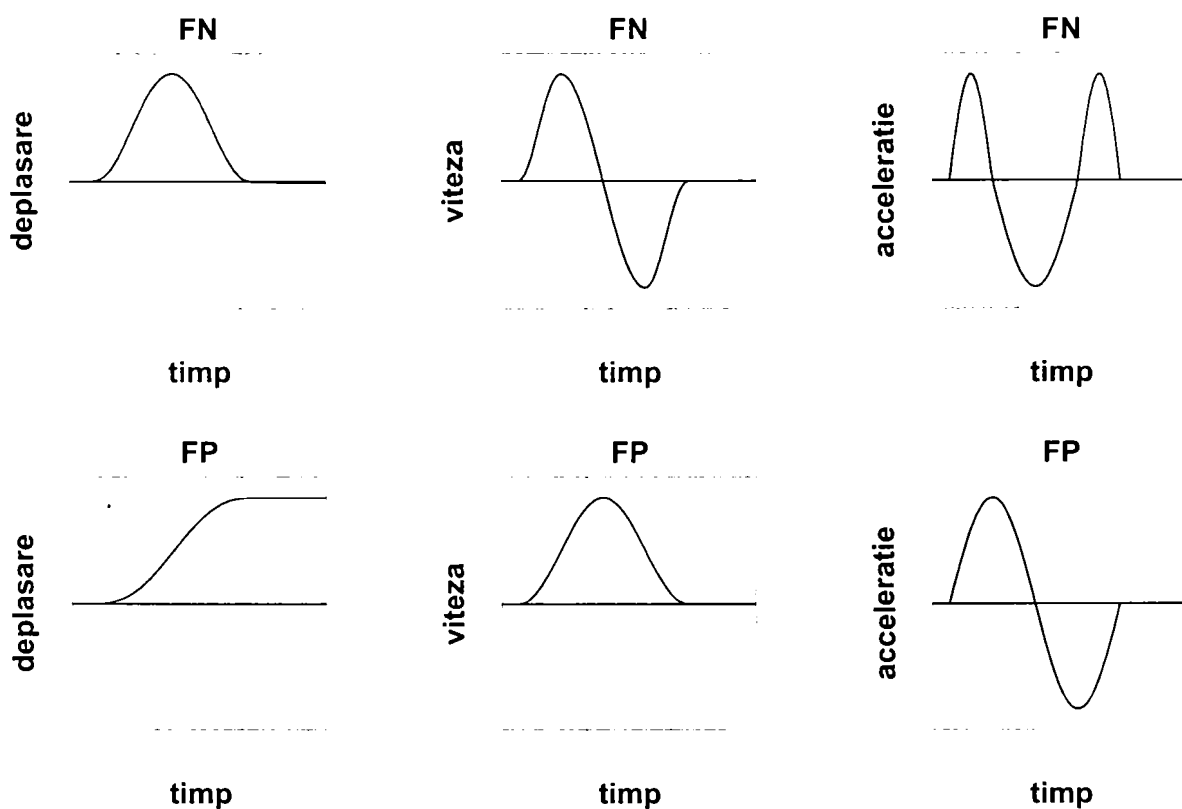


Figura 2.7: Reprezentare schematică a componentelor normale (FN) și paralele (FP) pe falie, în cazul faliilor transcurente.

Tipul faliei influențează modelul de radiație al sursei seismice, așa cum o arată unele rezultate teoretice (Kim, 1987, în Oros, 2002). De exemplu, amplitudinile vârfurilor deplasării și accelerației terenului, calculate pentru falii inverse și normale, cresc cu un factor de 2.5 și respectiv 3.3, comparativ cu faliile transcurente, în același timp cu creșterea ponderilor undelor transversale (S). În plus, energia undelor P este mai mare pentru faliile transcurente.

În cazul cutremurelor locale (near-field), cu distanțe la falie de până la 20-60 km, azimutul amplasamentului față de focar afectează considerabil caracteristicile mișcării seismice. Efectul de directivitate înainte (forward directivity) se produce când rupțura unei falii se propagă înspre amplasament și lunecarea are loc de asemenea înspre amplasament (Stewart și colab., 2001). Deoarece viteza de rupere este apropiată de cea a undelor seismice de forfecare (S), are loc o acumulare de energie în apropierea frontului de rupere. Mișcarea seismică într-un astfel de amplasament ajunge sub forma unui puls al mișcării (efectul undei de șoc), caracterizată de amplitudini mari în domeniul perioadelor medii și lungi, și de durată mică. Acest fenomen are loc pentru componenta undei seismice normală pe falie. În cazul în care amplasamentul se află în apropiere de epicentru, adică atunci când frontul de rupere se propagă de la amplasament, sosirea undelor seismice are loc distribuit în timp. Acest fenomen poartă numele de directivitate înapoi (backward directivity), și este caracterizat de amplitudini relativ reduse și durate mai lungi ale mișcării seismice. Natura fenomenului de directivitate este reprezentată schematic în Figura 2.5. Efectele directivității înainte (un puls cu perioadă mare și durată redusă a accelerogramei) și înapoi (o mișcare complexă de amplitudine mică și durată mai mare) asupra înregistrărilor vitezei terenului sunt prezentate în Figura 2.6 pentru cutremurul Landers, California, din 1992.

Fenomenul de directivitate poate fi observat atât în cazul faliilor transcurente, cât și a celor verticale (normale și inverse). În ambele cazuri, pulsul de mișcare cauzat de directivitatea înainte este orientat perpendicular pe falie. Un alt fenomen legat de cutremurele locale este deplasarea permanentă a terenului care se produce în urma falierii, și care este orientată paralel cu falia în cazul faliilor transcurente și perpendicular pe falie la cele verticale. Aceasta conduce la două tipuri distincte de pulsuri ale deplasării în direcțiile perpendiculară, respectiv paralelă, schematizate în Figura 2.7 pentru faliile transcurente.

2.2.2 Factori de propagare a undelor seismice

Propagarea energiei emise de o sursă seismică are loc prin intermediul undelor de volum (P și S), care pot fi directe, reflectate și refractate, și a undelor de suprafață (Rayleigh și Love), care apar la distanțe $d \geq h$, (h este adâncimea focarului), Oros, 2002. Înregistrarea efectuată într-un amplasament dat depinde de adâncimea focarului, distanța sursă-receptor și structura geologică dintre acestea și este afectată de reflecțiile și refracțiile multiple, difracțiile și interferențele diferitelor tipuri de unde, împrăștierea, disiparea și dispersarea undelor seismice. Odată cu creșterea distanței dintre sursă și amplasament intensitatea mișcării seismice scade, iar durata acesteia crește (Whittaker, n.d.). Componenta verticală a mișcării seismice scade cu distanța și de cele mai multe ori poate fi neglijată în calcul pentru cutremurele îndepărtate, dar poate fi importantă în cazul cutremurelor locale (Gioncu și Mazzolani, 2002).

Evaluarea hazardului seismic într-un amplasament se obține prin stabilirea unei relații între o măsură a intensității mișcării (IM) și magnitudinea (m), respectiv distanța dintre sursă și amplasament (r). Aceste relații de *atenuare* sunt în general log-normale și sunt derivate prin regresia datelor empirice. Cele mai folosite măsuri ale intensității sunt accelerația maximă a terenului (PGA) și accelerația spectrală (SA) la perioade fixe. Funcțiile de atenuare au în general forma (Stewart și colab., 2001):

$$\ln IM = c_1 + c_2 \cdot m + c_3 \cdot m^{c_4} + c_5 \cdot \ln r + f(F) + f(HW) + f(S) \quad (2.2)$$

unde $c_1...c_5$ sunt constante stabilite prin regresie, F este un factor funcție de mecanismul de rupere al sursei seismice, HW este un factor pentru faliile verticale, iar S este un factor de amplasament. În general, $\ln IM$ este direct proporțional cu magnitudinea m , dar aceasta proporționalitate poate să nu mai fie valabilă pentru PGA la magnitudini mari. Dispersia undelor seismice cu distanța le reduce amplitudinea cu $1/r$, de aceea factorul c_5 este apropiat de -1 . Mecanismul focal transcurent este considerat de obicei "de referință" și nu necesită o corecție. Observațiile efectuate asupra unor cutremure cu mecanism de tip invers indică mișcări seismice mai mari decât cele generate de mecanismele transcurente, de care se ține cont prin factorul $f(F)$.

2.2.3 Factori locali de amplasament

Folosind relații de atenuare de tipul (2.2) se poate estima intensitatea mișcării seismice, determinate pentru condiții standard de amplasament, de obicei rocă, la o anumită distanță de sursa seismică. Mișcarea seismică reală dintr-un amplasament dat va diferi însă substanțial de cea determinată pentru roca de bază, funcție de condițiile geotehnice locale, efectele de bazin și topografie. Schematic, straturile de teren de sub construcție acționează ca și un oscilator dinamic (vezi Figura 2.8), modificând mișcarea de la nivelul rocii de bază funcție de caracteristicile liniare și neliniare ale acestuia.

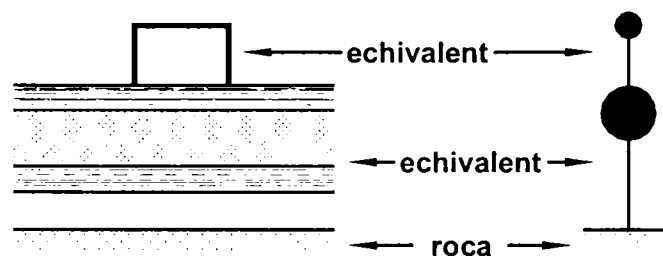


Figura 2.8: Idealizarea straturilor de teren cu un oscilator dinamic, după Whittaker, n.d.

Metodele de studiu a influenței condițiilor locale de amplasament asupra mișcării seismice se împart în trei grupuri. Din primul grup fac parte metodele care folosesc două înregistrări seismice apropiate, dintre care una este înregistrată pe un teren dat, iar cealaltă pe roca de referință. Ambele înregistrări fiind caracterizate de aceleași condiții de sursă și de propagare, comparația lor permite evaluarea directă a efectelor condițiilor locale de amplasament. Dezavantajul acestor metode îl constituie numărul limitat de astfel de înregistrări existente. Metodele din cel de-al doilea grup nu necesită prezența unui amplasament de referință. Una dintre metodele cele mai cunoscute este metoda rapoartelor spectrale H/V (metoda Nakamura), care estimează amplificarea undelor seismice de către teren prin raportul dintre spectrul componentei orizontale și

cel al componentei verticale a unei înregistrări seismice (Lacave-Lachet și colab, 1998). Metoda se bazează pe faptul că undele verticale (de compresiune) sunt afectate într-o măsură mai mică de caracteristicile terenului decât cele orizontale (de forfecare), și poate fi aplicată atât unor înregistrări seismice, cât și unor înregistrări de surse artificiale (microtremore). În cel de-al treilea grup se încadrează metodele analitice care estimează răspunsului terenului rezolvând ecuațiile de mișcare a undelor, care diferă funcție de legile constitutive ale materialelor (liniare/nelinare) și de dimensiunea problemei (1-D/3-D).

Studiile efectelor condițiilor locale de teren au folosit mai multe scheme de categorisire a amplasamentelor conform condițiilor geologice și geotehnice (Stewart și colab., 2001):

- Geologia de suprafață. Terenurile sunt separate funcție de vârsta lor geologică.
- Viteza medie a undelor de forfecare în primii 30 m ($v_{S,30}$). Teoria propagării undelor sugerează că amplitudinea mișcării seismice depinde de densitatea și viteza undelor de forfecare a terenului. Deoarece densitatea variază relativ puțin cu adâncimea, viteza undelor de forfecare a devenit alegerea logică pentru reprezentarea categoriilor de teren. Limitarea la adâncimea de 30 de m s-a stabilit din condiții de realizare a unor foraje economice. Clasificarea terenului funcție de $v_{S,30}$ a fost adoptată de versiunile cele mai recente ale normelor seismice (NEHRP 2000, Eurocode 8, 2003).
- Date geotehnice, inclusiv rigiditatea, grosimea și tipul de material.
- Adâncimea până la roca de bază ($v_S \approx 2.5$ km/s). Acest parametru este folosit pentru suplimentarea schemelor anterioare, care cuprind date doar despre straturile superficiale.

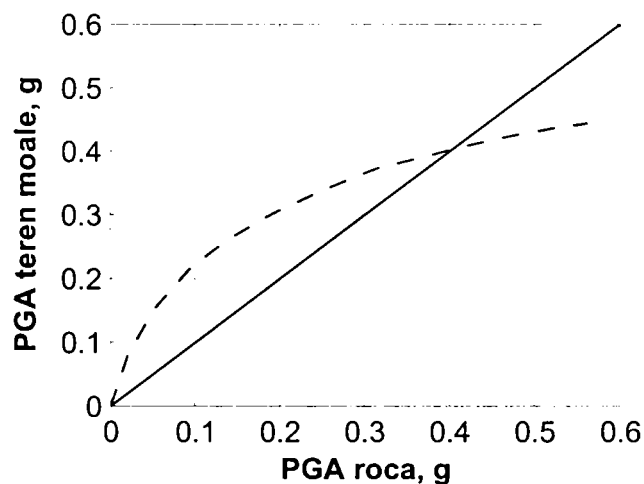


Figura 2.9: Relația dintre accelerația maximă (PGA) pe roca de bază și pe un teren moale, după Idriss, 1990, în NEHRP 2000.

Studiile efectuate de Idriss și colab. (vezi Figura 2.9) indică o dependență între amplitudinea mișcării seismice și amplificarea accelerației maxime a terenului (PGA) de către straturile de teren moale. Astfel, amplificarea este maximă (între 1.5 și 4.0) pentru amplitudini mici ale accelerației maxime la roca de bază (0.05 - 0.1 g), și tinde să scadă odată cu creșterea intensității cutremurului (factori în jur de 1.0 pentru $PGA_{roca} = 0.4$ g). Acest efect este atribuit răspunsului neliniar al stratului de teren moale la intensități ridicate ale mișcării seismice. Influența tipului de teren asupra formei spectrului de răspuns al accelerației este prezentată în Figura 2.10, conform

unor studii statistice efectuate de către Seed și colab. pe un set de 104 accelerograme înregistrate în SUA, Japonia și Turcia.

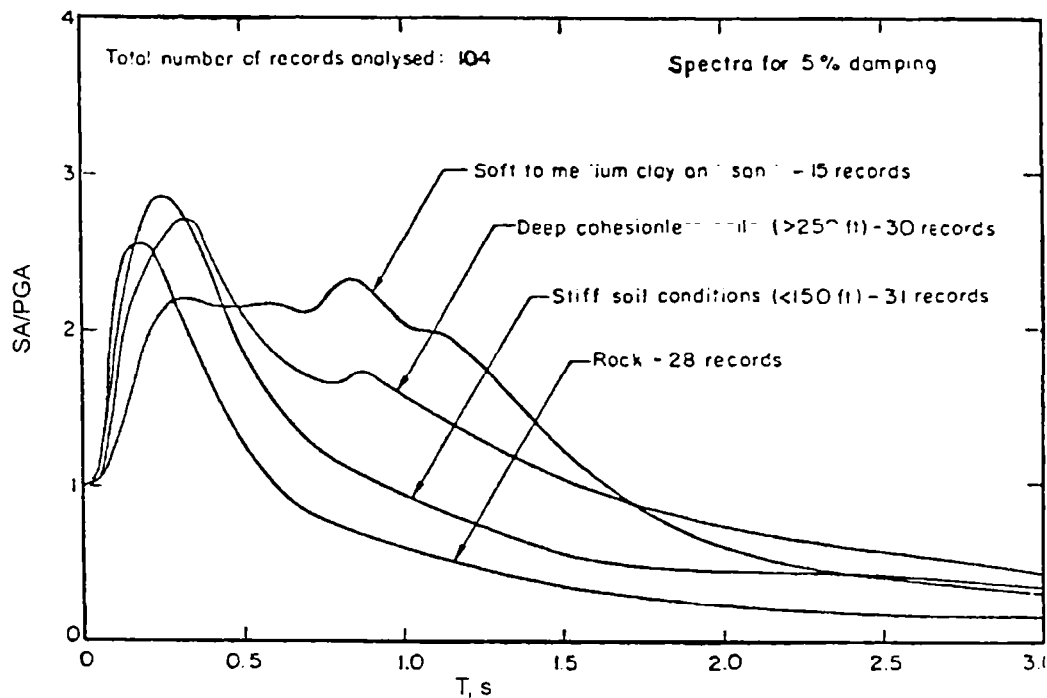


Figura 2.10: Spectre normalizate ale accelerației pentru diferite tipuri de teren, după Seed și colab., 1976, în NEHRP 2000.

Se poate observa o amplificare considerabilă a ordonatelor spectrale în domeniul perioadelor medii și lungi (> 1.0 sec) în cazul terenurilor slabe, mult mai mari decât amplificarea accelerației maxime a terenului. În cele mai multe cazuri amplificarea maximă a răspunsului are loc la perioade apropiate de perioada predominantă de vibrație a stratului de teren moale. Parametri cheie care guvernează amplificarea/deamplificarea mișcării terenului sunt: grosimea, modulul de elasticitate, amortizarea și viteza undelor de forfecare a stratului de teren moale, impedanța teren/rocă, stratificarea și proprietățile stratului de teren de la interfața între terenul moale și roca de bază.

Influența condițiilor locale de teren asupra mișcării seismice din stația INCERC-București la cutremurul vrâncean din 04.03.1977 se poate urmări prin efectul asupra spectrului de răspuns al accelerației (Figura 2.11a). Caracteristică acestei înregistrări este o amplificare importantă a accelerației spectrale orizontale în domeniul perioadelor de 1.0-1.5 sec, în special pentru componenta NS. Amplasamentul de la INCERC-București este caracterizat de depozite aluvionare groase, care reprezintă teren moale, predominant argilos (Lungu și colab, 1997). Viteza medie a undelor de forfecare în primii 30 m ($v_{s,30}$) în amplasament au fost estimate la 130 m/s (Ambraseys și colab., n.d.), iar viteza medie a undelor de forfecare v_s până la stratul de bază constituit din pietrișurile Frățești, la o adâncime de 128 de m, la 346.1 m/s (Lungu și colab., 1998). Perioada predominantă de vibrație a terenului dedusă din ultima valoare este de $T_p=1.48$ sec, în domeniul de amplificare maximă a ordonatelor spectrale. Amplificarea mișcării seismice în jurul perioadei de 1.5 sec este demonstrată și de rapoartele spectrale H/V , vezi Figura 2.11b.

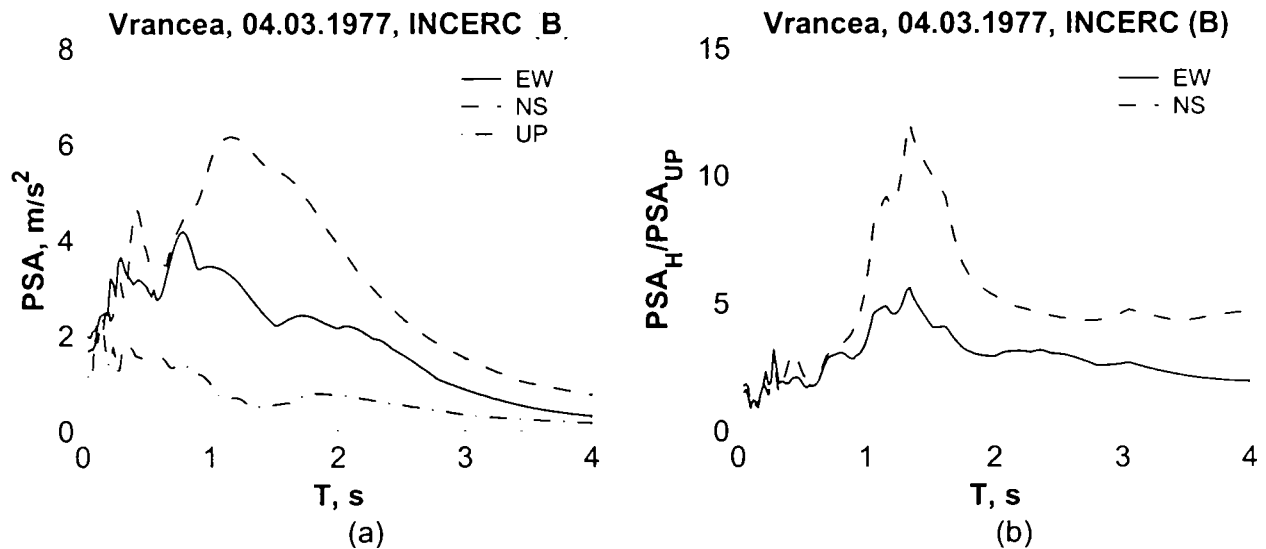


Figura 2.11: Spectre elastice de răspuns ale accelerației (a) și rapoarte spectrale H/V (b) pentru înregistrarea de la INCERC-București la cutremurul vrâncean din 04.03.1977.

Modificarea caracteristicilor mișcării seismice de către teren rămâne o problemă complexă, iar prezicerea lor o sarcină dificilă. Trifunac și colab., 1999, au studiat reapariția unor maxime locale în spectrul de viteză la cutremure de diverse magnitudini. Studiile lor indică faptul că unele maxime locale (indicând influența terenului asupra mișcării seismice) reapar în aproximativ 50% din cazuri, dar numai pentru cutremure locale, de magnitudine mică, caracterizate de o viteză maximă a terenului $PGV < 10-20$ cm/s. În cazul unor cutremure de magnitudine mare ($PGV > 20$ cm/s), maximele locale sunt translatate către perioadele mai mari, sau dispar, din cauza răspunsului neliniar al terenului.

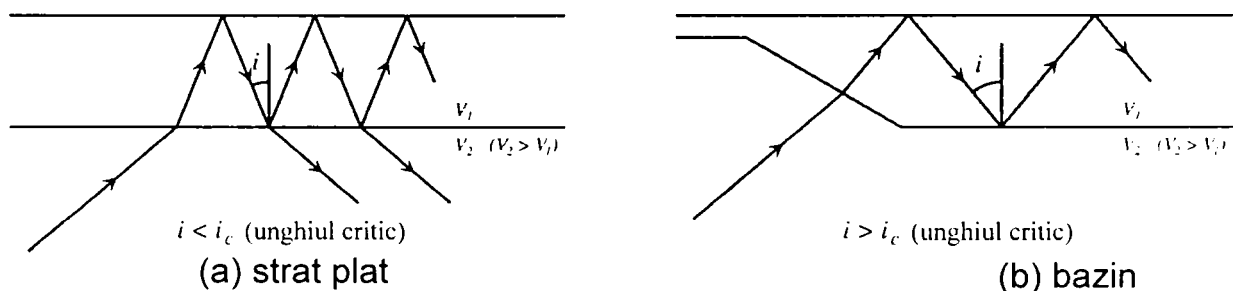


Figura 2.12: Reprezentare schematică a efectului de bazin, după Graves, 1993, în Stewart și colab., 2001.

O mare parte din efectele unui amplasament asupra caracteristicilor mișcării seismice pot fi explicate prin răspunsul dinamic al straturilor superficiale de teren, presupunând o stratificare orizontală și folosind un model 1-D de propagare a undelor (vezi Figura 2.12a). Unda incidentă poate să rezoneze în stratul de teren, dar o parte din energie este refractată, limitând efectele amplificării undelor seismice.

În cazul unor structuri geologice sedimentare de tip bazin (vezi Figura 2.12b), straturile de teren nu sunt orizontale. Dacă unda seismică intră în bazin prin muchia acestuia, se pot dezvolta unghiuri incidente post-critice, ceea ce duce la "captarea" undei în interiorul bazinului. Efectele unor reflectări multiple sunt amplificarea și creșterea duratei mișcării seismice. Modelarea acestor efecte necesită o analiză 2-D sau 3-D.

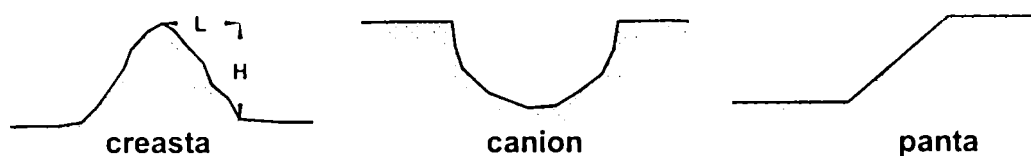


Figura 2.13: Geometrii generalizate de elemente topografice neregulate

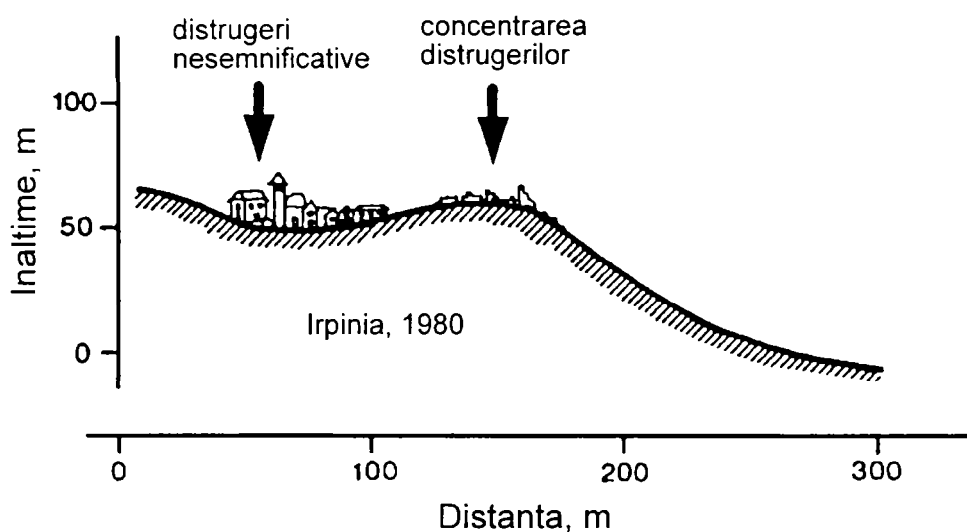


Figura 2.14: Efectul topografiei asupra distribuției distrugerilor în cazul cutremurului Irpinia 1980, după Castellani și colab., 1982, în Athanasopoulos și colab., 1998.

Amplificări ale mișcării seismice pot apărea și în cazul unor suprafețe topografice neregulate, cum ar fi creasta, canionul și panta (vezi Figura 2.13). Un exemplu caracteristic de amplificare a mișcării seismice de către o topografie de tip pantă a fost descris de către Castellani și colab. (vezi Figura 2.14). Astfel, degradările unei localități italiene la cutremurul din Irpinia (1980) au fost mult mai pronunțate în apropiere de coama pantei, față de zonele mai îndepărtate de aceasta.

În cazul creștelor, studii analitice au găsit amplificări coamă/bază de 1.2-2.0 pentru rapoarte $H/L=0.3-0.5$ (Geli și colab. 1988 și Bard, 1995, în Stewart și colab., 2001). Amplificarea maximă are loc pentru lungimi de undă egale cu jumătate din lățimea crestei. Pentru topografiile de tip pantă amplificarea maximă se crește odată cu panta și proximitatea coamei, și este maximă pentru rapoarte între înălțimea pantei (H) și lungimea de undă (λ) de $H/\lambda=0.2$.

2.2.4 Interacțiunea teren-structură

Mișcarea seismică afectată de factorii de sursă, de propagare și de amplasament reprezintă așa numita mișcare în câmp liber ("free-field"). Răspunsul unei structuri la o mișcare seismică de tip câmp liber este afectată de interacțiunea teren-structură. În esență, acest fenomen modifică atât proprietățile dinamice ale structurii, cât și caracteristicile mișcării seismice la nivelul fundației (Aviles și Perez-Rocha, 1999). Cauza fenomenului este constituită de flexibilitatea terenului sub acțiunea unei excitații dinamice. Pentru structuri amplasate pe terenuri deformabile, mișcarea seismică la nivelul fundației este în general diferită de cea în câmp liber, conținând o importantă componentă de rotire, pe lângă componenta de translație (NEHRP 2000). Componenta de rotire și interacțiunea teren-structură în general, au efecte importante pentru

structurile rigide situate pe terenuri flexibile. Un alt efect al fenomenului de interacțiune teren-structură îl reprezintă disiparea energiei de vibrație către mediul de fundare, prin radiația undelor și răspunsul neliniar al trenului. Astfel, pot fi distinse două mecanisme de interacțiune între structură, fundație și teren (Stewart și colab., 1999a, Aviles și Perez-Rocha, 1999, NEHRP 2000):

- Interacțiunea inerțială: inerția dezvoltată în structură din cauză oscilațiilor creează forța tăietoare și momentul la bază, care la rândul lor cauzează deplasări ale fundației față de terenul liber. Flexibilitatea fundației și amortizarea asociată cu interacțiunea teren-structură sunt descrise de funcții de impedanță dependente de frecvență. Interacțiunea inerțială are ca efect creșterea perioadei proprii de vibrație a structurii din cauza flexibilității terenului de fundare și o modificare (de obicei creștere) a amortizării terenului, din cauza disipării energiei prin radiație și răspuns neliniar al terenului.
- Interacțiunea cinematică: prezența elementelor rigide ale fundației pe, sau în teren duce la modificarea mișcării de la cea din câmpul liber, ca și rezultat al incoerenței mișcării seismice sau înglobării fundației. Efectele cinematice sunt descrise de funcții de transfer dependente de frecvență care stabilesc relația între mișcarea în câmp liber și mișcarea care ar avea loc pe placa de bază dacă placa și structura ar fi fără masă. Interacțiunea cinematică are ca efect reducerea componentei de translație a mișcării, dar o creștere a celor de torsiune și rotire, precum și filtrarea frecvențelor înalte ale mișcării seismice.

Pentru structurile obișnuite interacțiunea inerțială are efectele cele mai pronunțate asupra ansamblului teren-structură. În cazul unor sisteme cu un singur grad de libertate dinamică efectele interacțiunii teren-structură pot fi evaluate folosind un sistem echivalent cu perioada și coeficientul de amortizare modificate, pentru a ține cont de prinderea flexibilă în fundație și amortizarea terenului de fundare. Folosind o analiză empirică a unor înregistrări seismice în câmp liber și pe structură, Stewart și colab. (1999b) au arătat că factorul care afectează cel mai mult răspunsul structurii este raportul dintre rigiditatea terenului și a structurii. În plus, factori precum raportul înălțime/lățime a structurii, adâncimea de fundare și flexibilitatea fundației pot afecta considerabil răspunsul structurii.

2.3 Parametri ingineresti ai mișcării seismice

Forma unei înregistrări seismice (accelerograme) depinde de mai mulți factori, (principalii dintre ei fiind trecuți în revistă în capitolul 2.2), cât și de interacțiunea dintre ei. Varietatea mare a factorilor ce afectează mișcarea seismică înregistrată într-un amplasament dat duce la o diversitate la fel de mare a aspectului unei accelerograme (vezi Figura 2.2). Din punct de vedere ingineresc sunt importante degradările pe care o mișcare seismică le poate induce într-o structură, în cele ce urmează fiind prezentați câțiva dintre parametri ingineresti folosiți pentru caracterizarea accelerogramelor, care încearcă să reprezinte amplitudinea, conținutul de frecvențe și durata mișcării seismice. Pentru exemplificarea parametrilor au fost folosite două înregistrări seismice de la cutremurul vrâncean din 30.08.1986, prezentate în Tabelul 2.2. Este de remarcat faptul că cele două înregistrări reprezintă același cutremur și sunt caracterizate de aproximativ aceeași distanță epicentrală, condițiile locale de teren și orientarea față de sursă fiind însă complet diferite.

Tabelul 2.2: Înregistrările seismice studiate.

Cutremur	Magnitudinea moment, M_w^*	Stația	Prescurtare stație	Distanța epicentrală (km) *	Distanța la falie (km) *	Teren **
Vrancea, 30.08.1986	7.2	București-Măgurele	MAG	134	121	foarte moale
Vrancea, 30.08.1986	7.2	Carcaliu	CAR	148	128	rocă tare

* Ambraseys și colab., (n.d.)

** Lungu și colab., (1997)

2.3.1 Parametri de amplitudine

Printre parametrii cei mai des utilizați pentru caracterizarea unei mișcări seismice sunt valorile de vârf ale accelerației (PGA) și vitezei terenului (PGV), vezi Figura 2.15 și Figura 2.16. PGA poate fi raportată la forța maximă indusă în structuri foarte rigide, și s-a observat că PGV este într-o bună corelare cu degradările structurale (Stewart și colab., 2001). Acești parametri nu conțin însă informații despre conținutul de frecvențe și durata mișcării seismice și nici despre caracteristicile structurii, de aceea au o capacitate limitată de a reprezenta degradările induse de seism (Bozorgnia și Bertero, 2001).

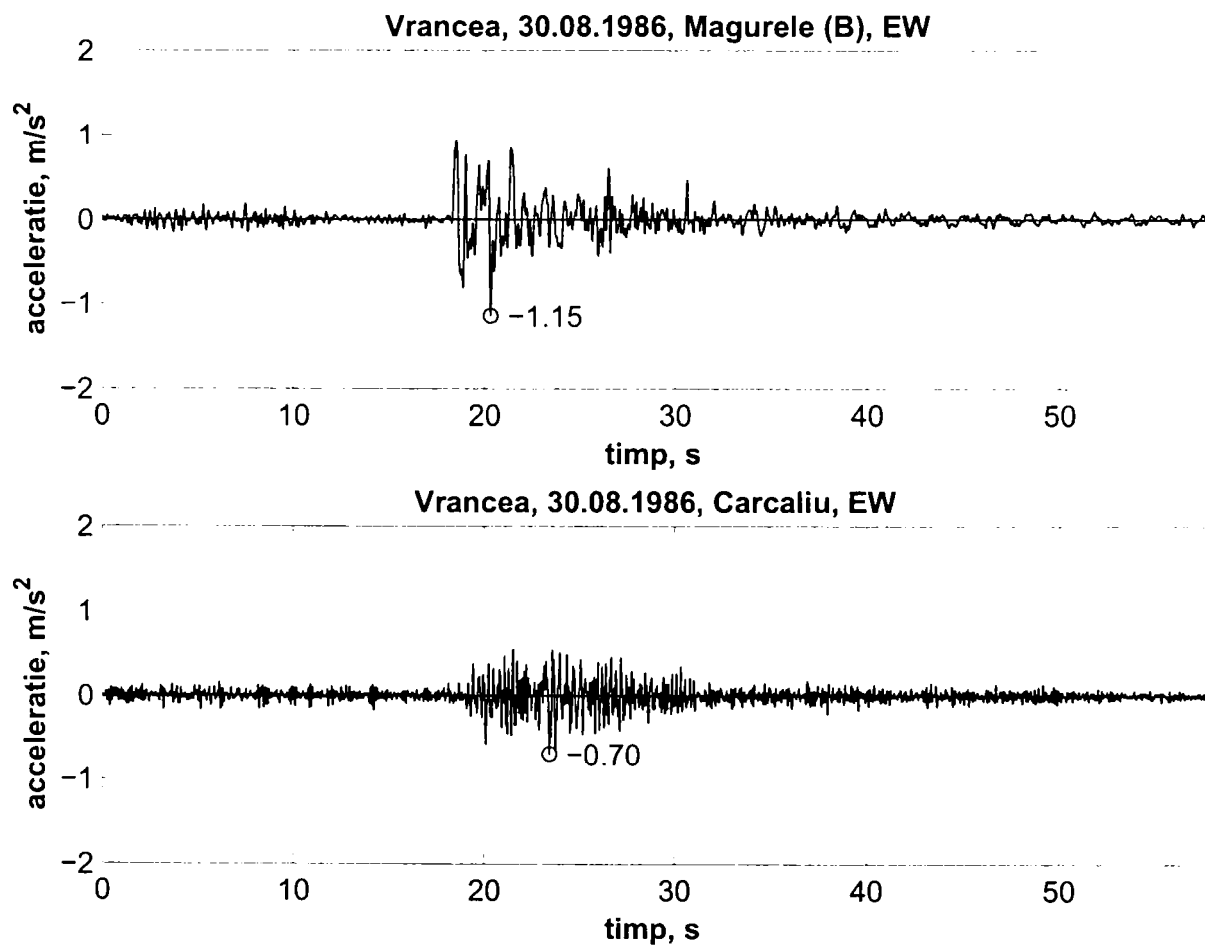


Figura 2.15: Înregistrările accelerației terenului la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrâncean din 30.08.1986.

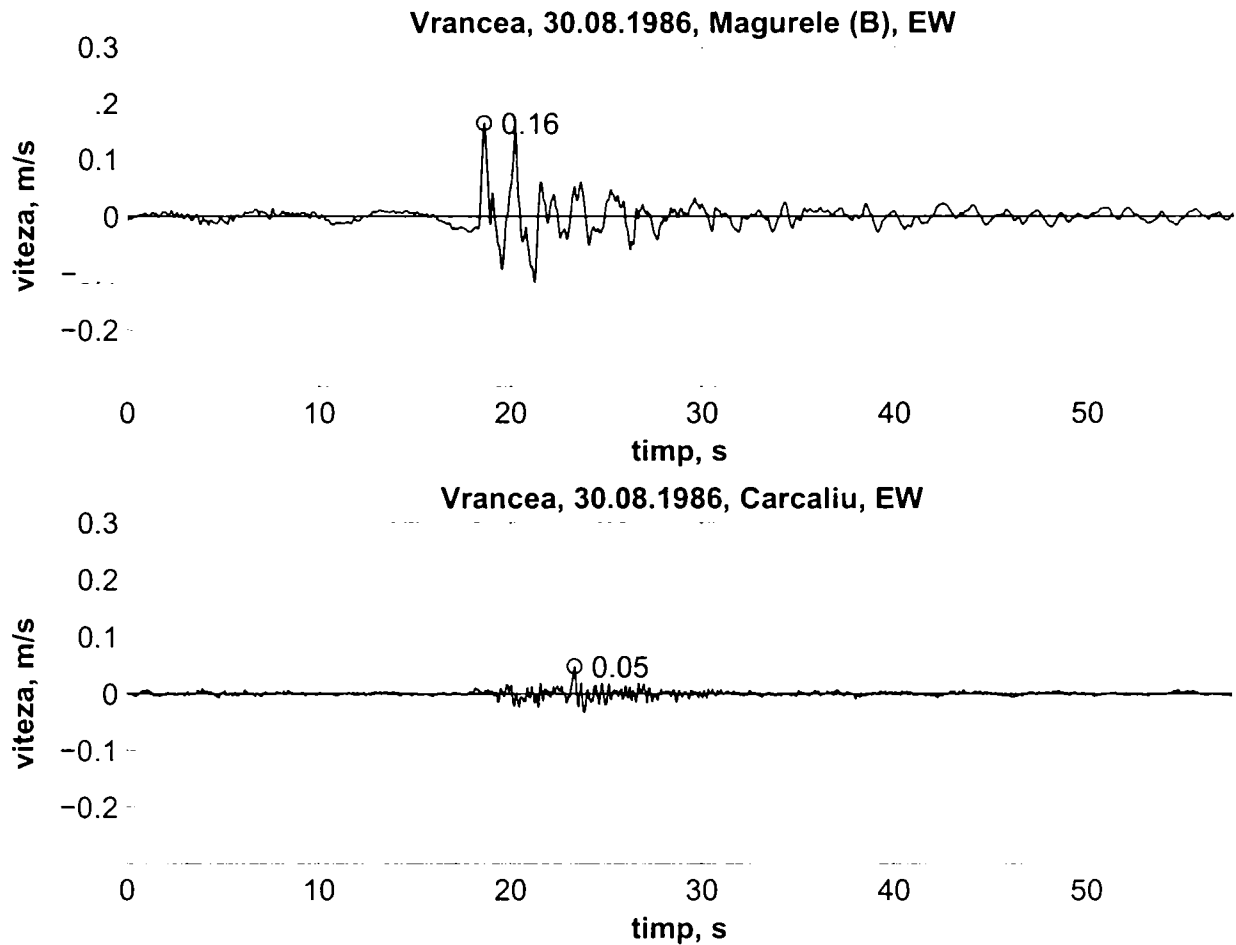


Figura 2.16: Înregistrările vitezei terenului la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrancean din 30.08.1986.

Încercând să îmbunătățească caracterizarea mișcării seismice de către PGA și PGV, ATC-3-06 (1978) și Newmark și Hall, (1982) au introdus conceptul de valoare efectivă de vârf a accelerației (EPA), respectiv vitezei (EPV). Nu există o definiție unică a EPA, aceasta dorindu-se a fi în strânsă legătură cu răspunsul structurii și cu potențialul de degradare a unui seism (Newmark și Hall, 1982). Lungu și colab. (2003) au propus următoarea definiție a EPA și EPV:

$$EPA = \frac{\max \overline{PSA}_{0.4s}}{2.5} \quad (2.3)$$

$$EPV = \frac{\max \overline{PSV}_{0.4s}}{2.5} \quad (2.4)$$

unde $\max \overline{PSA}_{0.4s}$ reprezintă valoarea maximă a mediei ordonatelor spectrului de răspuns elastic pentru (pseudo)-accelerație calculat pe un interval de perioade cu lățimea de 0.4s, iar $\max \overline{PSV}_{0.4s}$ reprezintă valoarea maximă a mediei ordonatelor spectrului de răspuns elastic pentru (pseudo)-viteză calculat pe un interval de perioade cu lățimea de 0.4s. Spectrele elastice de răspuns sunt calculate pentru o amortizare standard de 5%. Spre deosebire de alte definiții ale EPA, care folosesc un interval fix pentru determinarea mediei valorilor spectrale ($\overline{PSA}_{0.4s}$), aceasta este deosebit de atractivă deoarece este independentă de conținutul de frecvențe a accelerogramei.

Tabelul 2.3: Caracteristicile înregistrărilor seismice de la București-Măgurele și Carcaliu

Înregistrare	PGA, m/s ²	PGV, m/s	EPA, m/s ²	EPV, m/s	T _C , s	T _D , s	t _s , s	I _A , m/s
VR86-MAG-EW	1.147	0.163	1.069	0.164	0.97	1.58	16.0	0.183
VR86-CAR-EW	0.696	0.048	0.725	0.036	0.31	1.35	29.6	0.095

Valorile EPA și EPV pentru înregistrările de la București-Măgurele și Carcaliu din 30.08.1986, împreună cu alți câțiva parametri sunt prezentate în Tabelul 2.3. Se pot observa că amplitudinea mișcării seismice (atât PGA cât și PGV) este mult mai mare în cazul înregistrării de la stația București-Măgurele. Cea mai probabilă cauză a acestui fenomen o constituie amplificarea mișcării seismice de către terenul aluvionar slab din acest amplasament (distanțele epicentrale fiind comparabile).

2.3.2 Parametri de conținut de frecvență

Conținutul de frecvență al accelerogramelor este caracterizat în mod uzual prin spectre elastice de răspuns și spectre Fourier.

Spectrul de deplasări (SD) reprezintă valorile maxime ale răspunsului unor sisteme elastice la diferite valori ale perioadei proprii de vibrație și amortizării (5% în mod curent). Spectrele de pseudo-accelerație (PSA) și pseudo-viteză (PSV) sunt folosite pe larg pentru caracterizarea mișcării seismice și sunt deduse din spectrul de deplasări (SD) folosind relațiile (Chopra, 1995):

$$PSV = \frac{2\pi}{T} \cdot SD \quad (2.5)$$

$$PSA = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot SD \quad (2.6)$$

unde T este perioada proprie de vibrație a sistemului cu un grad de libertate dinamică.

În continuare, pentru simplitate, se va omite prefixul "pseudo-" la referirea accelerațiilor și vitezelor spectrale. Accelerația spectrală (PSA) este deosebit de sugestivă pentru ingineri, reprezentând forța statică echivalentă indusă într-o structură elastică cu masa unitară de o mișcare seismică. Viteza spectrală (PSV) își are și ea locul în ingineria seismică, în special pentru că se raportează la energia de deformație maximă indusă în sistem (Chopra, 1995):

$$E_s = \frac{k \cdot SD^2}{2} = \frac{k \cdot (PSV \cdot T / 2\pi)^2}{2} = \frac{m \cdot PSV^2}{2} \quad (2.7)$$

unde E_s este energia maximă de deformație, k – rigiditatea, T – perioada proprie de vibrație, iar m – masa sistemului cu un grad de libertate dinamică.

Majoritatea normelor de proiectare antiseismică actuale utilizează spectre elastice de proiectare, care au la bază delimitarea a trei zone în care accelerația, viteza, respectiv deplasarea spectrală sunt constante. Un astfel de spectru al accelerației, în format Eurocode 8 (2003), este prezentat în Figura 2.17. Accelerația spectrală este constantă pentru $T_B < T < T_C$, viteza pentru $T_C < T < T_D$, iar deplasarea pentru $T > T_D$. Astfel, cele trei perioade de control (de colț) T_B , T_C și T_D pot fi folosite pentru caracterizarea

conținutului de frecvențe a unei înregistrări seismice. Lungu și colab. (2003) au definit în felul următor perioadele de control T_C și T_D :

$$T_C = 2\pi \frac{EPV}{EPA} \quad (2.8)$$

$$T_D = 2\pi \frac{EPD}{EPV} \quad (2.9)$$

unde EPD se definește în mod similar cu EPA :

$$EPD = \frac{\max SD_{0.4s}}{2.5} \quad (2.10)$$

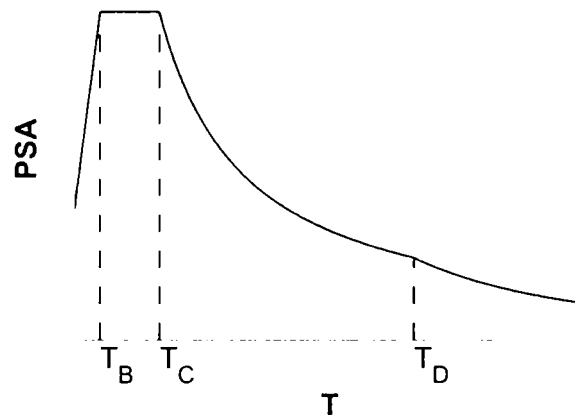


Figura 2.17: Spectru elastic de proiectare în format Eurocode 8.

Spectrele de accelerație și viteză pentru înregistrările de la București-Măgurele și Carcaliu sunt prezentate în Figura 2.18. Se poate observa că mișcarea înregistrată pe terenul moale din București are un conținut mai bogat de frecvențe în domeniul perioadelor intermediare și lungi (accelerații și viteze spectrale mai mari în acest interval). Acest fapt este indicat și de valorile perioadei de colț a celor două înregistrări (0.97 față de 0.31), vezi Tabelul 2.3.

Este de menționat faptul că valorile perioadelor de colț T_C și T_D , calculate conform relațiilor (2.3), (2.4) și (2.8)-(2.10), sunt sensibile într-o oarecare măsură la "densitatea" perioadelor folosite în determinarea spectrului elastic de răspuns. În această lucrare spectrele de răspuns au fost calculate pentru perioade cuprinse între 0.04 și 10 sec, cu un pas constant de 0.02 sec.

Spectrele Fourier se obțin prin aplicarea unei transformate Fourier accelerogramei, ceea ce conduce de la o reprezentare din domeniul timp în domeniul frecvență (Smith, 1999):

$$x_i = \sum_{k=0}^{N/2} C_i \cdot \cos(2\pi k i / N + \theta_i) \quad (2.11)$$

unde x_i este semnalul de indice i (ce ia valori de la 0 la $N-1$); N este numărul de valori în semnal; C_i reprezintă amplitudinea undelor cosinus, iar θ_i - faza lor. O transformată Fourier stabilește o legătură biunivocă între un semnal în domeniul timp (x_i) și în domeniul frecvență (C_i și θ_i).

Densitatea spectrală de putere este în strânsă legătură cu amplitudinile Fourier, și este exprimată prin:

$$PSD_i = C_i^2 \quad (2.12)$$

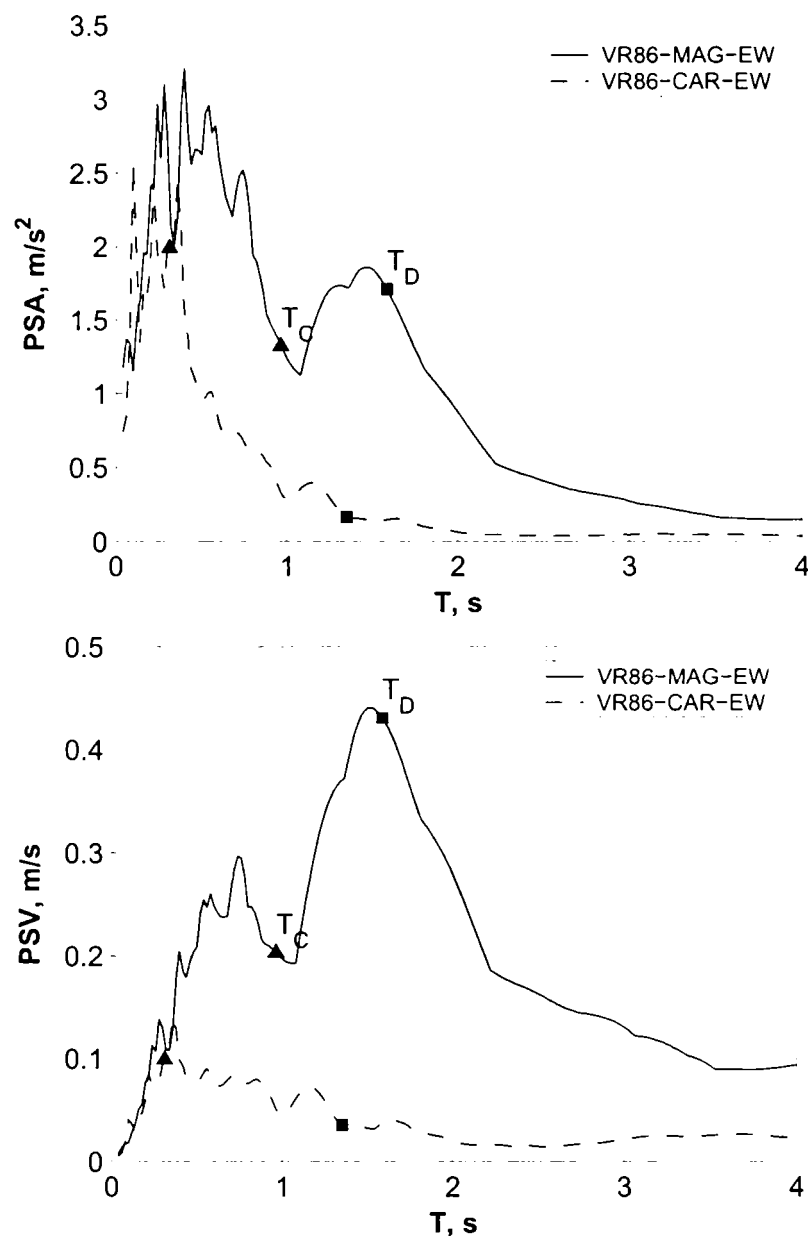


Figura 2.18: Spectrele de pseudo-acelerație și pseudo-viteză pentru înregistrările de la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrâncean din 30.08.1986.

În Figura 2.19 sunt reprezentate graficele densității spectrale de putere (PSD) pentru înregistrările seismice de la București-Măgurele și Carcaliu. Și această reprezentare, ca și cele ale spectrelor elastice de răspuns, denotă un conținut de energie mai mare în domeniul de perioade intermediare și lungi (1-2 sec) la înregistrarea de la București-Măgurele.

Cu toate acestea, este de reținut faptul că densitatea spectrală de putere (și spectrele Fourier) sunt folosite pentru caracterizarea unei înregistrări seismice considerată ca și un proces aleator staționar (un proces al cărui parametri statistici nu variază în timp).

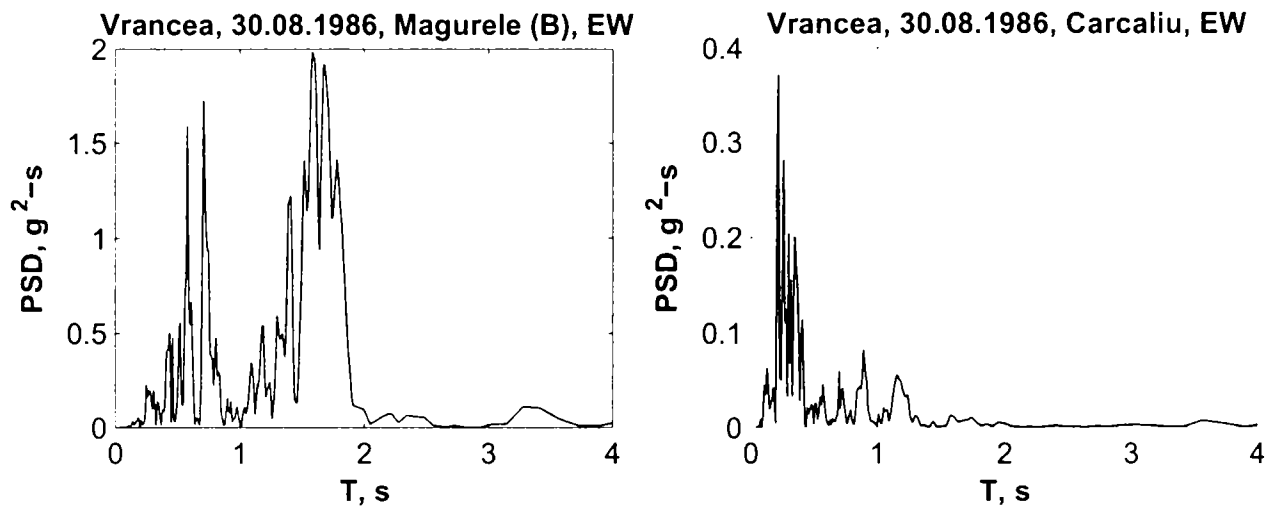


Figura 2.19: Densitatea spectrală de putere pentru înregistrările de la stațiile seismice București-Măgurele și Carcaliu la cutremurul vrancean din 30.08.1986.

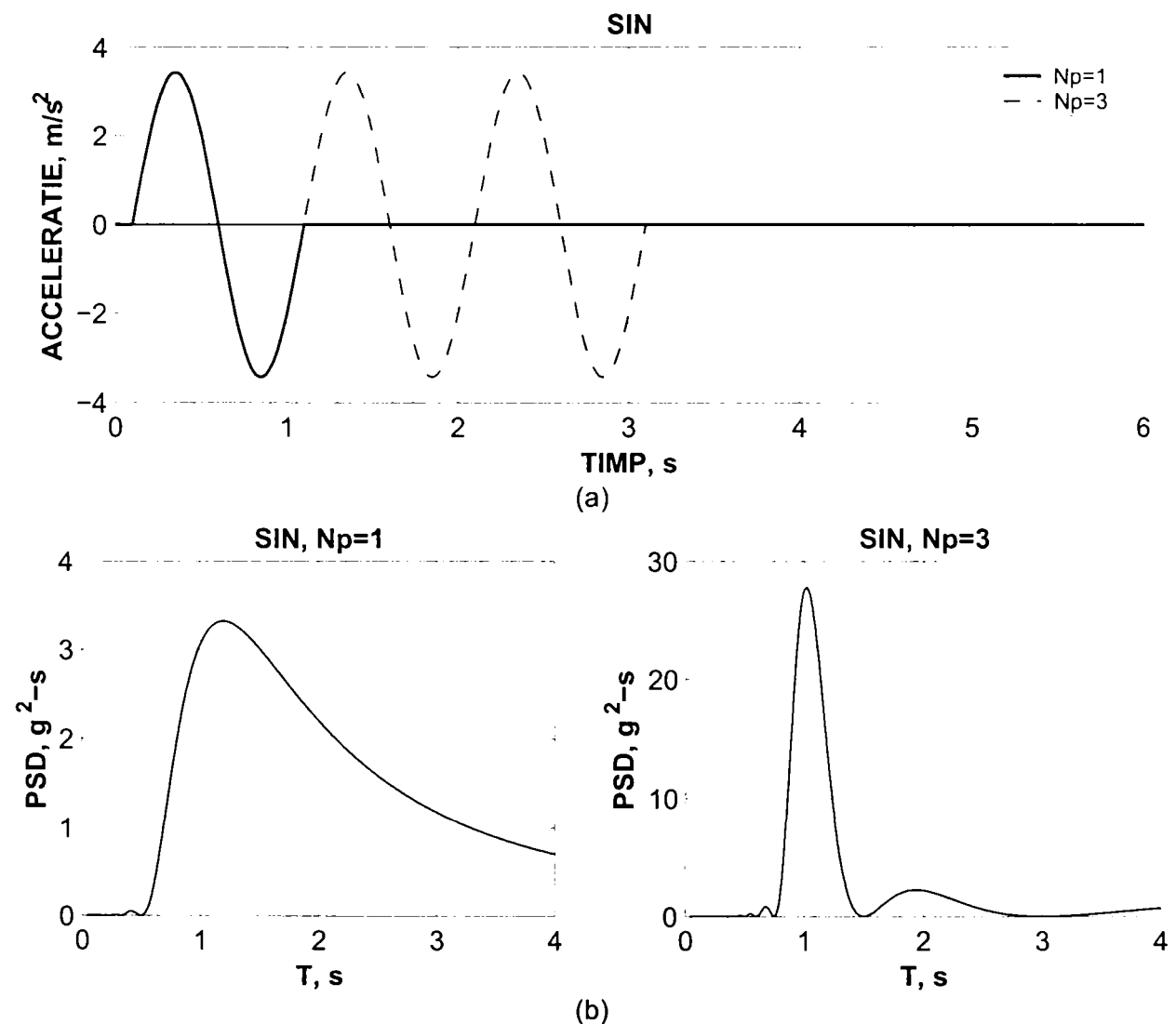


Figura 2.20: Accelerograme sintetice formate din 1 respectiv 3 pulsuri (a) și densitatea spectrală de putere a celor două semnale (b).

O mișcare seismică este un proces aleator nestaționar (Whittaker, n.d.), deoarece amplitudinea unei accelerograme crește în timp la o valoare maximă, rămâne constantă pentru un timp, după care descrește. Din același motiv densitatea spectrală de putere nu reprezintă fidel perioada unor înregistrări tip puls (caracteristice

cutremurelor locale sub efectul directivității înainte). Acest fenomen este exemplificat în Figura 2.20, unde sunt reprezentate două înregistrări sintetice tip sinus cu perioada $T=1$ sec și un număr de 1, respectiv 3 cicluri, cât și densitățile spectrale de putere ale celor două semnale. Se poate observa că alura PSD nu reprezintă fidel perioada mișcării sintetice în cazul mișcării cu un singur puls de accelerație ($Np=1$), totuși, reușește acest lucru în cazul mișcării "mai periodice" ($Np=3$).

2.3.3 Parametri de durată

O deficiență a spectrelor de răspuns o constituie faptul că acestea nu oferă informații asupra duratei unei mișcări seismice. În general, durata unei înregistrări seismice tinde să crească odată cu magnitudinea unui cutremur, fiind în strânsă legătură cu aria suprafeței de rupere (Stewart și colab., 2001). Sunt folosite pe larg două definiții ale duratei mișcării seismice. Prima dintre acestea (introdusă de către Bolt, 1969, în Stewart și colab., 2001), stabilește durata ca și intervalul dintre prima și ultima depășire a unei valori limită (de obicei 0.05 g). Cea de-a doua (denumită durata semnificativă t_s) definește durata prin intervalul de timp în care se disipează o anumită cantitate de energie (5-95% sau 5-75%) și a fost introdusă de Trifunac și Brady, în Whittaker, n.d. Energia unei accelerograme poate fi măsurată prin intensitatea Arias (Arias, 1970, în Stewart și colab., 2001):

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^x a^2(t) dt \quad (2.13)$$

unde $a(t)$ este accelerația terenului, iar g este accelerația gravitațională.

Durata semnificativă t_s și intensitatea Arias I_A a înregistrărilor de la București-Măgurele și Carcaliu sunt prezentate în Tabelul 2.3. Deoarece energia accelerogramei București-Măgurele este concentrată în cele câteva pulsuri de amplitudine mare, pentru această înregistrare a rezultat o durată semnificativă t_s sensibil mai mică decât la accelerograma Carcaliu.

2.4 Răspunsul neliniar al structurii și tipul mișcării seismice

Deplasarea maximă a unui sistem elastic cu un singur grad de libertate dinamică este definită în mod univoc de spectrul elastic de deplasare. Deplasarea maximă a unui sistem inelastic (δ_{in}) poate fi mai mare sau mai mică decât cea corespunzătoare unei comportări elastice a sistemului (δ_{el}) și depinde printre altele de relația forță-deplasare, nivelul forței de curgere F_y față de cea elastică F_{el} , perioada proprie de vibrație a sistemului și tipul de mișcare seismică. În cazul unui sistem elastic-perfect plastic (vezi Figura 2.21) se pot face următoarele notații:

$$R_\mu = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (2.14)$$

$$\mu = \frac{\delta_{in}}{\delta_y} \quad (2.15)$$

unde R_μ este factorul de reducere al forței datorat ductilității, μ este ductilitatea sistemului, δ_y este deplasarea la curgere a sistemului inelastic.

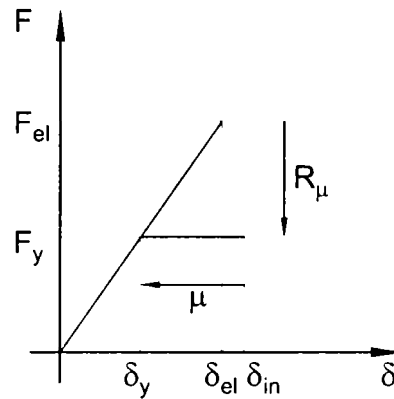


Figura 2.21: Relația forță-deplasare pentru un sistem elastic și unul elastic-perfect plastic (EPP).

Bazându-se pe analiza statistică a unor seisme californiene, Newmark și Hall (1982) au propus binecunoscutele principii de "deplasare egală" ($\delta_{in} = \delta_{el}$, pentru perioade proprii de vibrație $T > T_C$) și "energie egală" ($E_{in} = E_{el}$, pentru perioade în domeniul de accelerație spectrală constantă, ceea ce implică deplasări inelastice mai mari decât cele elastice $\delta_{in} > \delta_{el}$). De aici, folosind definițiile (2.14) și (2.15), și notațiile din Figura 2.21, pot fi stabilite următoarele relații între R_μ și μ :

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}, \text{ pentru } T_B < T < T_C. \quad (2.16)$$

$$R_\mu = \mu, \text{ pentru } T \geq T_C \quad (2.17)$$

În acest studiu perioada de colț T_C a fost stabilită a fi în jur de 0.5 sec, și a fost generalizată pentru mișcări seismice în general.

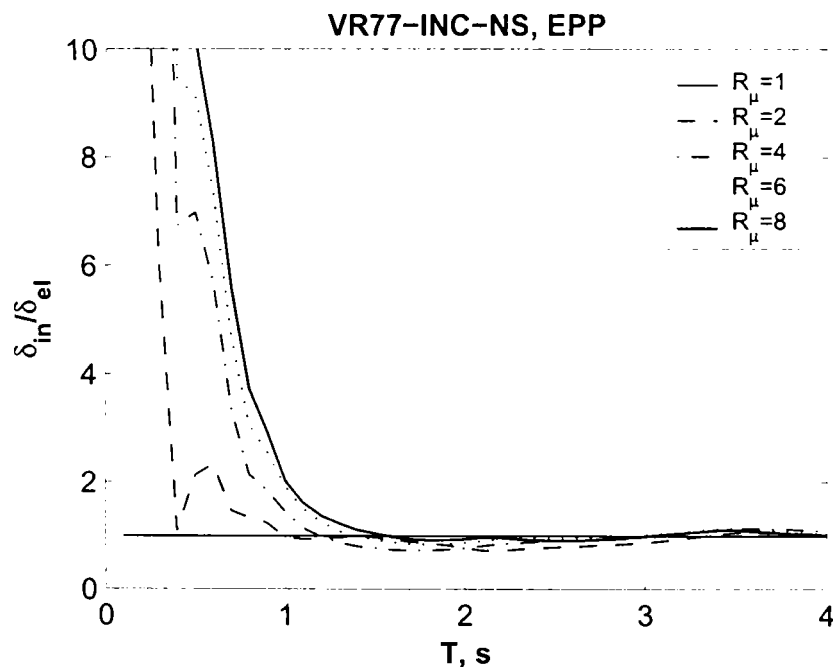


Figura 2.22: Spectre ale raportului de deplasare inelastică δ_{in}/δ_{el} pentru înregistrarea VR77-INC-NS.

Studii ulterioare au recunoscut dependența relației R_{μ} - μ (și implicit a raportului δ_{in}/δ_{el}) de tipul terenului (Miranda, 1993 în Cuesta și colab., 2003), sau, mai generalizat, de perioada de colț T_C a mișcării seismice (Vidic și colab., 1994).

Influența perioadei colț T_C a mișcării seismice asupra raportului δ_{in}/δ_{el} poate fi urmărită în Figura 2.22 pentru cazul componentei NS a înregistrării de la INCERC București a cutremurului vrâncean din 4 martie 1977, care prezintă spectrul rapoartelor δ_{in}/δ_{el} , calculate pentru sisteme cu un singur grad de libertate dinamică și un comportament elastic-perfect plastic, și diferite valori ale factorului de reducere R_{μ} . Se poate observa că deplasarea inelastică este aproximativ egală cu cea elastică pentru perioade mai mari decât perioada de colț ($T_C = 1.42$ sec), dar este mult mai mare decât cea elastică pentru perioade mai mici decât T_C . Zona de tranziție de la $\delta_{in}/\delta_{el} \gg 1$ la $\delta_{in}/\delta_{el} \cong 1$ variază în funcție de R_{μ} , dar se situează în jurul perioadei de colț T_C .

Același fenomen poate fi observat, poate mai sugestiv, prin analiza dinamică incrementală (Vamvatsikos și Cornell, 2002) a câtorva sisteme elastic-perfect plastice de perioade diferite. În acest tip de analiză, se determină răspunsul structurii pentru o serie de intensități ale mișcării seismice. Reprezentarea parametrilor de răspuns (de exemplu deplasarea maximă sau ductilitatea) împreună cu parametrul de intensitate a mișcării seismice (cum ar fi PGA , accelerația spectrală la perioada fundamentală a structurii $PSA(T_1)$, sau multiplicatorul accelerogramei λ) permite o evaluare a comportamentului structurii la nivele crescânde ale mișcării seismice. Procedura standard folosește multiplicatori scalari ai accelerogramei, ceea ce reprezintă o limitare a metodei, deoarece creșterea intensității unei mișcări seismice ar duce nu doar la creșterea amplitudinii, ci și la modificări ale conținutului de frecvențe și ale duratei. Totuși, cel puțin în cazul unor sisteme cu un singur grad de libertate dinamică, aceeași procedură poate fi privită și ca determinarea răspunsului unor structuri cu forțe de curgere F_y din ce în ce mai mici (R_{μ} din ce în ce mai mari), pentru o accelerogramă dată. Astfel, dacă notăm multiplicatorul accelerogramei în pasul i cu $\lambda_i = PGA_i/PGA_y$, unde PGA_i este accelerația maximă a terenului în pasul i , iar PGA_y este accelerația maximă a terenului pentru care structura atinge limita de curgere, se poate arăta că:

$$\lambda_i = \frac{PGA_i}{PGA_y} = \frac{PSA_i}{PSA_y} = \frac{m \cdot PSA_i}{m \cdot PSA_y} = \frac{F_{el,i}}{F_y} = R_{\mu,i} \quad (2.18)$$

unde PSA_i și PSA_y sunt accelerația spectrală în pasul i , respectiv la curgere (proporționale cu PGA într-un sistem elastic), m este masa sistemului, $F_{el,i}$ și F_y sunt forța elastică în sistem la pasul i , respectiv la curgere, iar $R_{\mu,i}$ este factorul de reducere datorat ductilității în pasul i .

Rezultatele unei analize dinamice incrementale pentru înregistrarea VR77-INC-NS și câteva sisteme elastic-perfect plastice cu perioade inițiale diferite sunt prezentate în Figura 2.23. Se poate observa că pentru sisteme cu perioada inițială mai mică decât $T_C=1.42$ sec ($T=0.2, 0.5$ și 1.0 sec), reducerea chiar nesemnificativă a forței de curgere față de forța elastică ($R_{\mu}>1$) duce la o creștere foarte rapidă a cerinței de ductilitate μ , echivalent cu colapsul structurii. Pentru perioade inițiale mai mari decât T_C ($T=1.5$ și 2.0 sec), cerința de ductilitate în sistemul EPP crește mai încet odată cu creșterea R_{μ} , deplasările fiind chiar mai mici decât cele corespunzătoare unui sistem elastic.

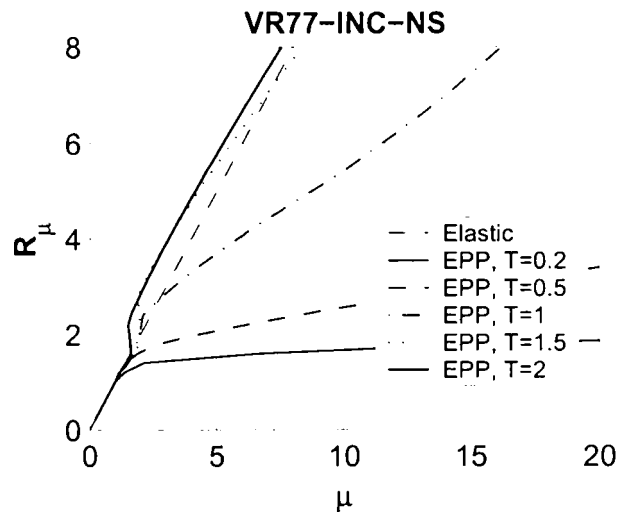


Figura 2.23: Analiza dinamică incrementală pentru sisteme EPP cu perioade proprii de vibrație cuprinse între 0.2 și 2.0 sec, înregistrarea VR77-INC-NS.

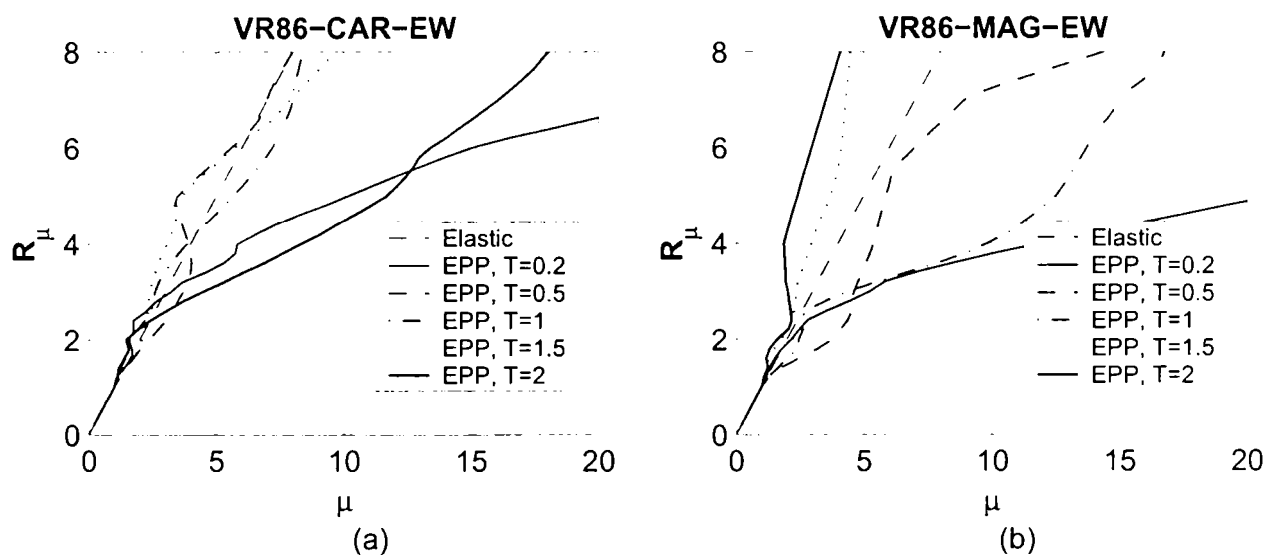


Figura 2.24: Analiza dinamică incrementală pentru sisteme EPP, înregistrările VR86-CAR-EW, $T_c=0.31$ (a) și VR86-MAG-EW, $T_c=0.97$ (b).

Din cauza complexității mișcării seismice, pot apărea abateri de la tendințele descrise mai sus. De exemplu, pentru unele accelerograme pot fi observate creșteri rapide ale ductilității odată cu creșterea factorului de reducere nu numai la perioade mici, ci și la perioade mai mari decât T_c (vezi de exemplu Figura 2.24a, pentru înregistrarea VR86-CAR-EW, descrisă în capitolul 2.3). Aceasta se poate datora faptului că perioada de colț T_c este un parametru relativ simplu, care nu descrie pe deplin conținutul de frecvențe al mișcării seismice. Cu toate acestea, valoarea T_c constituie un parametru important al degradărilor pe care le poate cauza un seism. Valori ridicate ale acestui parametru conduc la cerințe inelastice mult mai mari unor clase de structuri cu perioada fundamentală de vibrație mai mică decât T_c .

Mișcări seismice cu un conținut bogat de frecvențe în domeniul perioadelor de peste 1 sec (respectiv cu $T_c > 1$ sec), pot fi generate de:

- terenurile foarte moi, aluvionare (cum sunt și cele din estul, sudul și centrul Bucureștiului, vezi Lungu și colab., 1997), exemplu relevant fiind înregistrarea de la INCERC București a cutremurului din 4 martie 1977, și

- fenomenul de directivitate înainte, în cazul cutremurelor locale (componenta normală pe falie în cazul faliilor transcurente).

Pentru verificarea acestor afirmații au fost analizate o serie de accelerograme din baza de date europeană (Ambraseys, n.d.), cuprinzând 496 componente orizontale ale unor cutremure cu magnitudini moment cuprinse între 6.5 și 7.8. Dintre acestea au fost selectate accelerogramele cu accelerația efectivă de vârf de minim 0.9m/s^2 , care la rândul lor au fost împărțite în două seturi, funcție de valoarea perioadei de colț T_C . Mișcările seismice din primul set, cu valori ale T_C cuprinse între 0.3 și 0.4 secunde, sunt prezentate în Tabelul 2.4, împreună cu caracteristicile acestora. Toate mișcările din această categorie sunt înregistrate pe rocă sau teren tare. Caracteristicile mișcărilor seismice din cel de-al doilea set, cu perioade de colț T_C cuprinse între 1.1 și 1.7 secunde, sunt prezentate în Tabelul 2.5. Se poate observa că toate înregistrările cu perioadă de colț mare au fost generate fie pe terenuri moi și foarte moi, fie la distanțe relativ mici (sub 35 km) de falie.

Aceste observații indică faptul că mișcările seismice cu perioada de colț T_C de peste 1 secundă (de tipul Vrancea 77), nu sunt cazuri izolate, și pot fi generate fie de terenuri moi, aluvionare (eventual cuplate cu efecte de bazin sau topografice), fie în cazul efectului de directivitate înainte la cutremurele locale.

Fenomenul de directivitate înainte s-a bucurat de o atenție sporită din partea cercetătorilor în ultimul timp (Malhotra, 1999, Alavi, și Krawinkler, 2000, Sasani, și Bertero, 2000), din cauza mișcării seismice caracterizate de "un puls cu perioada lungă al accelerației sau vitezei" și a cerințelor de deplasare/ductilitate ridicate observate pentru acest tip de mișcare seismică. Părerea autorului este că fenomenul care a generat cerințe neobișnuit de mari pentru anumite structuri supuse la acest tip de accelerograme nu este pulsul în sine, ci perioada mare a acestuia, respectiv valoarea mare a perioadei de colț T_C . Mișcările formate din mai multe "pulsuri", posibile în cazul unor terenuri foarte moi sau a efectelor de bazin, nu pot decât escalada efectul unui singur puls.

Se amintește aici că perioada de colț maximă pentru tipurile de teren "standard" (A-E) din norma antisismică europeană Eurocode 8, 2003 este 0.8 secunde, mult sub cele observate în Tabelul 2.5. Pericolul unor mișcări seismice cu T_C de peste 1 secundă îl constituie cerința foarte mare de ductilitate impusă structurilor cu perioada fundamentală de vibrație mai mică decât T_C . În această categorie de structuri ar putea intra de exemplu cadrele metalice necontravântuite de înălțime medie și mică, a căror factori de reducere a forțelor seismice ar putea fi nejustificat de mari pentru mișcări seismice cu perioade de colț T_C mari.

Tabelul 2.4: Caracteristicile setului de mișcări seismice cu $EPA > 0.9 \text{ m/s}^2$ și $0.3 \leq T_C \leq 0.4 \text{ s}$

Cutremur	M_w	Stația	Teren	Distanța epicentrală (km)	Distanța la falie (km)	Compo nenta	PGA, m/s^2	PGV, m/s	EPA, m/s^2	EPV, m/s	T_C , s	T_D , s
Duzce 1 11.12.99	7.2	LDEO Station No. C0375 VO	rocă	23	9	NS	9.019	0.380	8.097	0.400	0.31	0.60
Izmit 17.08.99	7.6	Gebze-Arcelik	teren tare	55	38	NS	2.047	0.096	1.651	0.082	0.31	3.16
Tabas 16.09.78	7.4	Ferdoos	teren tare	100	94	S20E	0.905	0.045	0.919	0.047	0.32	1.98
Strofades 18.11.97	6.6	Zakynthos-OTE Building	teren tare	38	39	230	1.135	0.078	1.128	0.059	0.33	1.35
Izmit 17.08.99	7.6	Cekmece-Kucuk	teren tare	110	94	NS	1.698	0.083	1.801	0.100	0.35	1.67
Izmit 17.08.99	7.6	Goynuk-Devlet Hastanesi	teren tare	73	31	NS	1.347	0.097	1.489	0.084	0.35	2.32
Duzce 1 11.12.99	7.2	LDEO Station No. C1061	teren tare	31	17	EW	1.240	0.088	1.475	0.085	0.36	2.21
Duzce 1 11.12.99	7.2	Mudurnu-Kaymakamlik Binasi	rocă	34	34	NS	1.177	0.064	1.213	0.071	0.37	3.26
Friuli 05.06.76	6.5	Tolmezzo-Diga Ambiesta	rocă	27	6	NS	3.498	0.206	3.013	0.178	0.37	1.04
Montenegro 15.04.79	6.9	Hercegnovi Novi-O.S.D. Pavicic School	rocă	65	29	EW	2.509	0.131	2.166	0.135	0.39	1.11
Tabas 16.09.78	7.4	Tabas	teren tare	52	3	N16W	10.805	0.643	10.181	0.641	0.40	3.52

Tabelul 2.5: Caracteristicile setului de mișcări seismice cu $EPA > 0.9 \text{ m/s}^2$ și $1.1 \leq T_C \leq 1.7 \text{ s}$

Cutremur	M_w	Stația	Teren	Distanța epicentrală (km)	Distanța la falie (km)	Componența	PGA, m/s^2	PGV, m/s	EPA, m/s^2	EPV, m/s	T_C , s	T_D , s
Tabas 16.09.78	7.4	Boshroyeh	teren tare	55	34	N11W	0.853	0.147	0.969	0.176	1.14	3.33
Izmit 17.08.99	7.6	Bursa-Tofa Fabrikasi	teren moale	92	78	EW	0.991	0.155	1.150	0.217	1.18	2.19
Campano Lucano 23.11.80	6.9	Calitri	teren tare	16	13	NS	1.526	0.271	1.786	0.355	1.25	1.41
Izmit 17.08.99	7.6	Izmit-Karayollari Sefligi Muracaati	teren moale	39	29	WE	1.266	0.271	1.365	0.284	1.31	1.82
Campano Lucano 23.11.80	6.9	Bagnoli-Irpino	rocă	23	6	EW	1.776	0.304	1.327	0.287	1.36	1.87
Muntenegru 15.04.79	6.9	Ulcinj-Hotel Olimpic	teren tare	24	9	EW	2.361	0.470	2.192	0.481	1.38	1.69
Manjil 20.06.90	7.4	Abhar	teren moale	98	67	N57E	1.295	0.206	1.456	0.343	1.48	3.47
Erzincan 13.03.92	6.6	Erzincan-Meteorologij Mudurlugu	teren tare	13	1	N189	3.814	1.018	3.373	0.819	1.53	2.18
Izmit 17.08.99	7.6	Yarimca-Petkim	teren moale	20	5	EW	2.395	0.476	2.743	0.714	1.64	3.70
Vrancea 04.03.77	7.5	București-INCERC*	foarte moale	161	115	NS	1.949	0.712	2.373	0.535	1.42	2.02

*digitizarea japoneza din 1978

2.5 Selectarea accelerogramelor

Proiectarea curentă a structurilor în zone seismice se efectuează cu metode elastice de analiză, hazardul seismic fiind definit prin spectre de răspuns ale accelerației, determinate pentru o anumită perioadă de depășire anuală (sau interval mediu de recurență). Răspunsul elastic al unei structuri la acțiunea seismică este complet definit de spectrul de accelerație. În cazul în care este necesară evaluarea răspunsului dinamic al structurii în domeniul plastic, este necesară recurgerea la înregistrări seismice (accelerograme), care definesc complet o mișcare seismică (amplitudine, conținut de frecvențe și durată).

În general, normele de proiectare impun un număr minim de accelerograme care variază între trei și șapte. Astfel, Eurocode 8 (2003) precizează un minim de trei înregistrări seismice, iar FEMA 356 (2000) conține următoarele prevederi:

- în cazul în care se aleg trei accelerograme (minim), se vor folosi valorile maxime ale parametrilor de răspuns (forțe, deplasări, etc.)
- în cazul în care se folosesc șapte sau mai multe accelerograme, se pot folosi valorile medii ale parametrilor de răspuns.

Accelerogramele selectate pentru analiza răspunsului seismic al unei structuri trebuie să caracterizeze în mod adecvat mișcările seismice posibile în amplasamentul dat, reflectând magnitudinea, mecanismul de focar, distanța de la sursă la amplasament, condițiile locale de amplasament, efectele de directivitate, etc. Selectarea unor înregistrări ale cutremurelor cu magnitudine apropiată de cea țintă este importantă, deoarece aceasta afectează puternic conținutul de frecvențe și durata mișcării seismice (Stewart și colab., 2001).

De obicei sunt preferate accelerogramele unor evenimente seismice istorice, dar adeseori astfel de înregistrări lipsesc pentru anumite zone, condiții locale de amplasament, magnitudini, etc. În astfel de cazuri se poate recurge la generarea de accelerograme artificiale, compatibile cu un spectru țintă.

S-a arătat în capitolul 2.4 că răspunsul nelinier al structurilor este afectat în mod considerabil de raportul dintre perioada fundamentală de vibrație a structurii T_1 și perioada de colț a mișcării seismice T_C . Pentru a putea evalua răspunsul dinamic nelinier al unor structuri la mișcări seismice cu valori substanțial diferite ale perioadei de colț, au fost selectate două seturi de mișcări seismice ale cutremurelor vrâncene din 04.03.1977, 30.08.1986 și 30.05.1990.

Tabelul 2.6: Înregistrările seismice vrâncene pentru grupul de accelerograme $T_C=0.5$.

Cutremur	Magnitudinea moment, M_w^*	Stația	Compo nenta	Prescurtare înregistrare
Vrancea, 30.08.1986	7.2	Bacău	NS	VR86-BAC-NS
		Petrești-Focșani	EW	VR86-PET-EW
		Vrâncioaia	EW	VR86-VRA-EW
Vrancea, 30.05.1990	6.9	Bacău	EW	VR90-BAC-EW
		Cernavodă	EW	VR90-CER-EW
		Cernavodă	NS	VR90-CER-NS
		Iași	NS	VR90-IAS-NS

* Ambraseys și colab., (n.d.)

În primul set, notat cu $T_C=0.5$ (vezi Tabelul 2.6), au fost incluse șapte accelerograme, criteriul de selecție al acestora fiind o accelerație efectivă de vârf minimă de 0.9 m/s^2 , și T_C cuprinsă între 0.4 și 0.6 secunde.

Intenția de selectare a celui de-al doilea set, notat cu $T_C=1.4$, a fost de a constitui un grup de șapte accelerograme cu perioada de colț de aproximativ 1.4 secunde și un *EPA* minim de 0.9 m/s^2 din sursa seismică Vrancea, dar nu au existat suficiente înregistrări care să satisfacă acest criteriu. Pentru a remedia această situație, au fost generate mișcări seismice semi-artificiale, conform unei proceduri descrise în continuare.

Punct de pornire a servit programul SIMQKE-1 (Gasparini și Vanmarcke, 1976), folosit pentru generarea de accelerograme artificiale compatibile cu un spectru țintă. Procedura de calcul se bazează pe o relație între ordonatele spectrului de răspuns țintă și amplitudinile Fourier ale mișcării seismice de generat, propusă de Vanmarcke. Accelerograma este sintetizată prin suprapunerea sinusoidelor cu amplitudini determinate ca mai sus și cu faze pseudo-aleatoare, și prin multiplicarea semnalului staționar obținut în acest mod cu o funcție reprezentând variația intensității accelerogramei cu timpul. Programul ajustează apoi ordonatele amplitudinilor Fourier pentru a îmbunătăți concordanța dintre spectrul țintă și cel calculat.

Această procedură a fost modificată pentru a genera accelerograme semi-artificiale, obținute prin modificarea unor accelerograme existente astfel ca spectrul acestora să fie compatibil cu cel țintă. În consecință, programul original SIMQKE-1 a fost modificat în felul următor:

1. Se calculează amplitudinile și fazele Fourier ale accelerogramei originale (înregistrate), printr-o transformată Fourier.
2. Se folosește procedura SIMQKE-1 de ajustare a ordonatelor amplitudinilor Fourier pentru a îmbunătăți concordanța între spectrul țintă și cel calculat, păstrând fazele accelerogramei originale (în loc de faze pseudo-aleatoare).

Tabelul 2.7: Înregistrările seismice vrâncene pentru grupul de accelerograme $T_C=1.4$.

Cutremur	Magnitudinea moment, M_w^*	Stația	Compo- nenta	Prescurtare înregistrare
Vrancea, 04.03.1977	7.5	București - INCERC	NS	VR77-INC-NS
Vrancea, 30.08.1986	7.2	București - EREN	N10W	VR86-ERE-N10W
		București - INCERC	NS	VR86-INC-NS
		București - Măgurele	NS	VR86-MAG-NS
Vrancea, 30.05.1990	6.9	București - Armenească	S3E	VR90-ARM-S3E
		București - INCERC	NS	VR90-INC-NS
		București - Măgurele	NS	VR90-MAG-NS

* Ambraseys și colab., (n.d.)

Pentru a genera mișcările seismice similare cu înregistrarea VR77-INC-NS, au fost selectate șapte înregistrări din București (vezi Tabelul 2.7), orientate aproximativ pe direcția NS, cu *EPA* minim de 0.9 m/s^2 . Prima dintre acestea, VR77-INC-NS a servit drept mișcare țintă, următoarele șase fiind ajustate cu ajutorul versiunii modificate a programului SIMQKE-1 pentru a fi compatibile cu spectrul de răspuns al primei accelerograme (vezi Figura 2.25a). Cu toate că s-a specificat o abatere maximă de 50% a spectrului calculat față de cel țintă, în general cele două spectre au rezultat mult

mai apropiate, din cauza convergenței rapide a algoritmului de ajustare a ordonatelor spectrale. Variația intensității în timp a fost modelată printr-o învelitoare compusă din trei ramuri: un polinom de ordinul doi pentru primele 5 secunde în care intensitatea crește, un palier de 6 secunde, și o funcție exponențială până la atingerea duratei totale de 40 secunde, în care intensitatea scade.

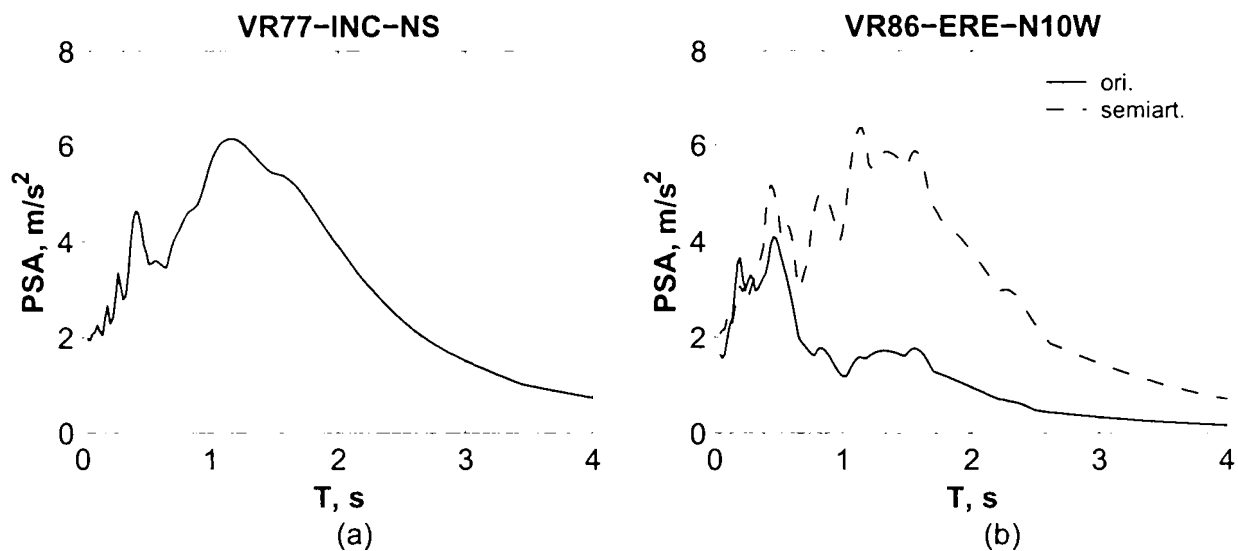


Figura 2.25: Spectrul de accelerație țintă, al înregistrării VR77-INC-NS (a), și modificarea spectrului de accelerație al înregistrării VR86-ERE-N10W de către procedura de generare a mișcării semi-artificiale (b).

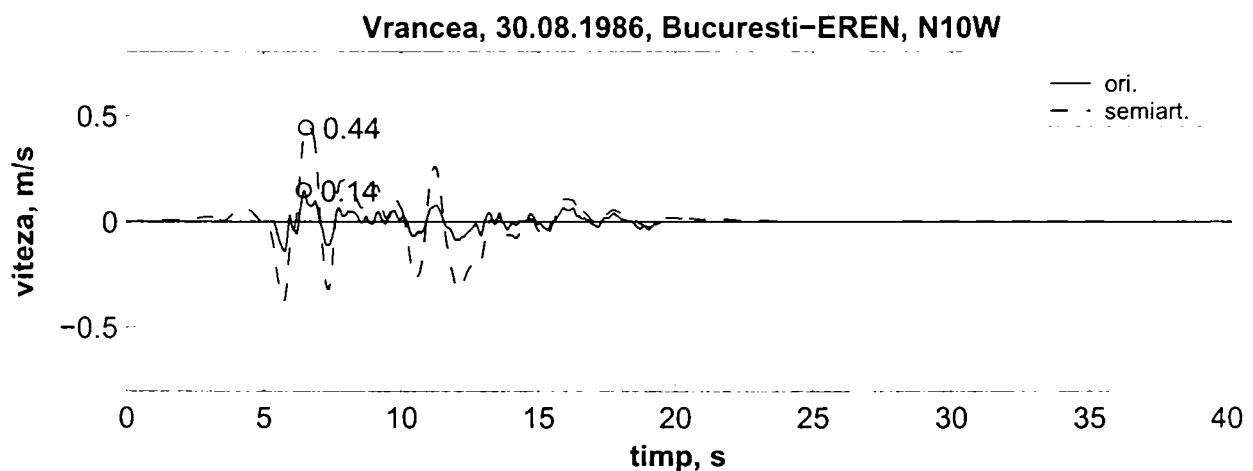


Figura 2.26: Modificarea vitezei înregistrării VR86-ERE-N10W de către procedura de generare a mișcării semi-artificiale.

În Figura 2.25b este prezentat efectul ajustării înregistrării VR86-ERE-N10W asupra spectrului de răspuns al accelerației, iar în Figura 2.26 asupra vitezei terenului. Se poate observa că au fost amplificate amplitudinile Fourier de perioadă de peste 1 secundă, apropiate perioadei predominante a spectrului țintă.

Fiecărui grup de accelerograme i-a fost asociat un spectru de proiectare cu 0.5 probabilitate de depășire în format Eurocode 8, cu perioadele de control și coeficientul de amplificare dinamică (2.5) determinate de Lungu și colab, 2003 pentru condiții specifice de teren mediu din Moldova ($T_B=0.1$, $T_C=0.5$, $T_D=3.0$ sec) și teren moale din București ($T_B=0.15$, $T_C=1.5$, $T_D=2.0$ sec). Mișcările seismice din fiecare grup au fost apoi scalate la spectrul de proiectare corespunzător, pentru a obține aceiași arie sub curba de accelerație spectrală a spectrului de calcul (PSA_{EC8}) și cea a înregistrării i

(PSA_i) în intervalul de la 0.2 la 2.0 secunde. Astfel, pentru înregistrarea i , factorul de scalare este:

$$k_i = \frac{\int_{0.2}^2 PSA_{EC8}(T) dT}{\int_{0.2}^2 PSA_i(T) dT} \quad (2.19)$$

Acest procedeu de scalare a accelerogramelor asigură o micșorare a dispersiei rezultatelor unor analize dinamice neliniare, deoarece uniformizează spectrul de răspuns al accelerogramelor pe un interval larg de perioade.

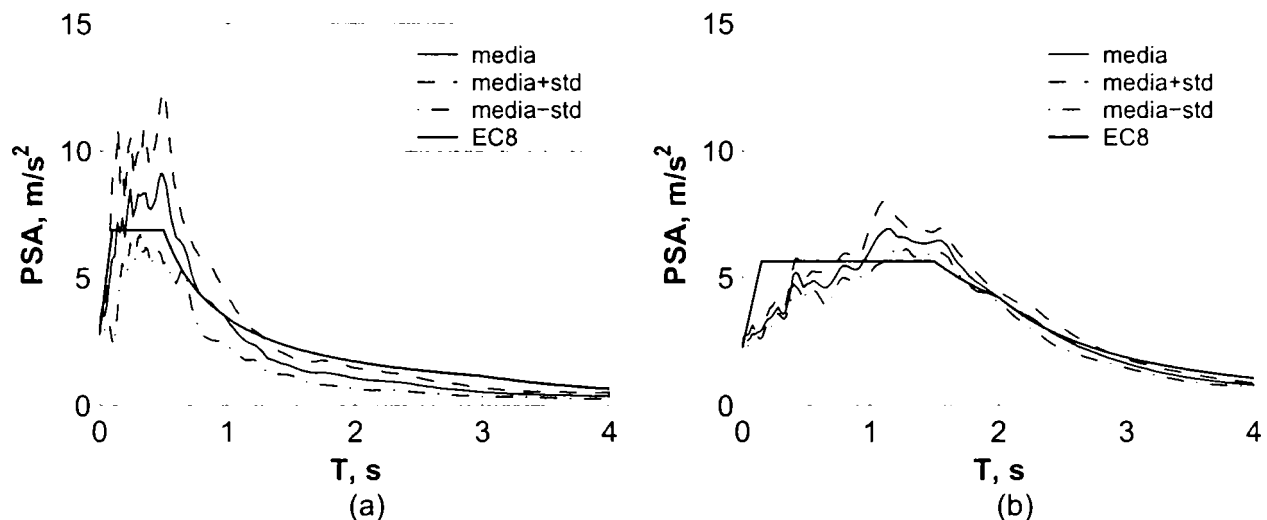


Figura 2.27: Spectrul de accelerație mediu +/- o abatere standard pentru grupul $T_c=0.5$ sec (a), și $T_c=1.4$ sec (b), 5% amortizare.

Spectrele de proiectare țintă, corespunzătoare unor accelerații maxime ale terenului de 2.75m/s^2 și 2.25m/s^2 , pentru grupul $T_c=0.5$, respectiv $T_c=1.4$, împreună cu media plus/minus o abatere medie statistică, sunt prezentate în Figura 2.27. În Anexa I se pot găsi caracteristicile accelerogramelor originale și scalate, precum și grafice ale accelerației, vitezei și spectrelor de accelerație pentru înregistrările considerate.

2.6 Concluzii

Fenomenele complexe care generează și afectează mișcarea seismică, incluzând factorii de sursă, de propagare, de amplasament și de interacțiune teren-structură, variabilitatea și influența reciprocă dintre aceștia, fac prezicerea exactă a unor evenimente seismice viitoare de domeniul imposibilului. Totuși, înțelegerea factorilor care afectează mișcarea seismică, cuplată cu evidențierea caracteristicilor care controlează răspunsul elastic și inelastic al structurilor ingineresti sunt de real folos, ajutându-ne să construim structuri mai sigure pe viitor.

Pe lângă parametrii de amplitudine care sunt folosiți pe larg pentru caracterizarea înregistrărilor seismice, conținutul de frecvențe al accelerogramelor, în relație cu perioada fundamentală de vibrație T a structurii este deosebit de important pentru răspunsul neliniar al structurii. O modalitate simplă de cuantificare a conținutului de frecvențe a unei accelerograme este prin perioada de control/colț T_c . Cerința de ductilitate a unei structuri este în strânsă legătură cu perioada de colț (mai exact cu raportul T/T_c) și cu factorul de reducere a forțelor seismice. Aspectul important al

fenomenului constă în cerințe foarte mari de ductilitate pentru structurile cu perioada mai mică decât perioada de colț (T/T_C subunitar).

Mișcări seismice cu perioada de colț T_C relativ mare (față de valorile întâlnite în majoritatea normelor de proiectare antiseismică) pot fi generate de: (1) terenurile foarte moi (cazul înregistrării București-INCERC a cutremurului Vrancea 1977), eventual cuplate cu efecte de bazin și (2) efectul directivității înainte în cazul unor cutremure locale.

Pentru evaluarea răspunsului dinamic neliniar al unor structuri duale în cadrul acestei lucrări, au fost formate două seturi de înregistrări a câte șapte accelerograme, istorice și semi-artificiale. Cele două seturi corespund sursei seismice Vrancea și unor condiții de teren diferite: teren mediu cu $T_C=0.5$ și teren moale cu $T_C=1.4$ secunde. Accelerogramele au fost asociate unor spectre de proiectare în format Eurocode și scalate la acestea pe un interval larg de perioade (de la 0.2 la 2.0 secunde) pentru reducerea dispersiei unor analize dinamice neliniare.

NORME DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ

3.1 Introducere

Prezentul studiu analizează prevederile unor norme de proiectare antiseismică din Europa, Japonia și SUA. Sunt considerate diverse aspecte ale prevederilor normative, pornind de la determinarea încărcărilor seismice (forța tăietoare de bază) și terminând cu criteriile de proiectare. În acest ultim caz au fost studiate doar clădirile cu structură metalică, cu precădere cadrele metalice necontravântuite. Au fost analizate următoarele normative de proiectare antiseismică:

- *Eurocode 8 – Design provisions for earthquake resistance of structures*. CEN European Committee for Standardisation, octombrie 1994 (**EC8-94**).
- *Norme Francaise. Regles de construction parasismique PS92*. Association Francaise de Normalisation (AFNOR), 1995 (**PS92**).
- Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale. Ministerul lucrărilor publice și administrării teritoriului, aprilie 1992 (**P100-92**).
- *Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions*. International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA (**UBC-97**).
- *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 1997 (**AISC-97**).
- Standard for Limit State Design of Steel Structures (draft). Architectural Institute of Japan, 1990 (**AIJ_{LSD}-90**).
- *Recommendations for Loads on Buildings*. Architectural Institute of Japan, iunie 1993 (**AIJ_L-93**).

Unele dintre norme nu reprezintă ultimele variante, din cauza lipsei traducerilor în engleză (cazul normei japoneze). Pe de altă parte, normele americane sunt cele mai recente, și încorporează o parte din informațiile acumulate în urma seismelor de la Northridge (1994) și Hyogoken-Nanbu (1995). Este de menționat faptul că AISC-97 și AIJ_{LSD}-90 sunt prevederi seismice doar pentru structurile metalice, definiția acțiunii seismice fiind tratată sumar (cazul AIJ_{LSD}-90), sau făcându-se referință la alte norme (cazul AISC-97). Astfel, AIJ_L-93 și UBC-97 sunt într-un fel complementare celor două norme specificate anterior (AIJ_{LSD}-90, respectiv AISC-97).

Toate normele studiate folosesc metoda stărilor limită pentru verificarea siguranței structurilor, utilizând totuși diferite nomenclaturi (LRFD – "metoda factorilor acțiunii și rezistenței" în cazul normelor americane și metoda stărilor limită în celelalte cazuri), dar și diferite formate de verificare. Astfel, Eurocode 8 folosește un format de verificare de ordinul 1, iar normele japoneze un format de verificare de ordinul 2, (Kato, 1995). O comparație directă a normelor este dificilă în această situație, în special pentru că majoritatea lor nu conțin comentarii asupra prevederilor considerate.

3.2 Scopul normelor antiseismice

Este importantă înțelegerea scopului unui standard de proiectare antiseismică pentru a-i urmări în profunzime prevederile. Scopul primar al tuturor normelor în discuție este cel de protejare a vieții. Totuși, modul în care este prezentat acesta, cât și alte scopuri, pot duce la o înțelegere mai adâncă a specificațiilor din cadrul normelor (McIntosh și Pezeshk, 1997).

EC8-94 are ca obiect proiectarea și construcția clădirilor și a construcțiilor civile în zone seismice. Scopul acestuia este de a asigura, în cazul unui eveniment seismic, următoarele:

- protejarea vieților omenești
- limitarea degradărilor construcțiilor
- structurile importante pentru protecția civilă rămân operaționale

Scopul principal al PS92 este de a proteja viața oamenilor, cu o probabilitate mică de colaps structural pentru valori nominale ale acțiunii seismice. Un alt obiectiv important este limitarea pierderilor materiale, dar în același timp sunt admise incursiuni plastice importante pentru materialele structurale. Un număr de clădiri mai puțin importante pot fi ireparabile după un seism nominal. Norma stipulează că obiectivul ei este proiectarea construcțiilor civile la acțiunea unor seisme severe, în regiuni de înaltă seismicitate, pentru a le conferi un comportament global satisfăcător și a proteja viața oamenilor. În același timp se încearcă limitarea pierderilor materiale.

Normativul P100-92 are ca scop limitarea degradărilor precum și preîntâmpinarea cedărilor elementelor structurale și ne-structurale, echipamentelor și sistemelor, pentru:

- a evita pierderile de vieți omenești sau răni
- a preîntâmpina întreruperea activităților și serviciilor esențiale, astfel încât activitățile sociale și economice să poată fi continuate în timpul și imediat după seism
- a evita degradarea și avarierea valorilor culturale și artistice importante
- a evita scurgeri de materiale periculoase (toxice, explozibile, etc.)
- a limita pierderile materiale

UBC-97 este o normă model completă, scopul ei fiind protejarea împotriva cedărilor majore structurale și a pierderii de vieți omenești, și nu de a limita distrugerile sau de a asigura funcțiunea acestora.

Prevederile AISC-97 se declară pentru proiectarea și construcția elementelor structurale și a îmbinărilor din oțel pentru sisteme rezistente la acțiunea seismică, la clădiri pentru care forțele de calcul au fost determinate pe baza unor nivele de disipare a energiei prin incursiuni în domeniul plastic.

AIJ_{LSD}-90 conțin prevederi de proiectare anti-seismică specifice calculului la stări limită a structurilor din oțel. Corpul prevederilor nu conțin obiective declarate explicit.

AIJ_L-93 are ca obiect estimarea încărcărilor pentru construcții obișnuite și structuri similare, sau a părților acestora. Gradul de siguranță și de funcțiune se determină pe baza cerințelor de ordin social și economic.

Atât AISC-97 cât și AIJ_{LSD}-90 sunt dedicate cerințelor de proiectare anti-seismică a structurilor metalice. Intensitatea acțiunii seismice se determină din alte surse. Restul normelor încorporează (sau sunt dedicate) determinării încărcărilor seismice.

După cum s-a menționat anterior, scopul major al acestor norme este de a proteja viața oamenilor. Toate normele admit un oarecare grad de distrugerii ale structurilor sub efectul acțiunii seismice. UBC-97 este cel mai puțin restrictiv în ceea ce privește limitarea distrugerilor. PS92 declară limitarea distrugerilor printre scopurile sale, dar recunoaște în același timp că unele structuri vor ceda sub acțiunea unui seism de calcul. Și EC8-94 declară limitarea distrugerilor, dar reamintește că atingerea scopurilor sale este măsurabilă doar în termeni probabilistici. Limitarea distrugerilor și evitarea cedărilor structurale sunt declarate de către P100-92. Normele japoneze AIJ_L-93 sunt cele mai puțin specifice, referindu-se foarte general la "cerințe de ordin social și economic".

3.3 Metode de analiză

Metodele de analiză statică echivalentă, modală și dinamică neliniară ("time-history") sunt prezente în toate normele, cu excepția AIJ_{LSD}-90, care specifică doar metoda statică echivalentă. PS92 nu menționează analiza dinamică neliniară, iar EC8-94 permite încă două metode, folosind spectrul de putere și analiza în domeniul de frecvență, fără a le descrie. P100-92 specifică metodele dinamică elastică și neliniară, cât și cea statică neliniară (de tip "pushover"), pe lângă cele uzuale.

Alegerea tipului de analiză depinde în general de regularitatea structurii, posibilitatea de a neglija influența modurilor superioare de vibrație, și uneori importanța clădirii. Metoda implicită de analiză este cea statică echivalentă pentru UBC-97 și AIJ_{LSD}-90 și cea modală pentru EC8-94, PS92, P100-92 și AIJ_L-93. Normele americane impun calculul anumitor structuri prin metode dinamice, incluzând aici metoda modală și cea dinamică liniară. Singura normă care impune o analiză dinamică neliniară pe lângă cea modală este AIJ_L-93, cu toate că nu sunt prezentate caracteristicile acestui tip de analiză, cum ar fi alegerea accelerogramelor, cerințe de modelare și de interpretare a rezultatelor. Unele prevederi de acest gen sunt prezente în EC8-94 și în UBC-97.

EC8-94 alege metoda simplificată de analiză pentru structurile regulate în plan și pe înălțime, cu o limitare a perioadei proprii de vibrație. PS92 cere o regularitate structurală și posibilitatea de a reduce modelul structurii la o consolă cu mai multe grade de libertate. Zona seismică, înălțimea și regularitatea structurală sunt principalii parametri care permit folosirea metodei statice echivalente în UBC-97. Metoda statică echivalentă este singura acoperită în AIJ_{LSD}-90. Alegerea metodei de analiză în AIJ_L-93 este guvernată de regularitatea structurală, categoria de importanță a structurii, sistemul structural, și necesitatea de a considera componenta verticală a mișcării seismice. Neregularitatea și înălțimea structurii sunt factorii care recomandă o analiză statică sau dinamică neliniară în P100-92.

O caracteristică specifică a prevederilor japoneze este că analiza structurală la starea limită ultimă este efectuată printr-un calcul plastic pentru anumite tipuri de structuri.

3.4 Forțe seismice echivalente

Metoda implicită de analiză în UBC-97 și AIJ_{LS}D-90 este cea statică echivalentă, EC8-94 și PS92 se reduc și ele ușor la această metodă. Numai AIJ_L-93 și P100-92 au metoda spectrală ca metodă implicită. Ca urmare în acest studiu s-a folosit metoda statică echivalentă pentru compararea formulărilor diferitelor norme, cu excepția normelor AIJ_L-93 și P100-92, unde s-a folosit analiza modală.

În general sunt folosite două metode pentru determinarea forțelor seismice echivalente pe structură:

- metoda directă, în care forțele sunt determinate direct pentru fiecare nivel (fiecare grad de libertate), și
- metoda indirectă, atunci când se determină mai întâi forța tăietoare de bază, care este distribuită apoi pe nivelele (gradele de libertate) ale structurii.

Determinarea forțelor seismice echivalente este prezentată într-un mod imperativ în majoritatea normelor anti-seismice. Principiile folosite de către autorii normelor la întocmirea acestora sunt prezentate foarte sumar sau nu sunt prezentate deloc. De asemenea, numărul mare de formulări și concepte din diferite norme face comparația dificilă. De multe ori aspecte diferite ale problemei sunt prezentate prin coeficienți similari. Din aceste considerente, accesul la bazele teoretice ale normelor ar fi binevenită, dar de cele mai multe ori nu este posibilă.

În cazul analizei statice echivalente, forța seismică de bază F_{tot} se calculează, în cele mai multe norme conform, următoarei forme generale (Paulay și colab., 1997):

$$F_{tot} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \alpha_0 \cdot M \quad (3.1)$$

unde coeficienții au următoarea semnificație:

- α_1 : *Coeficientul zonei seismice*. Majoritatea țărilor sunt împărțite în zone seismice, caracterizate de coeficienți specifici. Multiplicând acest coeficient cu valoarea de bază a accelerației terenului, se obține accelerația maximă de proiectare a amplasamentului.
- α_2 : *Coeficientul dinamic* ține cont de faptul că răspunsul structurii este de obicei mai mare decât excitația la bază. El depinde de perioada de vibrație a structurii și de forma generală a spectrului de răspuns.
- α_3 : *Coeficientul terenului de fundare*. Terenul poate fi implicat într-o mișcare de oscilație independentă, astfel încât amplitudinile și frecvențele de la baza structurii sunt substanțial diferite de cele de la roca de bază. De aceea, accelerația la baza structurii va fi afectată de un coeficient al terenului de fundare, care depinde de caracteristicile dinamice ale terenului (rigiditate, grosimea straturilor, perioada de vibrare a straturilor de teren) și perioada de vibrare a structurii.
- α_4 : *Coeficientul de amortizare* ține cont de diferența dintre coeficientul de amortizare al structurii și cel folosit la determinarea spectrului și care este de obicei egal cu 5% din amortizarea critică.
- α_5 : *Coeficientul de reducere a acțiunii seismice*. Un comportament ductil al structurii are ca efect o reducere a forțelor seismice echivalente. În unele norme este folosit inversul acestui coeficient ($1/\alpha_5$).
- α_6 : *Factorul de risc*. O estimare medie a degradărilor sugerează căi de reducere a costului total (inițial plus cel de reparație). Atunci când degradările estimate sunt

excesive, forța seismică echivalentă este amplificată prin factorul de risc, amplificând perioada de revenire a seismului de calcul.

- α_7 : *Factorul de importanță*. Este folosit pentru amplificarea forțelor seismice pentru construcțiile a căror integritate este vitală în timpul seismelor. Ținând cont de faptul că factorul de risc are același efect ca cel de importanță, acești doi factori sunt adesea considerați printr-un singur coeficient.
- α_0 : *Accelerația terenului* este considerată valoare de referință a accelerației terenului la roca de bază.
- M : *Masa clădirii* corespunde încărcărilor permanente și a unei fracțiuni din cele variabile.

Coeficienții de mai sus se pot suprapune parțial sau total, alții sunt înglobați în coeficienți unici, funcție de procedeul de calcul, respectiv de normă. Este important de menționat faptul că folosind unii din coeficienții definiți mai sus (cum ar fi cei de risc și importanță) se modifică perioada de revenire a seismului de calcul, fără ca acest fapt să fie evident.

Majoritatea coeficienților folosiți la evaluarea forțelor seismice echivalente sunt valabili și pentru analizele modale sau dinamice neliniare. O sinteză a procedurilor de calcul a forței seismice echivalente și a coeficienților $\alpha_0 - \alpha_7$ este prezentată în Tabelul 3.3. Următoare aspecte de calcul anti-seismic au fost considerate în lucrare:

- Spectrele de răspuns, ca și caracteristici ale mișcării seismice
- Formularea forțelor seismice laterale, direct sau prin spectrul de răspuns
- Coeficienții $\alpha_0 - \alpha_7$ definiți mai sus
- Perioada de revenire a seismului de calcul
- Legi empirice pentru determinarea perioadei proprii de vibrație pentru analiza simplificată
- Efectele amplificării topografice, în cazul în care sunt prezente
- Efectele de torsiune de care urmează să se țină seama la analiza simplificată
- Evaluarea deplasărilor inelastice sub acțiunea seismului de proiectare
- Componenta verticală a acțiunii seismice
- Modul în care se ține cont de efectele de ordinul doi ($P-\Delta$)
- Combinarea componentelor orizontale și verticale a mișcării seismice
- Determinarea masei seismice
- Combinația de încărcări folosite în gruparea seismică

3.4.1 Accelerația terenului

Seismicitatea țărilor în care sunt aplicate normele în discuție este diferită, de aceea este de așteptat ca accelerația maximă a terenului să varieze substanțial de la o normă la alta. În același timp, normele nu adoptă aceeași perioadă de revenire a cutremurului de referință și nici formatul de verificare, de unde rezultă definiții diferite ale valorilor caracteristice ale acțiunii seismice.

EC8-94 introduce un concept relativ nou de accelerație efectivă de vârf (EPA) în loc de accelerație maximă a terenului (PGA) pentru a caracteriza acțiunea seismică, dar recunoaște că nu există definiții și tehnici unice pentru determinarea acesteia. EPA reprezintă o încercare de a compensa incapacitatea unui singur maxim al accelerației (PGA) să descrie potențialul de distrugere a unei accelerograme. În plus față de zona

seismică și perioada de revenire, PS92 stabilește accelerația maximă a terenului a_N și în funcție de clasa de risc a construcției proiectate. P100-92 consideră perioade de recurență a cutremurului de proiectare diferite pentru sursa Vrancea (50 ani) și pentru celelalte surse (100 ani).

Tabelul 3.1: Comparația între valorile maxime ale accelerației de vârf a terenului.

	EC8-94	PS92	P100-92	UBC-97	AIJ _{LSD} -90	AIJ _L -93
accelerația maximă a terenului, PGA	0.35 g	≈0.36 g	0.32 g	0.4 g	0.2 g	0.29 g (0.18 g)
perioada de revenire	475 ani	nu se specifică	50 (100) ani	475 ani	50 ani	100 ani
coeficientul parțial de siguranță pentru acțiunea seismică (SLU)	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	2.6
accelerația maximă afectată de coeficientul parțial de siguranță	0.35 g	0.36 g	0.32 g	0.4 g	0.4 g	0.75 g (0.48 g)

* Clasa "B" de construcții – risc curent

Pentru a elimina influența factorilor parțiali de siguranță (care variază între 1.0 și 2.6) și a perioadelor de revenire (variind între 50 și 475 ani), accelerația maximă a terenului a fost multiplicată cu factorii parțiali de siguranță pentru gruparea seismică. Accelerațiile maxime ale terenului specificate în norme pentru amplasamentul de referință (de obicei rocă) și pentru perioada de revenire de referință sunt prezentate în Tabelul 3.1.

Se poate observa că valorile accelerației maxime a terenului, afectate de factorul parțial de siguranță, au mărimi apropiate, cu excepția AIJ_L-93, la care accelerația scalată este de aproape două ori mai mare decât la norma japoneză mai veche AIJ_{LSD}-90 (spectrele acestei norme se pare că sunt identice cu cele din Legea Japoneză Standard pentru Construcții - BSL). În același timp, într-un comentariu al AIJ_L-93 se specifică o valoare a accelerației de 1.8 m/s² atunci când se compară coeficienții seismici din această normă cu cei din BSL (0.2 g). Din cauza lipsei de informații mai detaliate cu privire la zonarea seismică a Japoniei, cât și a modului de calcul al coeficienților parțiali de siguranță, această din urmă valoare, de 1.8 m/s² (0.48 g când este multiplicată cu coeficientul parțial de siguranță), a fost adoptată pentru comparația forțelor tăietoare de bază din norme.

3.4.2 Coeficientul de amplificare dinamică

Acest coeficient este uneori considerat împreună cu factorul de teren, și nu poate fi separat de acesta, dar de regulă este același în toate normele, cu o valoare implicită de 2.5.

3.4.3 Factorul de teren

EC8-94 și PS92 clasifică tipurile de amplasament funcție de descrierile geotehnice și grosimea straturilor de teren. Grosimea straturilor de teren nu este folosită atât de extensiv în UBC-97, iar AIJ_{LSD}-90 și AIJ_L-93 oferă doar descrieri generice ale tipurilor de teren. EC8-94 și UBC-97 folosesc în plus și viteza undelor de forfecare pentru

delimitarea tipurilor de teren. Influența profilului terenului asupra spectrului de răspuns de calcul poate fi asociată cu câteva fenomene: extinderea platoului de accelerație spectrală maximă, modificarea accelerației maxime a terenului și a coeficienților de amplificare pentru domeniul de accelerație spectrală constantă. Primul aspect este tratat în mod uniform de norme: pentru terenurile mai slabe platoul este extins în domeniul perioadelor lungi. În schimb cel de-al doilea aspect este tratat diferit: EC8-94 și PS92 specifică accelerații maxime și coeficienți de amplificare reduși pentru terenurile slabe, AIJ_{LSD}-90 păstrează constant acești parametri, iar UBC-97 (cu excepția tipului de teren S_E) și AIJ_L-93 specifică parametri sporți pentru terenurile mai slabe. EC8-94 prevede factori de modificare a accelerației spectrale între 0.9 și 1, PS92 - între 0.8 și 1.0, UBC-97 - între 0.8 și 1.1 (pentru $Z=0.4$), iar AIJ_L-93 - între 1 și 1.2. Spre deosebire de celelalte norme, factorii de amplificare din UBC-97 depind nu numai de tipul terenului, ci și de zona seismică (Kircher, 1998), reflectând cel mai fidel dependența perioadei de colț și a factorilor de amplificare de intensitatea mișcării seismice.

Tabelul 3.2: Clase de teren de referință și descrierea acestora.

Norma	Tip teren	Descriere teren
EC8-94	A	- rocă sau alte formațiuni geologice caracterizate de o viteză a undelor de forfecare v_s de cel puțin 800 m/s, cu cel mult 5 m de material mai slab la suprafață - Depuneri rigide de nisip, pietriș sau argilă supraconsolidate, de cel puțin câteva zeci de metri grosime, caracterizate de o creștere treptată a caracteristicilor mecanice cu adâncimea și valori ale v_s de cel puțin 400 m/s la o adâncime de 10 m
PS92	S0	- rocă (teren de referință) - teren cu rezistență bună și foarte bună cu o adâncime de cel mult 15 m
P100-92	$T_C=0.7$	nu există
UBC-97	SB	rocă, caracterizată de o viteză a undelor e forfecare v_s de 760 la 1500 m/s
AIJ _{LSD} -90	tip 1	teren tare
AIJ _L -93	tip I	teren de referință (tare)

Un caz aparte îl constituie P100-92, care nu specifică parametri care să țină cont de tipul terenului, dar care specifică caracteristicile dependente de amplasament (perioada de colț) pe o hartă de zonare seismică. În același timp, valoarea maximă a perioadei de colț T_C din normativul românesc este mult mai mare decât în celelalte norme. Tabelul 3.2 prezintă clasele echivalente ale terenului de referință din normele studiate și descrierile acestora, lipsa acestuia fiind înlocuită cu terenul "tare".

3.4.4 Factorul de amortizare

EC8-94, PS92 și AIJ_L-93 iau în considerare amortizarea diferită de 5% prin diverse expresii analitice, iar UBC-97, P100-92 și AIJ_{LSD}-90 nu oferă metode în acest sens.

3.4.5 Factorul de reducere

Toate normele acceptă răspunsul inelastic al structurilor la acțiunea seismică de calcul, pentru disiparea energiei seismice, prin considerarea factorului de reducere a forțelor seismice (factorul de comportare).

Aspectul dependenței de perioada de vibrație este de obicei încorporat în spectrul de răspuns. Factorul de reducere propriu-zis este specificat direct în norme funcție de tipul materialului folosit, tipul structurii, capacitatea de redistribuție a eforturilor și capacitatea de deformare plastică a elementelor. Factorul de reducere poate fi împărțit în trei componente, caracterizând:

- ductilitatea sistemului structural
- suprarezistența
- redundanța

Definiția suprarezistenței este deseori ambiguă, ultimii doi termeni fiind adeseori comasați într-unul singur. UBC-97 este singura normă care definește explicit factorul de suprarezistență. EC8-94 definește factorul de reducere a forțelor seismice q astfel:

$$q = q_{min} \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (3.2)$$

unde q_{min} este valoarea minimă asociată cu performanța structurii (ductilitatea sistemului); α_1 – multiplicatorul forțelor seismice orizontale corespunzător formării primei articulații plastice în structură; α_u – multiplicatorul forțelor seismice orizontale corespunzător formării unui număr suficient de articulații plastice pentru dezvoltarea instabilității structurii. Cu toate acestea, raportul α_u/α_1 nu este definit explicit ca și factor de suprarezistență sau redundanță. Aceiași procedură este folosită de PS92, dar factorul α_u/α_1 este denumit ca factor de redundanță.

P100-92 definește un singur parametru pentru reducerea forțelor seismice ψ . Pentru cazul structurilor cu concentrări nefavorabile de eforturi, sau atunci când capacitatea de deformare plastică nu este asigurată, eforturile rezultate din analiză se majorează cu un factor de 1.5 – 3.0.

Normele americane specifică atât factorii de redundanță, cât și cei de suprarezistență. Factorul de comportare este dat prin coeficientul R , care reprezintă suprarezistența inerentă sistemului și ductilitatea globală a structurii. Se specifică faptul că valorile coeficientului R reprezintă maxime. Acest coeficient se va reduce în două cazuri. În primul rând, atunci când structura nu posedă suficientă redundanță la acțiunea forțelor laterale, acesta se va reduce cu coeficientul de redundanță/fiabilitate ρ . În al doilea rând, pentru combinația seismică specială, ca o măsură de a proteja elementele care pot ceda într-o manieră fragilă (stâlpi, îmbinările de continuitate la stâlpi) sau pentru protejarea împotriva răsturnării structurii, se folosește coeficientul de suprarezistență Ω_0 .

Norma japoneză AIJ_{LSD}-90 definește un singur factor de reducere D_S . Totuși, fenomenul de suprarezistență/redundanță este considerat în mod implicit atunci când este efectuată analiza plastică pentru anumite tipuri de structuri (cadre tip S-I și S-II).

3.4.6 Factorul de risc/importanță

Nici una dintre normele considerate nu fac distincție între factorii de risc și cei de importanță. PS92 încorporează factorul de risc/importanță în valoarea accelerației nominale a terenului. AIJ_{LSD}-90 nu specifică nici o clasificare a structurilor din punctul

de vedere al riscului/importanței, după cum nu o face nici AIJL-93, dar aceasta din urmă cere "un echilibru între siguranță și economie".

3.4.7 Spectrele de răspuns

Într-un fel sau altul, toate normele definesc acțiunea seismică printr-un spectru de răspuns al accelerației, pentru 5% amortizare vâscoasă (valoare care nu este specificată în P100-92 și AIJLSD-90). Expresiile analitice folosite pentru definirea spectrelor sunt diferite, dar forma curbelor este în mare aceeași, cu toate că mult simplificată în P100-92. Unele norme fac distincție între spectrul elastic ce caracterizează mișcarea seismică pe amplasamentul de referință, și spectrul de calcul. În general, spectrul de răspuns de calcul este modificat față de cel elastic pentru a ține cont de comportarea inelastică a structurilor cu mai multe grade de libertate față de cea a sistemului elastic cu un grad de libertate folosit la determinarea spectrului elastic. Două aspecte sunt de menționat aici. În primul rând, spectrele de calcul țin cont de faptul că în domeniul perioadelor scurte beneficiile aduse de deformațiile inelastice nu pot fi utilizate, ceea ce este echivalent cu valori reduse ale factorului de comportament. În al doilea rând, pentru structurile înalte și complexe, crește numărul modurilor de vibrație care pot duce la cedări locale severe. Deoarece aceste structuri sunt predispuse la concentrări ale cerințelor de ductilitate în zone izolate ale structurii, și sunt mai sensibile la efectele de ordinul doi, normele adoptă în general valori mai conservatoare ale ordonatelor spectrale în domeniul perioadelor lungi (Mazzolani și Piluso, 1996).

EC8-94 definește două spectre: unul elastic ($S_e(T)$ - format din patru ramuri) și cel de calcul ($S_d(T)$ - de asemenea patru ramuri), vezi Figura 3.1. Spectrul elastic este de risc uniform cu o probabilitate de depășire de 50% pentru toate perioadele și caracterizează acțiunea seismică în amplasamentul considerat. În cazul în care sunt folosite accelerograme sintetice, acestea vor fi generate pe baza spectrului elastic. Pentru proiectare se folosește un spectru de calcul, care încorporează factorul de comportare q . Se ține cont de reducerea factorului de comportare pentru perioadele scurte ($T < T_B$) și ordonate spectrale amplificate în domeniul perioadelor lungi (parametrii k_{d1} și k_{d2}). Se mai specifică o valoare minimă a accelerației spectrale pentru spectrul de calcul.

PS92 definește două spectre; cel elastic ($R(T)$ - format din 4 ramuri) și cel de calcul ($R_D(T)$ - format din 3 ramuri), vezi Figura 3.2. Spectrul elastic este folosit doar pentru cazul unor analize multi-modale complete a unor structuri proiectate să răspundă elastic la seismul de calcul. Analiza simplificată și cea multi-modală, care ține cont de răspunsul inelastic al structurii, se bazează pe spectrul de calcul, care are ordonate amplificate față de spectrul elastic în domeniu perioadelor scurte și lungi. Aceste modificări au intenția să țină cont într-o manieră simplificată de răspunsul inelastic al structurii. Factorul de comportare q nu face parte din spectrul de proiectare, dar forțele de calcul urmează să fie reduse cu acest factor.

P100-92 definește un singur spectru - cel de calcul. Este compus din trei ramuri liniare, forma spectrului fiind mult simplificată față de celelalte normative. Este unul din cele mai conservatoare spectre în domeniul perioadelor lungi, din cauza unei valori a perioadei de colț T_C mult peste prevederile altor norme (până la 1.5 secunde). Aceasta

se datorează caracteristicilor mișcării seismice vrâncene cuplate cu cele ale terenurilor foarte moi din București, care au generat mișcări seismice cu un conținut bogat de frecvențe în domeniul perioadelor lungi, în special la cutremurele din 1977 și 1986. Spectrele elastice și cele de calcul din P100-92 sunt prezentate în Figura 3.3.

UBC-97 are un spectru elastic S_A definit de trei ramuri. Acest spectru se va folosi pentru analizele dinamice (multi-modale). Spectrul de calcul pentru analiza statică echivalentă (două ramuri) este afectat de factorul de comportare R . Și acesta presupune un platou constant în domeniul perioadelor scurte și o limitare a accelerației spectrale minime în domeniul perioadelor lungi (vezi Figura 3.4).

AIJ_{LSD}-90 definește un singur spectru – cel de proiectare (3 ramuri). Acesta nu conține factorul de comportare, și nici o limitare a accelerațiilor spectrale minime. Accelerația spectrală în domeniul perioadelor scurte este considerată egală cu accelerația spectrală maximă din domeniul perioadelor medii. Forțele de calcul pot fi reduse cu factorul de comportare după deducerea acestora din analiza structurală. Spectrele corespunzătoare AIJ_{LSD}-90 sunt prezentate în Figura 3.5.

AIJ_L-93 specifică de asemenea un singur spectru elastic $S_A(T)$ compus din trei ramuri. Forțele de calcul vor fi afectate de factorul de comportare după superpoziția modală completă. O trăsătură caracteristică a acestei norme este încorporarea unor factori de conversie a perioadei de revenire în spectru, ceea ce permite o considerare directă a seismelor de proiectare cu perioadă de revenire diferită. Spectrele elastice și cele de calcul pentru AIJ_L-93 sunt prezentate în Figura 3.6.

O comparație a spectrelor elastice și a celor corespunzătoare de proiectare, pentru valoarea maximă a accelerației terenului prezentă în norme și a tipului de teren de referință (Tabelul 3.2), se prezintă în Figura 3.7. Spectrele sunt scalate cu coeficienții parțiali de siguranță pentru gruparea seismică (Tabelul 3.1), și factorul de comportare unde acesta nu este încorporat direct în spectru. Se poate observa că spectrele japoneze prezintă accelerațiile spectrale cele mai ridicate pe palierul de accelerație ($T < T_C$). În schimb, spectrul din normativul românesc rezultă în accelerații spectrale mai mari pentru perioade mai mari decât perioada de colț, afectând proiectarea structurilor cu perioada fundamentală de vibrație în această zonă.

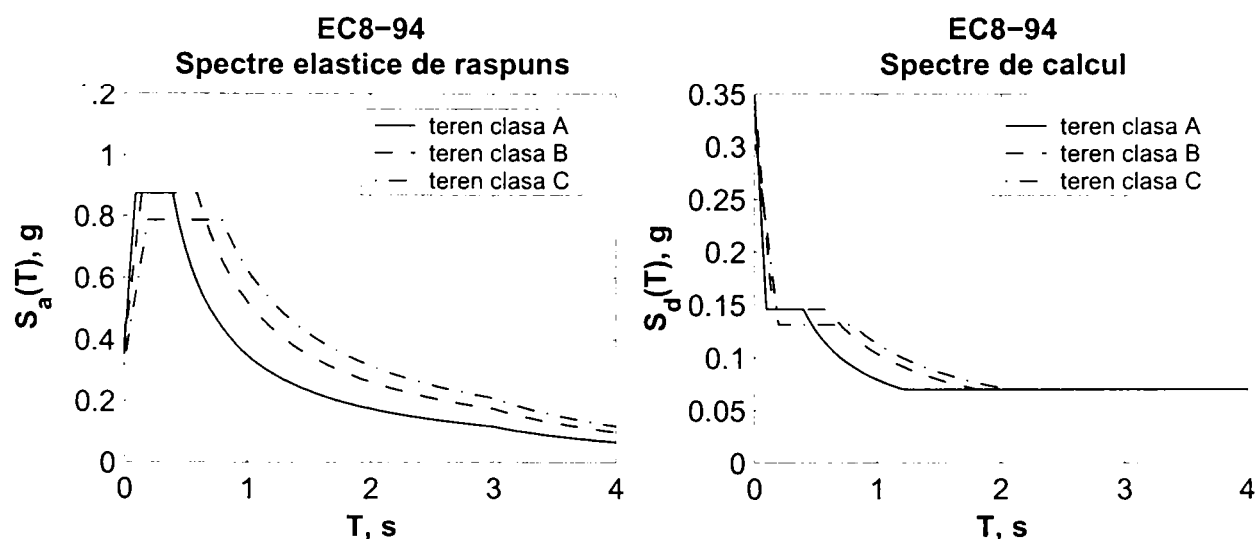
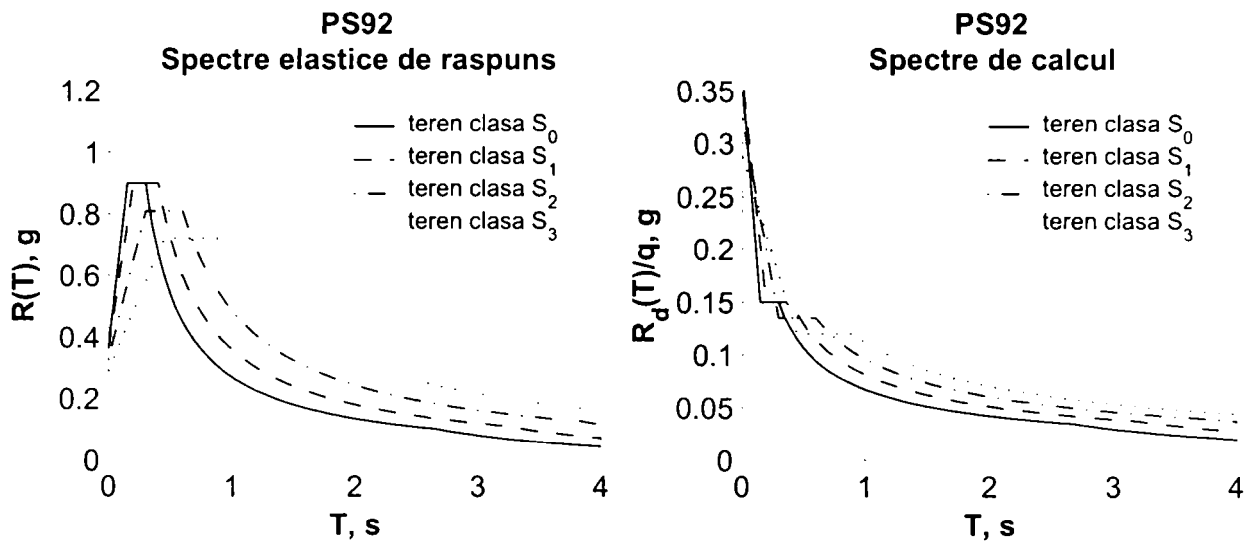
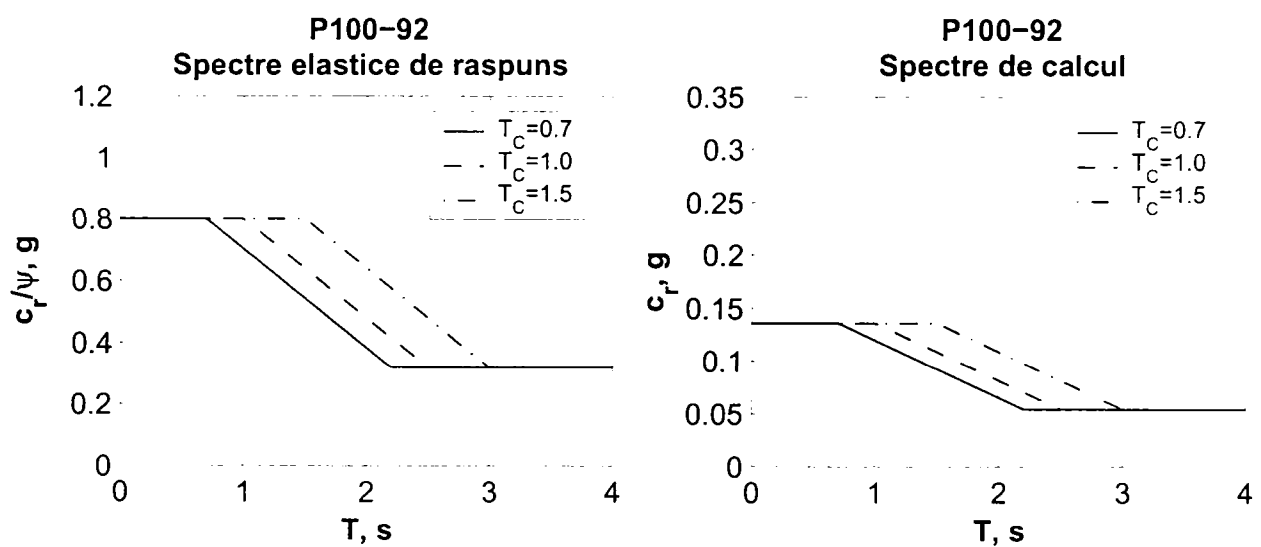
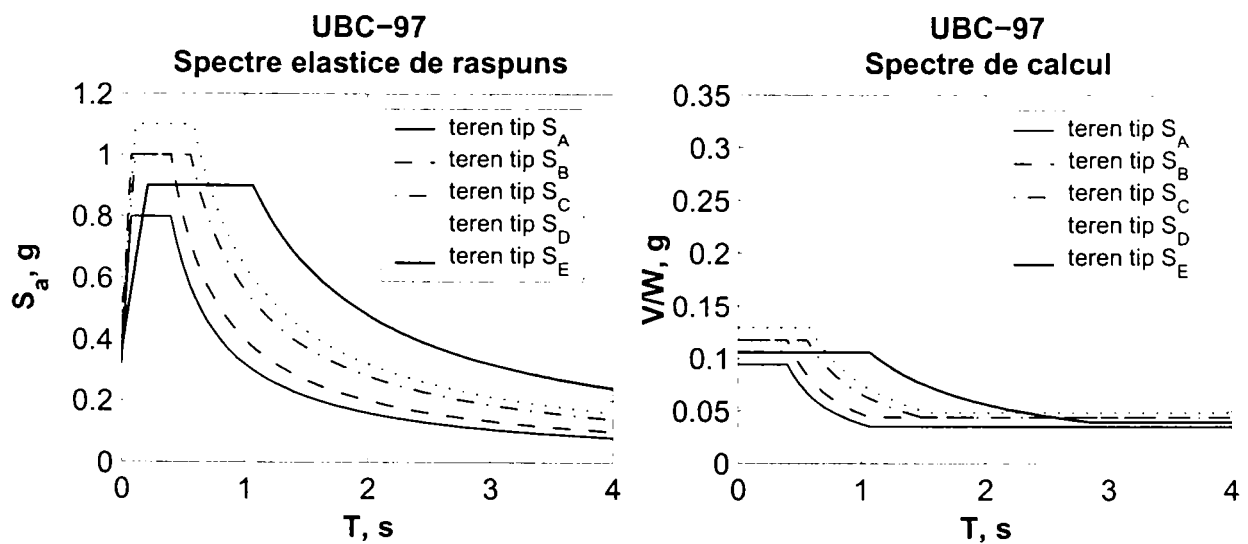


Figura 3.1: Spectrul de răspuns din EC8-94. $a_g = 0.35g$; $q=6$.

Figura 3.2: Spectrul de răspuns din PS92. $a_N=0.36g$.Figura 3.3: Spectrul de răspuns din P100-92. $k_s=0.32$; $\psi=0.17$.Figura 3.4: Spectrul de răspuns din UBC-97. $Z=0.4$; $R=8.5$.

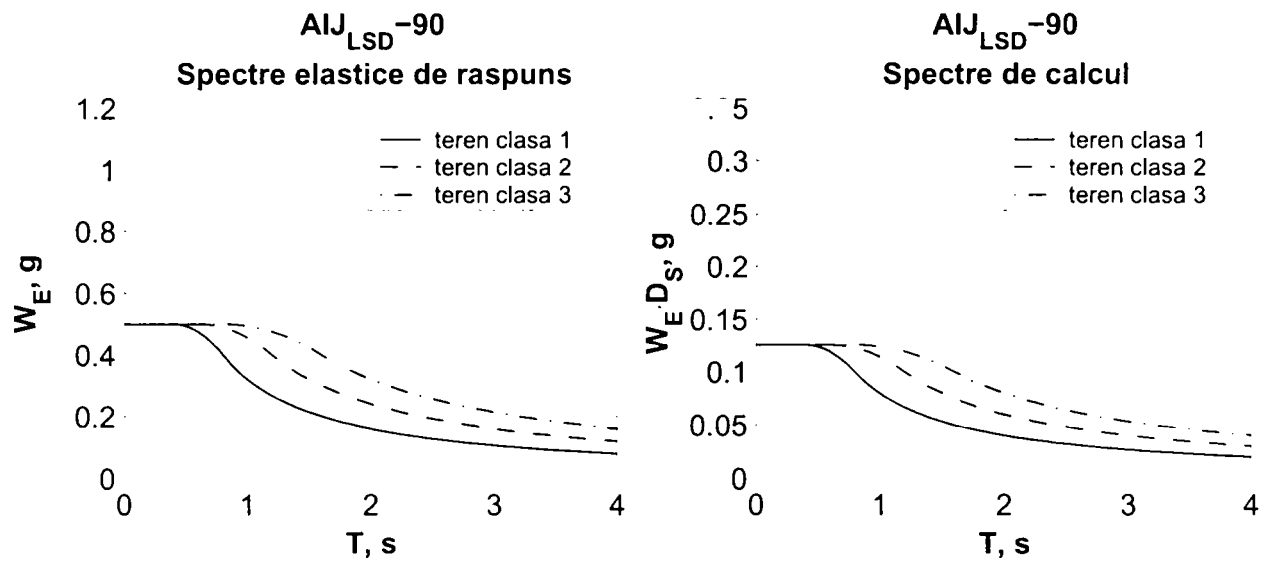


Figura 3.5: Spectrul de răspuns din AIJ_{LSD}-90. $A_e=0.2$ g, $Z_e=1.0$, $D_S=0.25$.

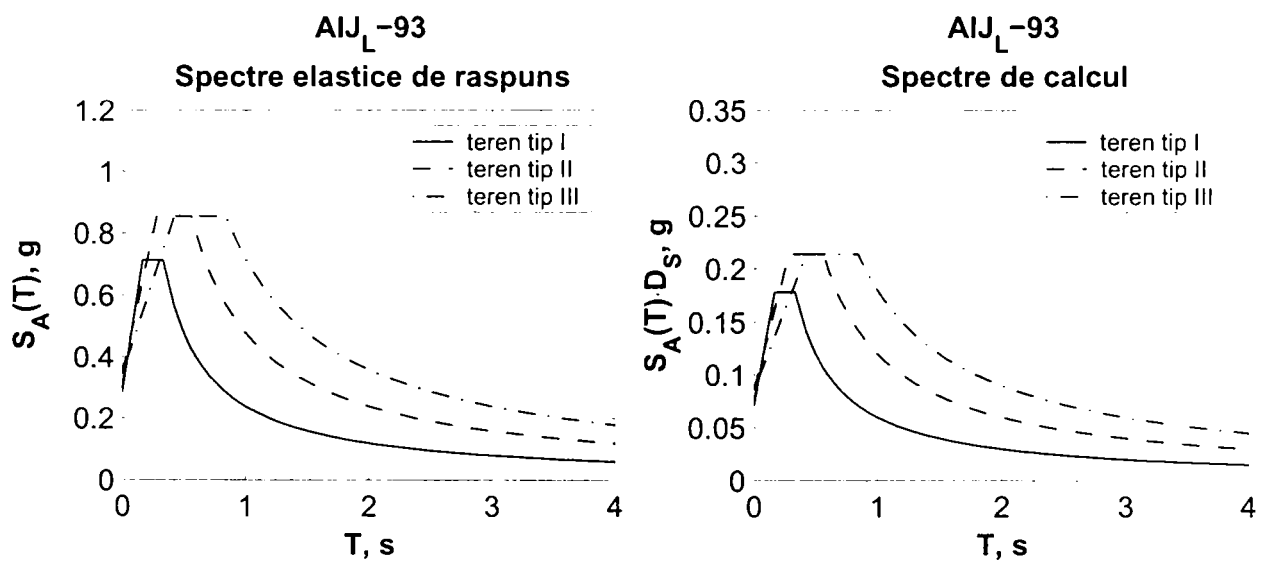
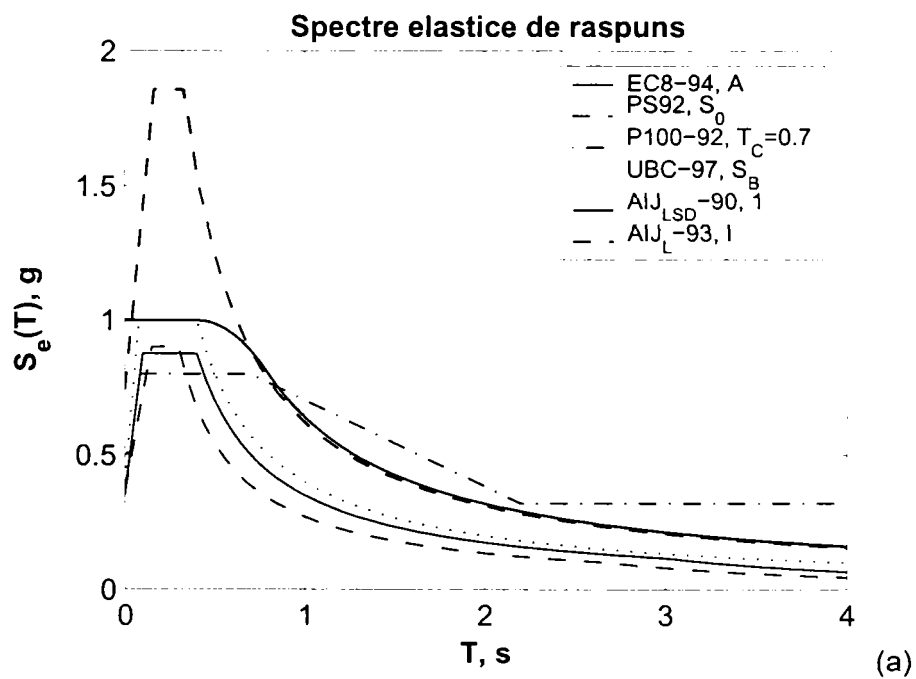


Figura 3.6: Spectrul de răspuns din AIJ_L-93. $A_e=0.29$ g, $D_S=0.25$.



(a)

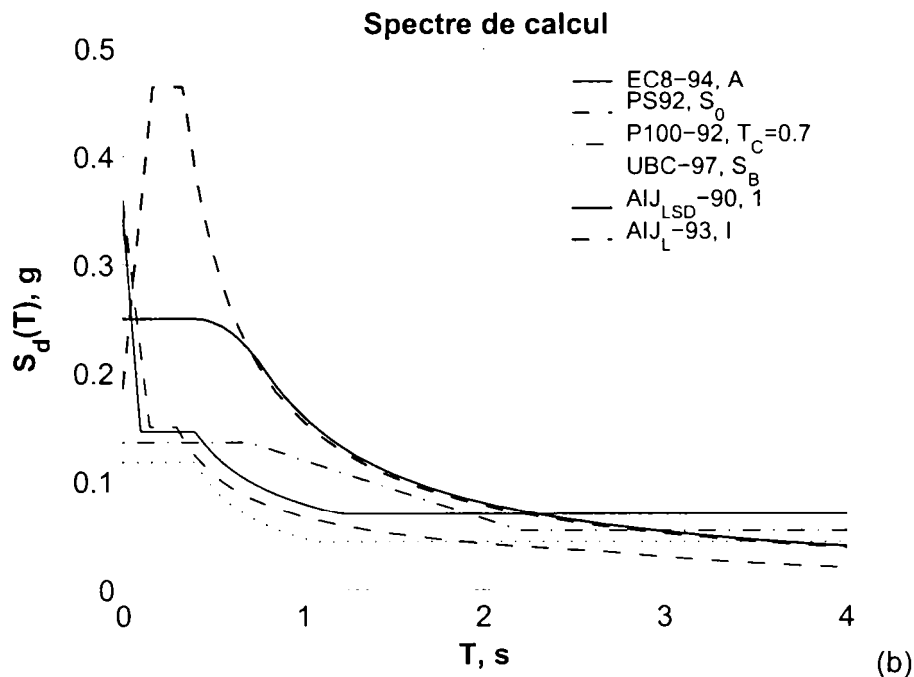


Figura 3.7: Comparație între spectrele de răspuns elastice (a) și de calcul (b).

3.4.8 Componenta verticală

Atât EC8-94 cât și PS92 specifică spectre de răspuns explicite pentru componenta verticală a mișcării seismice, modificând spectrul de răspuns pentru componenta orizontală. PS92 definește explicit un factor de comportare q pentru mișcarea verticală, iar EC8-94 definește un coeficient similar numai pentru structurile din beton armat. UBC-97 folosește relații mai simple (o amplificare proporțională cu greutatea), dar, specific acestei norme, componenta verticală este obligatorie. Un tratament similar este prezent și în cazul P100-92, dar considerarea componentei verticale este cerută doar în cazuri speciale. Normele japoneze nu fac nici o referire la componenta verticală.

3.4.9 Efectele de ordinul doi

Sensibilitatea la efectele de ordinul doi se determină în mod similar în EC8-94, PS92, P100-92 și UBC-97. O considerare simplificată a efectelor $P-\Delta$ se specifică în primele două dintre aceste norme. Normele japoneze nu amintesc de acest fenomen.

3.4.10 Trăsături specifice

Amplificarea topografică a acțiunii seismice este acoperită de EC8-94 și PS92 și este tratată mai riguros în ultimul caz. Norma americană este singura care consideră efectul apropierii de sursa seismului, specificând simpli coeficienți de amplificare a mișcării seismice în acest caz. UBC-97 folosește o distribuție mai aparte a forțelor laterale pe înălțime, specificând o forță concentrată la vârful clădirii, suplimentar celei obținute din distribuția clasică "triunghiulară", pentru considerarea aproximativă a efectului modurilor superioare de vibrație.

Tabelul 3.3: Forțe seismice echivalente în EC8-94, PS92, P100-92, UBC-97, AIJ_{LSD}-90 și AIJ_L-93.

	EC8-94	PS92	P100-92
(1) a) Forța seismică de bază b) Forțele seismice de nivel pentru calculul simplificat	a) $F_b = S_d(T_1) \cdot W$ b) $F_i = F_b \frac{s_i \cdot W_i}{\sum s_j \cdot W_j}$	a) nu este definită explicit b) $f_r = \rho_0 m_r z_r^\alpha \frac{\sum m_i z_i^\alpha R(T)}{\sum m_i z_i^{2\alpha} q}$ $\alpha = f(\text{sistemul de contravântuire})$ [1.0, 1.5] $\rho_0 = 1 + 0.05 \left(\frac{T}{T_C}\right)^{3/2} \geq 1.05$ pentru cadre metalice necontravântuite	a) $S_r = c_r G_i$; $c_r = \alpha k_s \beta_r \psi_r \varepsilon_r$ $\varepsilon_r = \left(\frac{\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}}{\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}^2}\right)^2$ b) $S_{kr} = S_r \frac{G_k u_{kr}}{\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}}$
(2) Spectrul de calcul	$S_d(T)$ – Spectrul de calcul pentru o analiză liniară $\alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{\beta_0}{q} - 1\right)\right]$ pt $0 \leq T \leq T_B$ $\alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q}$ pentru $T_B \leq T \leq T_C$ $\alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T}\right]^{k_{d1}}$ $\geq 0.2 \cdot \alpha$, $T_C \leq T \leq T_D$ $\alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T_0}\right]^{k_{d1}} \left[\frac{T_D}{T}\right]^{k_{d2}}$ $\geq 0.2 \cdot \alpha$ pentru $T_D \leq T$ $k_{d1}=2/3$, $k_{d2}=5/3$ T_B – [0.10, 0.15, 0.20], s T_C – [0.40, 0.60, 0.80], s T_D – [3.0, 3.0, 3.0], s	$R(T)$ – Spectrul de calcul $R(T) = a_N \cdot \tau \cdot \rho \cdot R_D(T)$ $R_D(T) = R_M$ pt $0 \leq T \leq T_C$ $R_D(T) = R_M \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{2/3}$ pt $T_C \leq T \leq T_D$ $R_D(T) = R_M \left[\frac{T_C}{T}\right]^{2/3} \left[\frac{T_D}{T}\right]^{2/3}$ pt $T \geq T_D$ T_B – [0.15, 0.20, 0.30, 0.45], s T_C – [0.30, 0.40, 0.60, 0.90], s T_D – [2.67, 3.20, 3.85, 4.44], s	Nu este definit direct Forma este dată de β_r $\beta_r = 2.5$, $T_r \leq T_C$ $\beta_r = 2.5 \cdot (T_r - T_C) \geq 1.0$, $T_r \geq T_C$ $\beta_r = 1.0$, $T_r \geq T_C$ $T_C = [0.7, 1.0, 1.5]$ – din harta de zonare seismică
(3) Factorul de zonă (α_1)	Nu este specificat direct Face parte din a_g (PGA \neq EPGA), $a_g = [0.35g, 0.25g, 0.15g]$ $\alpha_1 \cdot \alpha_0 \approx a_g$	Nu este specificat direct, parte din a_N $a_N = [0-4.5] = f(\text{zona seismică, clasa de importanță})$ $\alpha_1 \cdot \alpha_0 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 = a_N$	Nu este specificat direct, parte din k_s $k_s = [0.32-0.08]$ $\alpha_1 \cdot \alpha_0 = k_s$
(4) Coeficientul de amplificare dinamică (α_2)	Parte din β_0 Forma este dată de $S_d(T)$ $\beta_0 = [2.5]$; $f(\text{clasa terenului})$ $\alpha_2 = \beta_0$ pentru $T_B \leq T \leq T_C$	Parte din R_M $R_M = f(\text{clasa terenului})$ $R_M = [2.5, 2.5, 2.25, 2.0]$ $\alpha_2 \cdot \alpha_3 = R_M$	Parte din β_r $\beta_r = f(T_C)$ $\alpha_2 \cdot \alpha_3 = \beta_r$
(5) Factorul de teren (α_3)	Corespunde $S = [1.0; 1.0; 0.9]$ 3 clase de teren: A, B, C studii speciale pentru condiții de teren ce nu se încadrează în clasele A, B, C $\alpha_3 = S$	Nu se specifică direct Parte din R_M 4 tipuri de teren (rocă, a, b, c) \Rightarrow 4 clase de amplasament: S_0, S_1, S_2, S_3 $R_M = [2.5, 2.5, 2.25, 2.0]$ $\alpha_2 \cdot \alpha_3 = R_M$	Nu se specifică direct Parte din β_r 3 tipuri de amplasamente caracterizate de T_C date pe o hartă de macrozonare seismică $\alpha_2 \cdot \alpha_3 = \beta_r$

	UBC-97	AIJLSD-90	AIJL-93
(1) a) Forța seismică de bază b) Forțele seismice de nivel pentru calculul simplificat	<p>a) Forța seismică de bază totală: $V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W ; V \leq \frac{2.5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W$ $V \geq 0.11 \cdot C_a \cdot I \cdot W$</p> <p>b) Forța concentrată F_i în vârf: $F_i = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.25 \cdot V ; F_i = 0$ dacă $T \leq 0.7s$ partea rămasă este distribuită pe înălțimea structurii: $F_x = (V - F_i) \cdot w_x \cdot h_x / \sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i$</p>	<p>a) Nu este definită explicit</p> <p>b) forța seismică de nivel: $W_E = C_e \cdot A_i \cdot W_i$ $C_e = 2.5 \cdot R_i \cdot A_g \cdot Z_e$ $A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i \right) \frac{2T}{1+3T}$ $a_i = W_i / W_i$</p>	<p>a) Nu este definită explicit</p> <p>b) forța seismică de nivel: $Q_E = D_s \sqrt{\sum_{m=1}^k \left[\left(\sum_{j=1}^n w_j \beta_m u_{jm} \right) S_A(T_m, h_m) / g \right]^2}$ Valorile k pot fi luate egal cu 3 sau mai puțin</p>
(2) Spectrul de calcul	<p>Nu este definit explicit. Se deduce din forța seismică de bază</p> <p>Spectrul de răspuns elastic (numai pentru analiză dinamică)</p> $\frac{C_a \cdot I}{R} \quad \text{pentru } T=0$ $2.5 \cdot \frac{C_a \cdot I}{R} \quad \text{pentru } T_0 \leq T \leq T_s$ $\frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \quad \text{pentru } T_s \leq T$ $T_s = C_v / 2.5 C_a$ $T_0 = 0.2 T_s$ $C_a = f(\text{tipul de teren, zonă})$ $C_v = f(\text{tipul de teren, zonă})$ $C_a \text{ și } C_v \text{ pot fi afectați de factorii de apropiere a sursei } N_a \text{ și } N_v$	<p>Spectrul de calcul normalizat R_i :</p> $R_i = 1 \quad \text{pentru } T \leq T_c$ $R_i = 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 \quad \text{pt } T_c \leq T \leq 2T_c$ $R_i = 1.6 \cdot T/T_c \quad \text{pentru } 2T_c \leq T$ $T_c = [0.4, 0.6, 0.8], s$	<p>$S_A(T, h)$ – spectrul de răspuns al accelerației:</p> $\left(1 + \frac{f_A - 1}{d} \frac{T}{T_c}\right) F_h G_A R_A A_0, \quad 0 < T < dT_c$ $F_h f_A G_A R_A A_0, \quad dT_c < T < T_c$ $\frac{2\pi F_h f_v G_v R_v V_0}{T}, \quad T_c < T$
(3) Factorul de zonă (α_1)	<p>Parte din Z, dată într-o hartă de zonare seismică și în tabele</p> $\alpha_1 \cdot \alpha_0 / g = Z$ <p>Oricum, Z nu este practic utilizat în formule, fiind înlocuit de C_a și C_v</p> $Z = C_a \text{ pentru tipul de teren } S_B \text{ (rocă)}$ $\alpha_1 \cdot \alpha_0 \cdot \alpha_3 / g = C_a \text{ pentru } T_0 \leq T \leq T_s$	<p>Corespunde lui Z_e</p> $Z_e = [1.0-0.7]$ $\alpha_1 = Z_e$	<p>Nu este specificat direct</p> <p>Parte din A_0, dată într-o hartă de zonare seismică</p> $\alpha_1 \cdot \alpha_0 = A_0$
(4) Coeficientul de amplificare dinamică (α_2)	<p>Specificat numeric:</p> $\alpha_2 = 2.5 \text{ pentru } T_0 \leq T \leq T_s$ <p>Forma definită de formularea forței seismice de bază</p>	<p>Specificat numeric ca și parte din C_E :</p> $\alpha_2 = 2.5 \text{ pentru } T \leq T_c$ <p>Forma definită de R_i</p>	<p>definit de f_A, f_v și raportul $A_0/V_0 = 15$</p> <p>Forma dată de $S_A(T, h)$</p> $\alpha_2 = f_A \text{ pentru } dT_c \leq T \leq T_c$ $f_A = 2.5$
(5) Factorul de teren (α_3)	<p>Nu se specifică direct</p> <p>Parte din C_a și C_v</p> <p>6 tipuri de profil de teren: $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$</p> <p>sunt necesare studii speciale pentru tipul S_F</p> $\alpha_1 \cdot \alpha_0 \cdot \alpha_3 / g = C_a \text{ pentru } T_0 \leq T \leq T_s$	<p>Nu este prezent</p> <p>Aceiași amplificare pentru toate tipurile de teren. Doar perioada de control T_c este considerată de R_i</p> <p>3 tipuri de teren: (1 - tare, 2 - mediu, 3 - slab)</p>	<p>Definit de trei parametri: G_A, G_v, și T_c, dintre care doar doi sunt independenți</p> $\alpha_3 = G_A \text{ pentru } dT_c \leq T \leq T_c$ <p>trei tipuri de teren (I, II, III)</p> <p>formule pentru evaluarea lui T_c dacă se cunosc proprietățile profilului de teren</p>

	EC8-94	PS92	P100-92
(6) Factorul de amortizare (α_4)	<p>Corespunde lui η</p> <p>$\eta=1$ for 5% amortizare vâscoasă</p> <p>$\eta = \sqrt{71(2 + \xi)} \geq 0.7$</p> <p>$\alpha_4 = \eta$</p>	<p>Corespunde lui ρ</p> <p>$\rho = \left[\frac{5}{\zeta} \right]^{0.4}$; $2\% \leq \zeta \leq 30\%$</p> <p>$\alpha_4 = \rho$</p> <p>$\zeta = 2\%$ pt. struc. metalice sudate</p> <p>$\zeta = 4\%$ pt struc. metalice bulonate</p>	<p>Nu se specifică direct</p> <p>Parte din ψ</p> <p>$\alpha_4 \cdot \alpha_5 = \psi$</p>
(7) Factorul de reducere a forțelor seismice (α_5)	<p>Corespunde parțial lui $1/q$</p> <p>$q = f(\text{material, schema structurală, amortizare} \neq 5\%, \text{ ductilitate})$</p> <p>$q = 5\alpha_w/\alpha_1 \approx 6$ pt. cadre metalice necontravântuite</p> <p>$\alpha_5 = f(q, T, \eta)$</p> <p>Notă: un factor de comportament pentru componenta verticală $q=1.0$ se specifică doar pentru construcțiile din b.a.</p>	<p>Parțial corespunde lui $1/q$</p> <p>$q = f(\text{material, schema structurală, capacitatea de redistribuție a eforturilor, rotirea plastică capabilă, regularitatea structurală})$</p> <p>Factorul de comportament nu este parte din spectrul de proiectare.</p> <p>- dacă $T \leq T_B$</p> $q' = \frac{2.5 \cdot \rho}{1 - \frac{T}{T_B} \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot \rho}{q} \right)}$ <p>- pentru componenta verticală:</p> $q' = \max \left(1; \frac{q}{2} \right)$ <p>$q = 5\alpha_w/\alpha_1 \approx 6$ cadre metalice necontravântuite</p> <p>$\alpha_5 = f(q, T, \text{componenta verticală})$</p>	<p>Parțial corespunde lui ψ</p> <p>$\alpha_4 \cdot \alpha_5 = \psi$</p> <p>$\psi = f(\text{ductilitate, capacitatea de redistribuție plastică, rezerva de rezistență, amortizare})$</p> <p>$\psi = 0.17$ pentru cadrele metalice necontravântuite</p>
(8) Factorul de risc (α_6)	<p>Parte din factorul de importanță γ</p> <p>$\alpha_6 \cdot \alpha_7 = \gamma$</p> <p>(vezi și α_7)</p>	<p>Nu este prezent direct</p> <p>Parte din a_N</p> <p>$\alpha_1 \cdot \alpha_0 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 = a_N$</p>	<p>Nu este prezent direct</p> <p>Parte din α</p>
(9) Factorul de importanță (α_7)	<p>Parte din factorul de importanță γ</p> <p>$\alpha_6 \cdot \alpha_7 = \gamma$</p> <p>4 categorii de importanță: I, II, III, IV $\gamma = [1.4, 1.2, 1.0, 0.8]$</p>	<p>Nu este prezent direct</p> <p>Parte din a_N</p> <p>$\alpha_1 \cdot \alpha_0 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 = a_N$</p> <p>4 clase de importanță (\equiv clase de risc): A, B, C, D</p>	<p>Parte din coeficientul de importanță α</p> <p>$\alpha_6 \cdot \alpha_7 = \alpha$</p> <p>4 clase de importanță: I, II, III, IV $\alpha = [1.4, 1.2, 1.0, 0.8]$</p>
(10) Accelerația terenului (α_0)	<p>Nu este prezent direct</p> <p>Parte din α_g</p> <p>$\alpha_1 \cdot \alpha_0 \approx a_g$</p> <p>(vezi și α_1)</p>	<p>Nu este prezent direct</p> <p>Parte din a_N</p> <p>$\alpha_1 \cdot \alpha_0 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 = a_N$</p>	<p>Nu este prezent direct</p> <p>Parte din k_s</p> <p>$\alpha_1 \cdot \alpha_0 = k_s$</p>
(11) Perioada de revenire a seismului de proiectare	475 ani	Nu se specifică	50 ani pentru sursa Vrancea 100 ani pentru alte surse
(12) Perioada de vibrație fundamentală	<p>$T_1 = C_1 H^{3/4}$</p> <p>$C_1 = 0.085$ pt cadre metalice necontravântuite spațiale</p>	<p>$T_1 = 0.10 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_x}}$ pentru cadre metalice necontravântuite</p>	<p>for $n \leq 5$: $T = 0.3 + 0.05n$</p> <p>for $n = 6-10$: $T = 0.1n$</p> <p>n – numărul de nivele la cadrele metalice necontravântuite</p>
(13) Efectele amplificării topografice	<p>Coeficientul de amplificare topografică este asimilat factorului de teren S</p> <p>$S = [1.2; 1.4]$</p>	<p>τ - coeficient topografic [1.0-1.40] pentru structuri în apropierea marginii unei coame</p>	Nu sunt prezente

	UBC-97	AIJLSD-90	AIJL-93
(6) Factorul de amortizare (α_4)	Nu se specifică	Nu se specifică	Factorul de modificare a amortizării: F_h $F_h = 1.5 / (1 + 10h)$ for $h \neq 5\%$ $\alpha_3 = G_A$ pentru structuri metalice $h = 0.01 - 0.03$
(7) Factorul de reducere a forțelor seismice (α_5)	Corespunde parțial lui $1/R$ $R = f(\text{material, tipul structural})$ $R = 8.5, 6.5, 4.5$ pentru cadre metalice necontravântuite speciale, intermediare și ordinare, respectiv $\alpha_5 \approx R / \rho$ $\alpha_5 \approx R / \Omega_0$ pentru combinația seismică specială	Corespunde lui D_s $D_s = f(\text{material, clasificarea structurală})$ Factorul de comportament nu face parte din spectrul de proiectare. $R D_s$ – cadre necontravântuite $B D_s$ – cadre contravântuite $\alpha_5 = \frac{1}{D_s}$	Corespunde lui D_s $D_s = f(\text{caracteristicile histeretice ale clădirii})$ Factorul de comportament nu face parte din spectrul de proiectare. $D_s = 1$ pentru starea limită de serviciu Valorile corespund celor din AIJLSD-90 $\alpha_5 = \frac{1}{D_s}$
(8) Factorul de risc (α_6)	Parte din factorul de importanță / $\alpha_6 \cdot \alpha_7 = I$	Nu este prezent	Nu este prezent direct Poate fi considerat prin factorul de reabilitate β_r , atunci când se determină coeficienții parțiali de siguranță $\alpha_j \in E$ pentru starea limită ultimă
(9) Factorul de importanță (α_7)	Parte din factorul de importanță / $\alpha_6 \cdot \alpha_7 = I$ $I = [1.25 - 1.0]$ cinci categorii de structuri	Nu este prezent	Identic cu α_6
(10) Accelația terenului (α_0)	Parte din Z (vezi și α_1) $\alpha_1 \cdot \alpha_0 / g = Z$	Corespunde lui A_e $A_e = [0.2g]$ $\alpha_0 \cdot g = A_e$	Nu se specifică direct Parte din A_0 , dat într-o hartă de zonare seismică $\alpha_1 \cdot \alpha_0 = A_0$ (vezi și α_1)
(11) Perioada de revenire a seismului de proiectare	O probabilitate de depășire de 10% în 50 ani $\Rightarrow \cong 475$ perioadă de revenire	50 ani	100 ani Factori de conversie a perioadei de revenire R_A și R_V pt. perioade de rev. r între 20 și 500 ani: $R_A = R_V = (r / 100)^{0.54}$
(12) Perioada de vibrație fundamentală	$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$ $C_t = 0.0853$ pentru cadre metalice necontravântuite	Nu este prezentă	$T_1 = (0.1 \pm 0.03)N$ pentru structuri metalice
(13) Efectele amplificării topografice	Nu sunt prezente	Nu sunt prezente	Nu sunt prezente

	EC8-94	PS92	P100-92
(14) Efecte ale torsiunii	Se ține cont prin amplificarea eforturilor cu: $\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_0}$	Punctul de aplicare a forțelor se deplasează în ambele direcții cu: $e_r = 0.10 \cdot L_r \cdot Z_r$	Un model 3D sau, pentru structuri regulate, punctul de aplicare a forțelor se va aplica la o distanță față de centul de rigiditate de: $e = e_1 \pm e_2$ $e_2 = 0.05B$ pentru distribuții uniforme ale elementelor $e_2 = 0.075B$ pentru distribuții nefavorabile ale elementelor
(15) Analiza deplasărilor	$d_s = q_d \cdot d_0 \cdot \gamma_i$	$d_r = -\rho_0 Z_r^\alpha \frac{\sum m_i z_i^\alpha}{\sum m_i z_i^{2\alpha}} \left(\frac{T}{2\alpha}\right)^2 R(T)$	$\Delta_r = \Delta_0 \cdot \frac{1}{\psi}$
(16) Componenta verticală a mișcării seismice	Prin reducerea ordonatelor spectrului de răspuns orizontal: $S_D(T)_{vert} = 0.7 S_D(T)_{hor}$ pt $T \leq 0.15$ s $S_D(T)_{vert} = 0.5 S_D(T)_{hor}$ pt $T \geq 0.5$ s interpolare liniară $0.15 \leq T \leq 0.5$ s	70% din acțiunea orizontală, dar cu modificarea formei spectrului de răspuns pentru clasele de teren S2-S4: $R_D(T)_{vert}(S2-S4) = R_D(T)_{hor}(S1)$.	Prin multiplicarea încărcărilor gravitaționale cu factorul c_v : $c_v = [\pm 1.0 - \pm 2.0]$
(17) Masa seismică	$\sum G_{ki} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$ $\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$ $\psi_{2i} = [0, 0.3, 0.6, 0.8]$ $\varphi = [0.5, 0.8, 1.0]$	$\sum G_{ki} + \sum \phi \cdot Q_{ki}$ $\phi = [0 - 1.0]$	$\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d V_i$ $n_i^d = 0.4$
(18) Combinația de încărcări seismice	SLU (Starea Limită Ultimă): $\sum G_{ki} + \gamma_i A_{Ed} + P_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$ SLEN (Starea Limită de Exploatare Normală): nu este definită direct	SLU: $\sum G + E + \psi_1 Q_{ki} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}$ SLEN: nu este definită direct	SLU: $\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d V_i + E$ SLEN: nu este definită direct
(19) Considerarea efectelor de ordinul doi (P-Δ)	Se va considera dacă $\theta \leq 0.10$ Dacă $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ forțele seismice se multiplică cu $1/(1-\theta)$ θ nu va depăși 0.3 $\theta = \frac{P_{1\alpha} \cdot d_r}{V_{1\alpha} \cdot h}$	Se va considera dacă $\theta \leq 0.10$ Dacă $0.1 \leq \theta \leq 0.25$ forțele seismice se multiplică cu $1/(1-\theta)$ $\theta_r = \frac{\delta_r \cdot P_r}{h_0 \cdot F_r}$	Se va ține cont de efectele de ordinul doi dacă: $\frac{\Delta_i}{h_i} > 0.1 \frac{T_i}{N_i}$
(20) Combinarea componentelor mișcării seismice	Radical din suma pătratelor sau: $0.3E_{Edx} + 0.3E_{E dy} + 1.0E_{Edz}$ $1.0E_{Edx} + 0.3E_{E dy} + 0.3E_{Edz}$ $0.3E_{Edx} + 1.0E_{E dy} + 0.3E_{Edz}$	Radical din suma pătratelor sau: $\pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$ $\pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z$ $\pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z$ În general, $\lambda = \mu = 0.3$	Nu se specifică

	UBC-97	AIJLSD-90	AIJL-93
(14) Efecte ale torsiunii	Masa seismică de la fiecare nivel se va deplasa în fiecare parte de la centrul calculat la maselor cu 5% din dimensiunea structurii perpendiculară pe direcția acțiunii seismice	Nu sunt prezente	Nu sunt prezente
(15) Analiza deplasărilor	$\Delta_M = 0.7 \cdot R \cdot \Delta_S$ $\rho \neq 0$ pentru analiza deplasărilor	Se determină din gruparea de încărcări pentru SLEN	Se determină din gruparea de încărcări pentru SLEN
(16) Componenta verticală a mișcării seismice	Considerată prin efectul suplimentar al $0.5C_a/D$ la acțiunea încărcărilor gravitaționale D Doar în zonele 3 și 4: elementele în consolă se vor calcula la efectul unei forțe verticale de: $0.7 \cdot C_a \cdot I \cdot W_p$	Nu este prezentă	Nu este prezentă
(17) Masa seismică	Masele corespunzătoare încărcării permanente D și unei părți din cea variabilă	Nu se specifică	Nu se specifică
(18) Combinația de încărcări seismică	SLU: $1.2D+1.0E+(f_1L+f_2S)$ $0.9D \pm 1.0E$ $f_1 = [1.0, 0.5]; f_2 = [0.7, 0.2]$ combinația seismică specială: $1.2D+f_1L+1.0E_m$ $0.9D \pm 1.0E_m$ $E = \rho E_h + E_v; E_m = \Omega_0 E_h$ SLEN: nu este definită direct	SLU: $1.1W_D+2.0W_E+0.4W_L$ $1.1W_D+1.7W_E+0.4W_S+0.4W_L$ în zone cu zăpadă puternică SLEN: $1.0W_D+0.4W_E+0.4W_L$ $1.0W_D+0.4W_E+0.4W_S+0.4W_L$ în zone cu zăpadă puternică	SLU: $\gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_H H + \gamma_S S + \gamma_E E$ SLEN: $\gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_H H + \gamma_S S + \gamma_E E$ Notă: factorii parțiali de siguranță γ nu sunt specificați direct. Aceștia vor fi calculați funcție de coeficientul de fiabilitate
(19) Considerarea efectelor de ordinul doi ($P-\Delta$)	Se vor calcula efectele $P-\Delta$ la analiza structurii. Calculul efectelor se poate omite dacă: $\theta = \frac{(1.2D + f_1L + f_2S) \cdot d_r}{V_i \cdot h} \leq 0.1$ Nu este necesar să se considere în zonele 3 și 4 dacă $d_r/h \leq 0.02/R$	Nu se specifică	Nu se specifică
(20) Combinarea componentelor mișcării seismice	$E = \rho E_h + E_v$ (componenta verticală este parte a acțiunii seismice) $1.0E+0.3E_{\perp}$ pentru cele 2 componente ortogonale sau radical din suma pătratelor	Nu se specifică	Nu se specifică

	EC8-94	PS92	P100-92
(21) Definiția termenilor	<p>T_1 – perioada fundamentală de vibrație</p> <p>W – greutatea totală a structurii</p> <p>s_i, s_j – deplasările maselor m_i, m_j în modul fundamental de oscilație</p> <p>z_i, z_j – înălțimea maselor m_i, m_j deasupra punctului de aplicare a acțiunii seismice</p> <p>W_i, W_j – greutatea maselor m_i, m_j</p> <p>T_B, T_C, T_D – perioadele de control ale spectrului de răspuns</p> <p>α – raportul dintre accelerația de calcul a terenului a_g și accelerația gravitațională g</p> <p>a_g – accelerația maximă efectivă a terenului în rocă sau teren tare pentru perioada de revenire de referință</p> <p>β_0 – factorul de amplificare a accelerației spectrale pentru 5% amortizare</p> <p>S – factorul de teren</p> <p>η – coeficient de corecție a amortizării</p> <p>q – factor de comportament</p> <p>x – distanța elementului de la centrul clădirii măsurată perpendicular pe direcția acțiunii seismice</p> <p>L_e – distanța dintre cele mai depărtate elemente măsurate ca și mai sus</p> <p>d_s – deplasarea unui punct a structurii indusă de mișcarea seismică</p> <p>q_d – factor de comportament pentru deplasări, egal cu q</p> <p>d_e – deplasarea unui punct al structurii din analiza pe baza spectrului de proiectare</p> <p>γ_1 – factorul de importanță</p> <p>ψ_2 – coeficientul de combinare a acțiunii cvasi-permanente i</p> <p>ψ_{Ei} – coeficient de combinare pentru acțiunea variabilă i</p> <p>G_{kj} – valoarea caracteristică a acțiunii permanente j</p> <p>A_{Ed} – valoarea de calcul a acțiunii seismice pentru perioada de revenire de referință</p> <p>P_k – valoarea caracteristică a forței de precomprimare</p> <p>Q_{ki} – valoarea caracteristică a acțiunii variabile i</p> <p>θ – coeficient de sensibilitate a deplasării relative de nivel</p> <p>P_{tot} – încărcarea gravitațională totală la și deasupra nivelului considerat</p> <p>d_r – deplasarea relativă de nivel</p> <p>V – forța totală tăietoare de nivel</p> <p>h – înălțimea dintre nivele</p> <p>$E_{Edx}, E_{Edy}, E_{Edz}$ – efectele acțiunii seismice aplicate de-a lungul axelor x, y, z ale structurii</p>	<p>ρ_0 – coeficient de amplificare a mișcării seismice pentru considerarea modurilor de vibrație neconsiderate în analiză</p> <p>m_r – masa nivelului r</p> <p>Z_r – înălțimea adimensională a nivelului r ($Z_r = h_r/H$)</p> <p>$R_D(T)$ – spectru de calcul normalizat</p> <p>T – perioada fundamentală de vibrație</p> <p>T_B, T_C, T_D – perioadele de control a spectrului de răspuns</p> <p>R_M – coeficient funcție de clasa terenului</p> <p>a_n – accelerația nominală (m/s^2)</p> <p>ρ – coeficient de corecție a amortizării</p> <p>q – factor de comportament</p> <p>τ – coeficient topografic</p> <p>d_r – deplasarea nivelului r</p> <p>H – înălțimea structurii</p> <p>L_x – lungimea în plan de-a lungul axei x</p> <p>ϕ – coeficient pentru mase funcție de natura și durata acțiunii seismice</p> <p>G – încărcarea proprie și permanentă de lungă durată</p> <p>E – acțiunea seismică</p> <p>Q_{ki} – acțiune variabilă</p> <p>ψ_1, ψ_2 – factori de combinare</p> <p>h_e – înălțimea între nivele</p> <p>δ_r – deplasarea relativă de nivel</p> <p>P_r – greutatea maselor de la și deasupra nivelului r</p> <p>F_r – suma forțelor seismice de la și deasupra nivelului r</p> <p>S_x, S_y, S_z – deplasări sau forțe din componentele orizontale, respectiv verticală a acțiunii seismice</p> <p>f_r – forțele seismice tăietoare de la nivelul r</p>	<p>c_r – coeficient seismic global corespunzător modului de vibrație r</p> <p>G – rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru toată structura</p> <p>α – coeficient de importanță a clădirii</p> <p>k_s – coeficient de zonare seismică</p> <p>β_r – coeficient de amplificare dinamică în modul r de vibrație, funcție de compoziția spectrală a mișcării seismice</p> <p>ψ – coeficient de reducere a forțelor seismice</p> <p>ε_r – coeficient de echivalare între sistemul real și un sistem cu un grad de libertate dinamică, corespunzător modului de vibrație r</p> <p>u_{kr} – componenta modului de vibrație r corespunzătoare gradului de libertate k</p> <p>G_k – încărcarea gravitațională rezultantă la nivelul k ($G = \sum_{k=1}^n G_k$)</p> <p>e_1 – excentricitatea centrului maselor față de centrul de rigiditate</p> <p>e_2 – excentricitatea convențională adițională, care induce caracteristici asincrone ale mișcării seismice</p> <p>B – dimensiunea maximă în plan a clădirii</p> <p>Δ_r – deplasarea orizontală, inclusiv componenta post-elastică, fără a considera pereții de închidere</p> <p>Δ_e – deplasările elastice determinate cu ajutorul forțelor seismice de calcul</p> <p>P_i – încărcarea proprie</p> <p>C_i – încărcarea variabilă cvasi-permanentă</p> <p>V_i – încărcări variabile</p> <p>E – încărcarea seismică</p> <p>η^d – fracțiunea de lungă durată a încărcării variabile</p> <p>Δ_i – deplasarea relativă de nivel i</p> <p>h_i – înălțimea nivelului</p> <p>T_i – forța tăietoare la nivelul i</p> <p>N_i – forța axială la nivelul i</p>

	UBC-97	AIJLSD-90	AIJL-93
(21) Definiția termenilor	<p>T – Perioada fundamentală de vibrație</p> <p>W – încărcarea seismică gravitațională</p> <p>h_x – înălțimea deasupra bazei a nivelului x</p> <p>w_x – porțiunea W asociată nivelului x</p> <p>Z – factorul de zonare seismică</p> <p>R – coeficient numeric reprezentând suparezistența și ductilitatea globală a structurii</p> <p>I – factorul de importanță</p> <p>W_p – greutatea componentei</p> <p>D – încărcarea permanentă pe elementul structural</p> <p>h_n – înălțimea structurii</p> <p>Δ_M – deplasarea inelastică maximă (totală sau de nivel) sub acțiunea mișcării seismice de calcul</p> <p>Δ_S – deplasarea maximă (totală sau de nivel) sub acțiunea forțelor seismice de calcul</p> <p>E – încărcarea seismică pe un element structural rezultată din componentele orizontală, E_h, și cea verticală, E_v.</p> <p>E_h – încărcarea seismică din forța tăietoare de bază V.</p> <p>E_m – forțele maxime estimate că se pot dezvolta în structură.</p> <p>E_v – efectul acțiunii verticale a mișcării seismice.</p> <p>Ω_0 – factor de amplificare pentru considerarea fenomenului de suparezistență.</p> <p>ρ – factor de fiabilitate/redundanță.</p> <p>S – încărcarea din zăpadă</p> <p>d_r – deplasarea relativă de nivel de calcul</p> <p>V_i – forța tăietoare de bază</p> <p>h – înălțimea între nivele</p>	<p>A_i – coeficient de distribuție a forțelor tăietoare de nivel pe înălțimea structurii</p> <p>W_i – greutatea cumulată a clădirii deasupra nivelului i</p> <p>W_t – greutatea totală a structurii</p> <p>R_t – spectrul de calcul normalizat</p> <p>T_c – perioada de control a spectrului de răspuns</p> <p>Z_e – factorul de zonă</p> <p>D_s – factorul de caracterizare a structurii</p> <p>A_e – valoarea probabilă a accelerației mișcării seismice</p> <p>g – accelerație gravitațională</p> <p>W_D – valoarea nominală a încărcării permanente</p> <p>W_L – valoarea nominală a încărcării utile</p> <p>W_S – valoarea nominală a încărcării din zăpadă</p> <p>W_E – valoarea nominală a încărcării seismice</p>	<p>Q_{Ei} – forța seismică tăietoare la nivelul i</p> <p>D_s – factorul de caracterizare a structurii</p> <p>w_j – încărcarea gravitațională la nivelul j</p> <p>β_m – factorul de participare a modului j de vibrație</p> <p>u_{jm} – modul de vibrație m a nivelului j</p> <p>$S_A(T, h)$ – spectrul de răspuns al accelerației pentru un sistem cu un grad de libertate cu perioada T și amortizarea h</p> <p>T_m – perioada proprie a modului de vibrație m</p> <p>h_m – factorul de amortizare a modului de vibrație m</p> <p>k – numărul maxim de moduri de vibrație considerate în analiză</p> <p>n, N – numărul de nivele</p> <p>g – accelerația gravitațională</p> <p>f_A – raportul dintre $S_A(T, 0.05)$ și $G_A R_A A_0$ pentru $d T_c \leq T \leq T_c$</p> <p>f_V – raportul dintre $S_V(T, 0.05)$ și $G_V R_V V_0$ pentru $T_c \leq T$</p> <p>d – raportul dintre perioada inferioară și cea superioară a domeniului de $S_A(T, h)$ constant</p> <p>F_h – factor de modificare a amortizării</p> <p>A_0 – valoarea de bază a accelerației maxime a mișcării seismice la terenul de referință</p> <p>V_0 – valoarea de bază a vitezei maxime a mișcării seismice la terenul de referință</p> <p>R_A – factor de conversie a perioadei de revenire pentru accelerație</p> <p>R_V – factor de conversie a perioadei de revenire pentru viteză</p> <p>G_A – factor de modificare a accelerației maxime funcție de tipul terenului</p> <p>G_V – factor de modificare a vitezei maxime funcție de tipul terenului</p> <p>D – încărcarea permanentă</p> <p>L – încărcarea utilă</p> <p>S – încărcarea din zăpadă</p> <p>E – acțiunea seismică</p> <p>H – împingerea terenului sau presiunea hidrolică</p>

3.5 Verificările de siguranță

Filozofia de proiectare bazată pe metoda stărilor limită acceptă cel puțin două stări limită asociate cu două nivele ale acțiunii seismice: starea limită a exploatării normale (SLEN) sau de serviciu pentru o acțiune seismică moderată și starea limită ultimă (SLU) pentru o acțiune seismică severă. Structurile antiseismice proiectate în concordanță cu aceste principii trebuie să fie capabile de următoarele performanțe (Bruneau și colab., 1998):

- să reziste la nivele minore ale mișcării seismice fără distrugeri
- să reziste la nivele moderate ale mișcării seismice fără degradări structurale, dar cu posibile distrugeri nestructurale
- să reziste unei mișcări seismice majore fără colapsul structurii, dar cu degradări atât structurale, cât și nestructurale

Primele două nivele de performanță (SLEN) pot fi îndeplinite prin: (1) definirea celor două nivele de mișcare seismică moderată, (2) limitarea eforturilor în elementele structurale și (3) limitarea deplasărilor relative de nivel. Cel de-al treilea nivel de performanță (SLU) poate fi îndeplinit prin: (1) definirea nivelului de mișcare seismică severă, (2) furnizarea de suficientă rezistență, ductilitate și capacitate de deformare pentru elementele structurii care rezistă forțelor seismice, și un sistem structural pentru forțele gravitaționale care să poată urmări aceste deplasări și (3) limitarea deplasărilor relative de nivel maxime pentru a asigura integritatea și stabilitatea structurii.

Se remarcă aici că AIJ_L-93 prezintă doar generic metoda stărilor limită. Coeficienții parțiali de siguranță nu sunt specificați direct, ei urmând a fi calculați pe baza unei fiabilități-țintă. În același timp, norma nu conține suficiente date pentru determinarea acestor coeficienți, și nici nu conține criterii pe care urmează să le satisfacă structura sau elementele structurale (de exemplu deplasări relative de nivel). Această normă își propune de fapt doar evaluarea încărcărilor pentru construcții, printre care și cele seismice. Din acest considerent, această normă nu va mai fi considerată în cele ce urmează.

Patru din celelalte cinci norme (EC8-94, PS92, P100-92 și AIJ_{LS}D-90) definesc două stări limită: starea limită ultimă (SLU) și starea limită a exploatării normale (SLEN), aceasta din urmă fiind denumită stare limită pentru deformații de către PS92 și P100-92. UBC-97 este singura care nu specifică explicit cele două stări limită. Normele sunt relativ omogene în ceea ce privește starea limită ultimă (cerința de prevenire a colapsului). SLEN în schimb este tratată diferit.

Singura normă care specifică și folosește efectiv cele două stări limită este norma japoneză AIJ_{LS}D-90. Structura trebuie să rămână în domeniul elastic pentru SLEN (degradările structurale nu sunt acceptate), și trebuie să îndeplinească anumite limitări ale deformațiilor (limitarea degradărilor nestructurale).

EC8-94 definește seismul moderat pentru SLEN, dar se limitează doar degradările nestructurale. PS92, P100-92 și UBC-97 specifică un singur nivel al acțiunii seismice (cel major). Cu toate acestea, EC8-94, PS92, P100-92 și UBC-97 folosesc în fapt o procedură de verificare într-o singură treaptă, prin care SLEN se verifică doar prin limitarea deplasărilor relative de nivel. Deplasările de calcul se determină pe baza analizei structurale din seismul definit pentru SLU. Se menționează faptul că această

procedură nu limitează direct degradările structurale (preîntâmpinarea formării articulațiilor plastice). O privire de ansamblu asupra prevederilor referitoare la verificările pentru starea limită a exploatării normale sunt prezentate în Tabelul 3.4.

Tabelul 3.4: Prevederi referitoare la starea limită de serviciu și a deplasărilor de nivel.

	EC8-94	PS92	P100-92	UBC-97	AIJ _{LSD} -90
Definirea stării limită de serviciu	Da	Da	Da	Nu	Da
Definirea seismului moderat	Da	Nu	Nu	Nu	Da
Definirea limitei deplasărilor de nivel	Nestructural	Nestructural	Structural și nestructural	Structural și nestructural	Nestructural
Degradarea structurală la seismul moderat	Permisă	-	-	-	Nu este permisă
Calculul deplasării	$\frac{q_d \cdot d_e \cdot \gamma_l}{v}$	Din spectrul elastic	$\Delta_e \cdot \frac{1}{\psi}$	$0.7 \cdot R \cdot \Delta_s$	Din seismul moderat
Limitele deplasărilor de nivel	$\frac{h}{166} - \frac{h}{250}$ (0.006h - 0.004h)	$\frac{h}{100}$	$\frac{h}{140} - \frac{h}{285}$ (0.007h - 0.0035h)	$\frac{h}{50} - \frac{h}{40}$ (0.020h - 0.025h)	$\frac{h}{200}$

Notă: vezi Tabelul 3.3 pentru definiția termenilor
 * seismul moderat nu este definit
 ** limite de $h/120 - h/200$ sunt definite în Anexa E privitoare la construcțiile metalice

Se poate observa că atât limitele deplasărilor de nivel, cât și modul în care sunt calculate deplasările variază de la normă la normă. Oricum, limitele deplasărilor de nivel prevăzute în norme sunt dependente de degradările nestructurale. Mai mult decât atât, în cazul EC8-94 (cu o valoare medie a limitării deplasărilor relative de nivel de $h/200$) și AIJ_{LSD}-90, norme care definesc explicit nivelul moderat al acțiunii seismice, limitările de deformații corespund celor folosite în mod curent pentru verificările la SLEN în cazul grupărilor fundamentale de încărcări (fără seism). Limitările de deformații impuse de PS92 și UBC-97 pot fi văzute ca metode de a verifica SLEN printr-o procedură de proiectare într-o singură treaptă. Calculul deplasărilor este practic independent de factorul de comportare structurală, concluzie valabilă pentru toate normele. Utilizarea acestui factor la deducerea deplasărilor de calcul în EC8-94, P100-92 și UBC-97 nu este decât o cale de a reveni la spectrul elastic de răspuns (ceea ce presupune fie un răspuns elastic al structurii, fie se bazează pe regula deplasărilor elastice și inelastice egale).

Dacă considerăm limita deplasării relative de nivel pentru SLEN egală cu $h/200$, și presupunerile de mai sus vizavi de procedura de verificare într-o singură treaptă pentru PS92 și UBC-97, valorile diferite specificate în norme pot fi comparate calculând factorul care ar ține cont de perioada de revenire mai mică a seismului de serviciu față de seismul pentru starea limită ultimă (vezi Figura 3.8). Această procedură nu este corectă în cazul P100-92, care impune verificările de deformații ($\approx h/200$) corespunzătoare SLEN stării limite ultime, dar în acest caz procedura poate fi considerată o metodă de normalizare pentru facilitarea unor comparații.

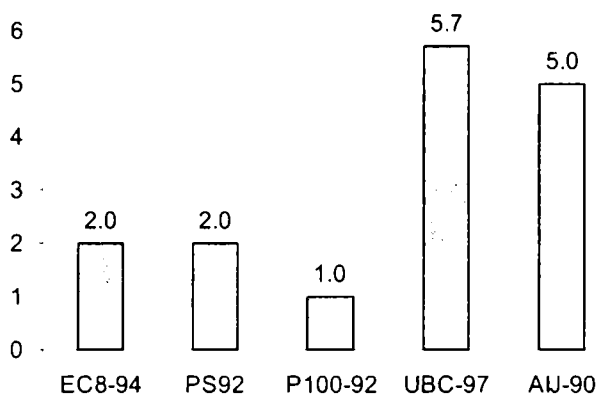


Figura 3.8: Factorul de reducere pentru seismul de serviciu.

Determinarea factorului de reducere de mai sus este directă în cazul EC8-94 ($\nu=2.0$) și AIJ_{LSD}-90 (raportul dintre coeficienții parțiali de siguranță corespunzători SLU și SLEN $2.0/0.4=5.0$). Normalizând limitările de deplasări relative de nivel la $h/200$, au rezultat factori de reducere de 2.0 în cazul PS92, și 5.7 în cazul UBC-97 ($T \geq 07$ sec). Situația este ambiguă în cazul P100-92, în care este prezentă o definiție dublă a acestor limitări. O valoare medie de $h/200$ a fost considerată aici, ceea ce a condus la un factor de 1.0.

Urmărind Figura 3.8, se poate concluziona că nivelul acțiunii seismice pentru SLEN este cel mai mic în cazul UBC-97 și AIJ-90. Normele EC8-94 și PS92 impun condiții mai severe. O situație specială este cea a normei românești P100-92, care confundă cele două stări limită și conduce la verificarea cea mai stringentă a SLEN.

În final, se menționează că AIJ_L-93, cu toate că nu a fost considerată în acest capitol, încorporează o metodă pentru determinarea directă a acțiunii seismice corespunzătoare unor perioade diferite de revenire a seismului, prin utilizarea factorilor R_A și R_V .

3.6 Criterii de proiectare pentru structuri metalice

Proiectarea unei structuri conform normelor actuale este împărțită în câteva părți distincte. Se fac verificări separate la nivel de structură, element, și secțiune. Această metodă simplificată este bine adaptată pentru proiectarea structurilor în domeniul elastic. Proiectarea structurilor în zone seismice se face în mod curent tot pe baza unei analize liniar elastice, cu toate că structura se va comporta în cele mai multe cazuri în domeniul plastic sub acțiunea seismului de proiectare. Aceasta implică verificarea, pe lângă rezistență și rigiditate, a ductilității structurii, care însă poate fi verificată doar într-o manieră aproximativă prin metode elastice de analiză.

În ceea ce privește structurile metalice, este de menționat faptul că natura ductilă a oțelului nu se transpune implicit într-o structură ductilă. Chiar dacă oțelul rămâne unul din cele mai ductile dintre materialele de construcție moderne, este necesară o atenție sporită pentru a asigura un comportament ductil al structurii per ansamblu, chiar și atunci când stabilitatea structurii nu reprezintă o problemă. Proiectarea structurilor metalice pentru un comportament ductil necesită (1) ductilitate de material, (2) ductilitate de secțiune și de element, și (3) ductilitate a structurii. La nivelul normelor,

asigurarea unei ductilități de material se poate face impunând anumite limitări asupra caracteristicilor oțelului, cum ar fi raportul dintre rezistență și limita de curgere, f_u/f_y . Ductilitatea de secțiune se verifică limitând zveltețea pereților profilului metalic, funcție de starea de eforturi din secțiune/element, rezultând o împărțire în clase de secțiuni. Pentru considerarea ductilității elementului, verificarea de clasei de secțiune trebuie suplinită cu o limitare a zvelteții barei. Asigurarea ductilității la nivel de structură se obține prin proiectarea de capacitate, dirijând formarea articulațiilor plastice în elementele ductile și protejându-le pe celelalte printr-o rezistență sporită, și promovând un mecanism plastic global.

În continuare se prezintă succint prevederile normelor considerate legate de criteriile de proiectare impuse structurilor cu structură metalică, în special a cadrelor necontravântuite.

3.6.1 EC8-94

Structurile metalice rezistente la seism pot fi proiectate conform unuia din următoarele concepte:

- Comportament disipativ (se ține cont de capacitatea structurii de a rezista acțiunii seismice prin deformații plastice; coeficientul de comportare $q > 1.0$)
- Comportament nedisipativ (eforturile în structură sunt calculate conform unei analize globale elastice, fără a ține cont de deformațiile plastice din structură; $q = 1.0$)

Îmbinările cu șuruburi se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență din grupele 8.8 și 10.9, pentru a satisface cerințele proiectării la capacitate. Șuruburile din grupa 12.9 sunt permise numai la îmbinările care lucrează la forfecare.

Pentru cadrele necontravântuite, coeficientul de comportare (q) se determină în felul următor:

$$q = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (3.3)$$

unde: α_1 – multiplicatorul forțelor seismice orizontale, păstrând constante celelalte acțiuni, corespunzător formării primei articulații plastice; α_u – multiplicatorul forțelor seismice orizontale, păstrând constante celelalte acțiuni, corespunzător formării unui număr de articulații plastice suficient pentru dezvoltarea unei instabilități structurale; $\alpha_u/\alpha_1 \leq 1.6$.

În cazul în care nu se face un calcul pentru determinarea multiplicatorului α_u , se pot folosi valori aproximative pentru α_u/α_1 ($\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ pentru cadre metalice necontravântuite, la care corespunde $q = 6$). Dacă structura nu este regulată pe înălțime, valoarea coeficientului q se reduce cu 20%.

Structurile cu zone disipative trebuie proiectate astfel ca aceste zone să se formeze în acele părți ale structurii unde plasticizarea, voalarea, sau alte fenomene cauzate de comportamentul histeretic nu afectează stabilitatea globală a structurii. Părțile structurale ale zonelor disipative trebuie să posede o ductilitate și rezistență adecvate. Părțile nedisipative ale structurilor disipative, cât și îmbinarea părților disipative cu

restul structurii trebuie să posede o suprarezistență suficientă pentru a permite plasticizarea ciclică a părților disipative.

Ductilitatea locală suficientă a elementelor sau a părților acestora trebuie asigurată limitând rapoartele lățime/grosime b/t corespunzător cu clasele de secțiune, acestea fiind influențate de valoarea factorului de comportare ales conform Tabelul 3.5, clasa de secțiune 1 asigurând comportamentul cel mai ductil.

Tabelul 3.5: Limitarea factorului q funcție de clasa de secțiune în EC8-94.

coeficientul de comportare q	$q > 4$	$2 < q \leq 4$	$q \leq 2$
clasa de secțiune	clasa 1	clasa 2	clasa 3

Îmbinările în zonele disipative trebuie să posede o suprarezistență suficientă pentru a permite plasticizarea părților îmbinate. Îmbinările părților disipative realizate prin sudură cap la cap sau cu penetrare completă pot fi considerate că satisfac criteriul de suprarezistență. În cazul îmbinărilor cu sudură de colț sau cu șuruburi, se va respecta următoarea cerință:

$$R_d \geq 1.20 R_{fy} \quad (3.4)$$

unde: R_d – rezistența de calcul îmbinării; R_{fy} – rezistența plastică a părții îmbinate.

Condiția de suprarezistență pentru îmbinări nu trebuie să fie respectată dacă îmbinările sunt proiectate astfel ca să contribuie semnificativ la capacitatea de disipare a energiei conform factorului q ales. Eficiența unor astfel de îmbinări și rezistența lor sub acțiunea încărcărilor ciclice trebuie stabilită prin încercări.

Cadrela necontravântuite se vor proiecta astfel ca articulațiile plastice să se formeze la capătul grinzilor și nu în stâlpi. Îmbinările riglă-stâlp au nevoie de o suprarezistență adecvată pentru a permite formarea articulațiilor plastice în grinzi.

Grinzile trebuie verificate să posede o siguranță suficientă împotriva flambajului prin încovoiere-răsucire. Pentru articulațiile plastice din grinzi se va asigura ca momentul capabil total și capacitatea de rotire să nu fie diminuate de forțele de compresiune și cele tăietoare. Pentru aceasta, se vor verifica respectarea următoarelor inegalități în locurile unde se așteaptă formarea articulațiilor plastice:

$$M_{Sd}/M_{pl,Rd} \leq 1.0 \quad (3.5)$$

$$N_{Sd}/N_{pl,Rd} \leq 0.15 \quad (3.6)$$

$$(V_{G,Sd} + V_{M,Sd})/V_{pl,Rd} \leq 0.5 \quad (3.7)$$

unde: M_{Sd} , N_{Sd} – eforturile de calcul; $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ – rezistențele de calcul; $V_{G,Sd}$ – forța tăietoare din celelalte încărcări decât cele seismice; $V_{M,Sd}$ – forța tăietoare dată de aplicarea momentelor capabile $M_{Rd,A}$ și $M_{Rd,B}$ de semne opuse la extremitățile A și B ale grinzii.

Suma momentelor capabile în secțiunile adiacente ale stâlpilor trebuie să nu fie mai mică decât suma momentelor capabile din grinzile care se îmbină cu acești stâlpi:

$$\sum M_{Rd,b} \leq \sum M_{Rd,c} \quad (3.8)$$

Îmbinarea stâlpului cu fundația se va proiecta la un moment încovoietor de:

$$M_{Sd} = M_{Sd,G} + 1.2 M_{Sd,E} \quad (3.9)$$

unde: $M_{Sd,G}$ – momentul încovoietor dat de alte acțiuni decât cele seismice incluse în gruparea seismică de acțiuni; $M_{Sd,E}$ – momentul încovoietor dat de acțiunea seismică de calcul multiplicată cu factorul de importanță

Forța tăietoare în stâlp V_{Sd} (rezultată din analiza structurală) trebuie să fie limitată la:

$$V_{Sd} / V_{pl,Rd} \leq 0.5 \quad (3.10)$$

Se permite următoarea relație la panourile de inimă a îmbinărilor riglă-stâlp:

$$V_{wp,Sd} / V_{wp,Rd} \leq 1.0 \quad (3.11)$$

Îmbinările riglelor cu stâlpii se vor proiecta la o suprazistență necesară, ținând cont de momentul capabil $M_{pl,Rd}$ și forța tăietoare ($V_{G,Sd} + V_{M,Sd}$).

3.6.2 PS92

Structurile metalice pot fi proiectate în conformitate cu unul din următoarele principii:

- Comportarea disipativă a structurii (structurile sunt proiectate astfel ca în cazul unui seism, anumite elemente să fie supuse unor deformații plastice; amplasarea și eficiența acestor zone disipative trebuie să fie controlate perfect; factorul de comportare $q > 0$).
- Comportarea nedisipativă a structurii (structurile sunt proiectate astfel ca să reziste seismului de calcul în domeniul elastic, $q = 1$).

În cazul structurilor regulate și a celor de regularitate intermediară, factorul de comportare se determină în felul următor (pentru cadre necontravântuite):

$$q = 5\alpha_2/\alpha_1 \leq 8 \quad (3.12)$$

Pentru cadre necontravântuite $\alpha_2/\alpha_1 = 1.2$, de unde rezultă un factor de comportare $q = 6$. La structurile calculate cu un factor de comportare $q > 1.0$, secțiunile transversale ale elementelor în zone disipative care lucrează la compresiune și/sau încovoiere, trebuie să satisfacă criteriile de clasă de secțiune (Tabelul 3.6). Pentru a folosi un coeficient de comportare $q > 6$, toate secțiunile elementelor disipative trebuie să fie de clasă A, iar forța axială de calcul N_{Sd} și zveltețea redusă $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_y$ să satisfacă condițiile:

- element încovoiat în curbura dublă: $N_{Sd}/N_{pl,Rd} \leq 0.15$ și $\bar{\lambda} \leq 1.1$
- element încovoiat în curbura simplă: $N_{Sd}/N_{pl,Rd} \leq 0.15$ și $\bar{\lambda} \leq 0.65$

unde: $N_{pl,Rd}$ – rezistența plastică la compresiune a elementului.

Nu este permisă utilizarea îmbinărilor semi-rigide, cu excepția unei justificări științifice bazate pe încercări. Îmbinările realizate prin sudură cap la cap sau cu penetrare completă nu necesită o verificare a sudurii. Îmbinările realizate prin sudură cu penetrare parțială sau de colț, la fel și îmbinările cu șuruburi, trebuie să satisfacă următoarea condiție generală:

$$S_d \leq R_d/\gamma_E \quad (3.13)$$

unde: R_d – rezistența de calcul a îmbinării (elementele de calcul, la fel și părțile constituente); γ_E – coeficientul parțial de siguranță ($\gamma_E = 1.0$ pentru îmbinări în zone nedisipative, $\gamma_E = 1.2$ pentru îmbinări în zone disipative); S_d – efortul de calcul

Tabelul 3.6: Cerințe pentru clasele de secțiune funcție de factorul q ales în PS92.

factorul de comportare q	$q \leq 6$	$q \leq 4$	$q \leq 2$
clasa de secțiune	clasa A	clasa B	clasa C

Stâlpii disipativi vor fi de clasă A. Pe lângă toate verificările de rezistență, se vor verifica următoarele:

- pentru stâlpi supuși la încovoiere în curbură dublă:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + 0.8\bar{\lambda} \leq 1.0, \text{ dacă } \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15 \quad (3.14)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + 0.8\bar{\lambda} \leq 1.6, \text{ dacă } \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} < 0.15 \quad (3.15)$$

- pentru stâlpi supuși la încovoiere în curbură simplă:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + 1.35\bar{\lambda} \leq 1.0, \text{ dacă } \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15 \quad (3.16)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + 1.35\bar{\lambda} \leq 1.1, \text{ dacă } \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} < 0.15 \quad (3.17)$$

Stâlpul trebuie să se verifice la rezistență (N_{Sd} și M_{Sd}) și flambaj. Forța de forfecare de calcul în stâlpi disipativi se va limita la 1/3 din rezistența plastică ($V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}/3$).

Stâlpii nedisipativi care fac parte din structuri disipative se vor verifica la rezistență (N_{Sd} și M_{Sd}) și flambaj, folosind un coeficient parțial de siguranță $\gamma_E=1.2$.

Momentul capabil al grinzilor cu zone disipative este egal cu momentul plastic $M_{pl,Rd}$ pentru clasele de secțiuni A și B, și cu momentul de rezistență elastic $M_{el,Rd}$ pentru clasa C de secțiune. Grinzile de clasa de secțiune A și B, atunci când disiparea energiei are loc prin încovoiere, trebuie să satisfacă următoarele condiții, acolo unde se vor forma articulațiile plastice:

$$M_{Sd}/M_{pl,Rd} \leq 1.0, \text{ cu } N_{Sd}/N_{pl,Rd} \leq 0.15 \text{ și } V_{Sd}/V_{pl,Rd} \leq 1/3 \quad (3.18)$$

Dacă $N_{Sd}/N_{pl,Rd} > 0.15$, grinda se va considera ca un element supus la compresiune cu încovoiere.

3.6.3 AISC-97

Norma AISC-97 este concepută pentru calculul și execuția elementelor și îmbinărilor structurale metalice pentru sisteme de rezistență la forțe laterale la clădiri pentru care s-au determinat forțe seismice pe baza a diverse nivele de disipare a energiei în domeniul plastic. Factorul de reducere R și factorul de suprazistență Ω_0 se determină din cele de mai jos (Tabelul 3.7) funcție de sistemul structural.

Rezistența necesară a unei îmbinări sau a elementului corespunzător se va determina cu valoarea probabilă a limitei de curgere F_{ye} a elementului îmbinat, unde:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (3.19)$$

F_y este limita de curgere minimă specificată a mărcii oțelului. Pentru profile laminate și bare, R_y se va lua egal cu 1.5 pentru ASTM A36 și 1.3 pentru A572 Gr 42.

Tabelul 3.7: Sisteme structurale.

Sistemul structural de bază	Descriere	R	Ω_0
Cadre necontravântuite	Cadre speciale necontravântuite (SMF)	8.5	2.8
	Cadre ordinare necontravântuite (OMF)	4.5	2.8

Toate îmbinările cu șuruburi vor fi realizate cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate total. Îmbinările cu șuruburi nu se vor proiecta să preia forțele tăietoare împreună cu sudura, pentru aceeași suprafață de forfecare. Îmbinările cu șuruburi ale elementelor ce fac parte din sistemul de rezistență la forțe seismice se vor configura astfel ca o stare limită ductilă să governeze proiectarea îmbinării sau al elementului.

Cadrele necontravântuite speciale (SMF) se așteaptă să reziste unor deformații inelastice semnificative în urma aplicării forțelor rezultate din acțiunea seismică de proiectare. Proiectarea tuturor îmbinărilor riglă-stâlp, care participă la sistemul de rezistență la forțele laterale va fi bazată pe rezultatele unor încercări care au dovedit o rotire plastică capabilă de cel puțin 0.03 radiani. Încercările trebuie să conțină cel puțin două încercări ciclice și se permite să fie bazate pe una dintre următoarele cerințe:

- Încercări existente în cercetare sau încercări documentate, realizate pentru alte proiecte, care s-a demonstrat că se potrivesc rezonabil condițiilor proiectului.
- Încercări efectuate special pentru proiect și care sunt reprezentative pentru dimensiunile elementelor, rezistența materialelor, configurația și execuția îmbinărilor.

Încercările riglă-stâlp trebuie să demonstreze un moment capabil dezvoltat la fața stâlpului care este cel puțin egal cu momentul plastic nominal al grinzii M_p la o rotire plastică necesară, cu următoarele excepții:

- În cazul în care rezistența grinzii este limitată de voalarea acesteia sau atunci când sunt folosite îmbinări cu o secțiune redusă a grinzii, rezistența minimă va fi de cel puțin $0.8M_p$ al grinzii.
- Îmbinări care asigură rotirea necesară în elementele îmbinării la rezistența cerută, în cazul în care se poate demonstra printr-o analiză rațională că structura poate asigura deformațiile de nivel suplimentare datorate flexibilității îmbinării.

Rezistența necesară la forfecare R_v a panoului inimii stâlpului se determină aplicând combinația specială de încărcări grinzii sau grinzilor concurente în nod. Nu este necesar ca R_v să depășească forța de forfecare determinată de valoarea de $0.8\sum R_y M_p$ a riglelor concurente în îmbinare.

Zveltețea de perete a grinzilor trebuie să se conformeze valorilor de mai jos (vezi Tabelul 3.8). În cazul în care raportul $\sum M'_{pc}/\sum M'_{pb}$ este mai mic sau egal cu 1.25, zveltețea de perete a secțiunii stâlpilor vor respecta aceleași valori λ_p .

Tabelul 3.8: Limitele zvelteții de perete λ_p pentru elemente comprimate în AISC-97.

Descrierea elementului	Zveltețea de perete	Valorile limită
Tălpile grinzilor I laminate, grinzilor hibride sau sudate, sau profile U încovoiate	b/t	$52/\sqrt{F_y}$
Inimi supuse la încovoiere cu forță axială	h_o/t_w	<p>pentru $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$: $\frac{520}{\sqrt{F_y}} \left[1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$</p> <p>pentru $P_u/\phi_b P_y > 0.125$: $\frac{191}{\sqrt{F_y}} \left[2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right] \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$</p>

* F_y în ksi.

Următoarea relație trebuie să verifice la o îmbinare riglă-stâlp:

$$\sum M'_{pc} / \sum M'_{pb} > 1.0 \quad (3.20)$$

unde $\sum M'_{pc}$ – suma momentelor de pe stâlp la partea superioară și inferioară a nodului de la intersecția axelor grinzii și stâlpului. $\sum M'_{pc}$ se determină adunând proiecțiile la axa grinzii a rezistențelor nominale a stâlpului (inclusiv vutele acolo unde sunt folosite) de la partea superioară și inferioară, ținând cont de reducerea rezistenței din cauza forței axiale. Se permite a se folosi $\sum M'_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{ud}/A_g)$. $\sum M'_{pb}$ – suma momentelor în grinzi la intersecția axelor grinzilor și a stâlpilor. $\sum M'_{pb}$ se determină adunând proiecțiile la axa stâlpului a rezistențelor nominale ale grinzilor în articulațiile plastice. Se permite să se ia $\sum M'_{pb} = \sum(1.1R_y M_p + M_v)$, unde M_v este momentul suplimentar din cauza brațului forței tăietoare de la articulația plastică la axa stâlpului.

Cadrelor necontravântuite intermediare (IMF) vor suporta deformații inelastice intermediare sub acțiunea forțelor datorate acțiunii seismice de calcul. IMF se vor proiecta astfel ca deformațiile inelastice induse de seism să fie preluate de plasticizarea elementelor cadrului atunci când sunt folosite îmbinări rigide, sau de curgerea îmbinărilor atunci când sunt folosite îmbinări semi-rigide.

IMF trebuie să respecte cerințele pentru SMF cu excepția următoarelor modificări:

- Proiectarea tuturor îmbinărilor riglă-stâlp folosite în sistemul de rezistență la forțele laterale vor fi bazate pe încercări ciclice care să demonstreze o rotire inelastică de cel puțin 0.02 radiani.
- În cazul în care rezistența grinzii este limitată de voalarea acesteia sau atunci când sunt folosite îmbinări cu o secțiune redusă a grinzii, rezistența minimă va fi de cel puțin $0.8M_p$ al grinzii.
- Îmbinări care asigură rotirea necesară în elementele îmbinării la rezistența cerută, în cazul în care se poate demonstra printr-o analiză rațională că structura poate asigura deformațiile de nivel suplimentare datorate flexibilității îmbinării. O astfel de analiză trebuie să includă efectele de stabilitate generală, inclusiv efectele de ordinul doi.

Cadrelor necontravântuite ordinare (OMF) vor rezista unor deformații inelastice limitate în elemente și îmbinări, sub acțiunea forțelor seismice de calcul.

Îmbinările riglă-stâlp vor fi realizate prin sudură sau cu șuruburi de înaltă rezistență. Îmbinările pot fi rigide sau semi-rigide după cum urmează:

- Îmbinările rigide care fac parte din sistemul de rezistență la forțele laterale vor fi calculate la o capacitate M_u , cel puțin egală cu minimul dintre $1.1R_yM_p$ a grinzii și momentul care poate fi transmis de sistem.
- Sudurile cu penetrare parțială și cele de colț nu se vor folosi pentru a prelua forțele de întindere în îmbinări. Ca alternativă, calculul tuturor îmbinărilor riglă-stâlp va fi bazat pe rezultate ale încercărilor ciclice, care să demonstreze o rotire inelastică de cel puțin 0.01 radiani.

Îmbinările semi-rigide sunt permise atunci când sunt îndeplinite următoarele cerințe:

- Rezistența nominală a îmbinării trebuie să fie mai mare sau egală cu 50 la sută din minimul dintre momentele plastice ale grinzii și stâlpului.
- Se va demonstra o capacitate de rotire adecvată în îmbinări, bazată pe încercări ciclice la rotații corespunzătoare deformațiilor de nivel.
- Rigiditatea și rezistența îmbinărilor semi-rigide se vor considera în proiectare, inclusiv efectele lor asupra stabilității generale a cadrului.

În cazul în care sunt folosite îmbinări rigide, realizate prin sudarea directă a tălpilor grinzii sau a ecliselor de talpă a grinzii de talpa stâlpului, se vor prevedea plăci de continuitate pentru a transmite eforturile din talpă în inima sau inimile stâlpului. Plăcile de continuitate nu sunt necesare dacă îmbinările încercate demonstrează o rotire plastică necesară fără aceste plăci.

3.6.4 AIJ_{LSD-90}

Cadrelor structurale (contravântuite și necontravântuite) se vor clasifica după cum urmează (Tabelul 3.9).

Tabelul 3.9: Clasificarea structurilor în AIJ_{LSD-90}.

Clasificarea structurală	Cadrul structural
S-I	cadre structurale compuse din elemente clasificate în P-I și L-I, care se conformează prevederilor pentru îmbinări
S-II	cadre structurale compuse din elemente clasificate în P-II și L-II, care se conformează prevederilor pentru îmbinări
S-III	cadre structurale compuse din elemente clasificate în P-III și L-III, care se conformează prevederilor pentru îmbinări
S-IV	cadre structurale compuse din elemente clasificate în P-IV și L-IV

Clasificarea zvelteții de perete în P-I, P-II, P-III și P-IV sunt bazate pe relațiile din Tabelul 3.10.

Tabelul 3.10: Clasificarea zvelteții de perete a plăcilor în AIJ_{LSD-90} (doar secțiunile H).

	P-I	P-II	P-III	P-IV
Grinzi de secțiune H	$\frac{(b/t_f)^2}{(20\sqrt{F_{yf}})^2} +$	$\frac{(b/t_f)^2}{(21\sqrt{F_{yf}})^2} +$	$\frac{(b/t_f)^2}{(23\sqrt{F_{yf}})^2} +$	$\frac{17}{\sqrt{F_{yf}}} < b/t_f \leq \frac{37}{\sqrt{F_{yf}}}$
	$+\frac{(d/t_w)^2}{(127/\sqrt{F_{yw}})^2} \leq 1$	$+\frac{(d/t_w)^2}{(136/\sqrt{F_{yw}})^2} \leq 1$	$+\frac{(d/t_w)^2}{(148/\sqrt{F_{yw}})^2} \leq 1$	$\frac{100}{\sqrt{F_{yw}}} < d/t_w \leq \frac{276}{\sqrt{F_{yw}}}$

	P-I	P-II	P-III	P-IV
Stâlpi de secțiune H	$\frac{(b/t_f)^2}{(20\sqrt{F_y})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(93/\sqrt{F_y})^2} \leq 1$	$\frac{(b/t_f)^2}{(21\sqrt{F_y})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(99/\sqrt{F_y})^2} \leq 1$	$\frac{(b/t_f)^2}{(23\sqrt{F_y})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(106/\sqrt{F_y})^2} \leq 1$	$\frac{17}{\sqrt{F_y}} < b/t_f \leq \frac{37}{\sqrt{F_y}}$
	$d/t_w \leq 71/\sqrt{F_y}$			$\frac{71}{\sqrt{F_y}} < d/t_w \leq \frac{159}{\sqrt{F_y}}$

unde: F_y – limita de curgere a elementelor (t/cm^2); b – jumătatea lățimii tăpii unei secțiuni H (cm); d – înălțimea inimii unei secțiuni H (cm); t_f – grosimea tăpii (cm); t_w – grosimea inimii (cm).

Clasificarea zvelteții grinzilor în categoriile L-I, L-II, L-III și L-IV se bazează pe următorul tabel.

Tabelul 3.11: Clasificarea zvelteții grinzilor în AIJ_{LSD}-90.

Clasificarea	L-I	L-II	L-III	L-IV
Zveltețea λ_b	$\leq 0.7 \rho\lambda_b$	$\leq 0.8 \rho\lambda_b$	$\leq \rho\lambda_b$	$> \rho\lambda_b$

unde: $\lambda_b = \sqrt{M_p / M_e}$ – zveltețea la flambaj lateral al grinzii; M_p – momentul plastic total ($t\cdot cm$); M_e – momentul elastic de flambaj lateral ($t\cdot cm$); $\rho\lambda_b$ – zveltețea corespunzătoare limitei plastice = $0.6 + 3(M_2/M_1)$; M_2/M_1 – raportul momentelor de capăt, măsurate pentru lungimea necontravântuită, $|M_1| \geq |M_2|$. M_2/M_1 se ia pozitiv pentru o încovoiere în dublă curbă.

Următoarele limitări asupra forțelor axiale și zvelteții se impun stâlpilor cadrelor clasificate în S-I sau S-II (contravântuite și necontravântuite):

- raportul maxim al forței axiale: $n_y \leq 0.75$
- combinarea forței axiale și a zvelteții: $n_y \rho\lambda_c^2 \leq 0.25$

unde: n_y – raportul forței axiale la un stâlp = N/N_y ; N – forța de compresiune în stâlp (t); N_y – rezistența la compresiune a stâlpului (t); $\rho\lambda_c$ – raportul zvelteții unui stâlp = $\sqrt{N_y / \rho N_e}$; ρN_e – rezistența la flambaj a unui stâlp în planul încovoierii = $\pi^2 EI / \rho l_c^2$ (t); I – momentul de inerție față de axa de încovoiere (cm^4); ρl_c – lungimea de flambaj în planul de încovoiere (cm).

În cazul stâlpilor cadrelor clasificate în S-I și S-II la care se formează articulații plastice, se vor verifica următoarele condiții suplimentare:

$$\text{pentru } -0.5 < M_2/M_1 \leq 1.0 \quad n_y \rho\lambda_c^2 \leq 0.10 (1 + M_2/M_1) \quad (3.21)$$

$$\text{pentru } -1.0 < M_2/M_1 \leq -0.5 \quad n_y \rho\lambda_c^2 \leq 0.05 \quad (3.22)$$

Pentru stâlpii cadrelor clasificate în S-III sau S-IV, se vor verifica următoarele:

$$N/\rho N_c \leq 1.0 \quad (3.23)$$

Pentru calculul la starea limită ultimă a cadrelor contravântuite și necontravântuite, rezistența necesară a fiecărui nivel a cadrului poate fi redusă în funcție de clasificarea cadrului și coeficientul structural caracteristic (vezi Tabelul 3.12):

$$Q_R = D_S \gamma_E W_E \quad (3.24)$$

unde: Q_R – rezistența necesară la forțe laterale a unui nivel; D_S – factorul structural caracteristic; γ_E – factorul parțial de siguranță pentru acțiunea seismică; W_E – forța seismică nominală.

Tabelul 3.12: Factorul structural caracteristic D_S pentru cadre în AIJ_{LSD}-90.

Factorul structural caracteristic	S-I	S-II	S-III	S-IV
Cadru necontravântuit ${}_R D_S$	0.25	0.30	0.35	0.45
Cadru contravântuit ${}_B D_S$	${}_R D_S (1+0.4 \beta \lambda_\beta) \leq 0.5$			0.50

Rezistența maximă a îmbinărilor de capăt la grinzile și stâlpii cadrelor clasificate în S-I, S-II, și S-III vor satisface:

$${}_j M_u \geq 1.3 M_p \quad (3.25)$$

unde: ${}_j M_u$ – rezistența maximă a îmbinărilor; M_p – momentul plastic total al grinzii pentru îmbinările de capăt la grinzi sau momentul plastic total al stâlpului în cazul îmbinării de capăt la stâlpi.

Panourile de inimă a îmbinărilor riglă-stâlp se vor calcula astfel ca să satisfacă:

$${}_p M_y \geq \left\{ ({}_b M_y^L + {}_b M_y^R) \text{ and } ({}_c M_y^U + {}_c M_y^L) \right\} \quad (3.26)$$

unde: ${}_p M_y$ – rezistența plastică a panoului unei îmbinări riglă-stâlp; ${}_b M_y^L$, ${}_b M_y^R$ – rezistențele plastice ale grinzilor concurente în îmbinare (partea stângă și partea dreaptă a panoului); ${}_c M_y^U$, ${}_c M_y^L$ – rezistențele plastice ale stâlpilor concurenți în îmbinare (la partea superioară și cea inferioară a panoului).

Nu se vor folosi șuruburi la îmbinările supuse vibrațiilor, impactului sau la eforturi de sens invers. Nu se vor folosi șuruburi la părțile principale de rezistență la structuri mai înalte de 9 m sau cu o deschidere mai mare de 13 m. Oricum, șuruburile pot fi folosite în astfel de părți atunci când diametrul găurii nu este mai mare decât diametrul șurubului plus 0.2 mm, și în plus este împiedecată slăbirea piulițelor.

3.6.5 P100-92

Structurile metalice antiseismice se proiectează astfel încât în timpul acțiunii seismice intense, unele părți ale lor să poată depăși domeniul de comportare elastică în scopul de a disipa energia seismică prin deformații postelastice. Coeficientul de reducere a efectelor acțiunii seismice ψ ține seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuție a eforturilor, de rezerva de rezistență neconsiderată în calcul, precum și de efectele de amortizare a vibrațiilor, altele decât cele asociate structurii de rezistență. Coeficientul se alege funcție de tipul structurii, și are valoarea de $\psi=0.17$ pentru cadrele metalice necontravântuite. În funcție de valoarea coeficientului de reducere a forțelor seismice adoptat la proiectare structurii se vor respecta următoarele condiții:

Tabelul 3.13: Cerințe pentru clasele de secțiune funcție de factorul ψ ales în P100-92.

factorul de comportare ψ	$0.17 \leq \psi < 0.25$	$0.25 \leq \psi < 0.5$	$0.5 \leq \psi$
clasa de secțiune	clasa 1	clasa 2	clasa 3

Prinderile realizate cu sudură cap la cap 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 elementele supuse predominant la eforturi de compresiune. Prinderile realizate cu sudură în relief sau șuruburi situate în zone plastice potențiale vor fi dimensionate la eforturile obținute prin înmulțirea eforturilor capabile ale elementelor care se prind cu coeficientul 1.25.

Structurile în cadre necontravântuite se vor proiecta astfel încât, sub acțiunea cutremurelor cu intensitate ridicată, articulațiile plastice să apară mai întâi în grinzi, la legătura cu stâlpii, și numai după aceea, eventual, și în stâlpi. La ultimul nivel al cadrelor multietajate, precum și la structurile cu un nivel, se admite ca articulațiile plastice să apară mai întâi în stâlpi. În zonele de bază ale stâlpilor cadrelor articulațiile plastice vor fi dirijate, prin proiectare, în stâlpi.

Grinzile în care pot apărea articulații plastice vor fi asigurate împotriva fenomenelor de pierdere a stabilității generale prin legarea lor directă de structuri orizontale rigide, în cazurile în care acestea există sau prin prevederea de legături transversale adecvate, fixate de structurile orizontale rigide. În zonele plastice potențiale vor fi satisfăcute relațiile:

$$N/A \leq 0.1 R \quad (3.27)$$

$$M_x/W_x \leq R \quad (3.28)$$

$$T/A_i \leq 0.2 R \quad (3.29)$$

unde: N , T , M_x – efortul axial, momentul încovoietor și respectiv forța tăietoare, maxime, din zona plastică potențială care se verifică; W_x – modulul de rezistență al secțiunii respective; A_i – aria secțiunii inimii.

Nodurile grindă-stâlp se vor calcula la eforturi egale cu produsul $\gamma_p S$, unde: S – efortul produs în îmbinare de încărcările de calcul; γ_p – coeficient de multiplicare ($\gamma_p=1.2$ pentru nodurile plasate în zone plastice potențiale, $\gamma_p=1.0$ pentru noduri situate în celelalte zone).

Nu se admite plastificarea panoului de legătură între grinzi și stâlpi.

3.6.6 Comentarii

Normele de proiectare antiseismică prevăd două tipuri de comportare structurală: disipativă și nedisipativă, prima fiind cea mai folosită. De aceea, se încearcă evitarea condițiilor care ar putea duce la cedări fragile și se adoptă strategii corespunzătoare care să permită mecanisme stabile și fiabile de disipare histeretică a energiei.

Normele studiate recunosc neconcordanța dintre limita de curgere nominală și cea reală a oțelurilor folosite astăzi în construcții, cu excepția celor japoneze și românești. O limită de curgere mai mare este acoperitoare pentru calculul unei structuri nedisipative, dar nu și pentru una disipativă, deoarece amplasarea și ductilitatea zonelor disipative se pot modifica din cauza limitei de curgere sporite a anumitor părți a structurii. EC8-94 și PS92 cer controlul acestui fenomen, iar norma americană merge mai departe, specificând anumiți coeficienți pentru determinarea limitei de curgere

probabile pentru oțelurile tipice americane. Limita de curgere probabilă se folosește în loc de cea nominală pentru calculul de capacitate.

EC8-94, PS92 și P100-92 clasifică secțiunile elementelor în patru clase de ductilitate (din care numai trei permise în zone seismice), funcție de zveltețea pereților secțiunii. Această clasificare, care influențează valorile alese ale factorului q , nu include nici o prevedere pentru verificarea ductilității elementelor. AIJ_{LSD}-90 prevede o clasificare a secțiunii care ține cont de interacțiunea dintre talpă și inimă. Mai mult decât atât, clasificarea cadrelor din punctul de vedere al performanței seismice (ductilității) este realizată ținând cont atât de clasa secțiunii, cât și de zveltețea elementului. Norma AISC-97 prevede de asemenea limitări ale zvelteții de perete a secțiunii. În plus, se face o clasificare directă a cadrelor necontravântuite în speciale, intermediare și ordinare, funcție de performanța lor seismică. Aceasta se realizează în principal prin diferite nivele de ductilitate ale nodurilor de cadru (0.03, 0.02, și 0.01 radiani), justificate prin încercări experimentale.

Îmbinările riglă-stâlp necesită de obicei o suprarezistență față de rezistența riglei (120% în cazul normelor EC8-94 și PS92, 125% în cazul P100-92, 130% în norma japoneză, și 110%, dar bazată pe limita de curgere probabilă în codul american). Oricum, cu excepția normei AIJ_{LSD}-90 și P100-92, este permisă utilizarea îmbinărilor semi-rigide și/sau de rezistență parțială în cazul în care capacitatea lor de a disipa energie se bazează pe încercări de laborator. Curgerea panoului de inimă este permisă de către EC8-94 și PS92, la fel și de norma americană, care prevede o rezistență a panoului de numai 80% din rezistența plastică probabilă a grinzilor concurente în îmbinare.

Conceptul de stâlp tare – riglă slabă este cerut de către EC8-94 și P100-92. Este necesar și în AISC-97, dar numai pentru cadrele necontravântuite speciale și intermediare. În același timp, relațiile din această normă sunt mult mai generale, ținând cont de astfel de fenomene cum ar fi existența vutelor, slăbirea secțiunii, și forța axială din stâlp. Nici AIJ_{LSD}-90 și nici PS92 nu prevăd explicit stâlpi mai tari. Oricum, verificările impuse stâlpilor sunt diferite, funcție de clasificarea lor ca stâlpi disipativi sau nedisipativi.

3.7 Exemplu de calcul

Pentru a depăși unele dintre probleme legate de diferitele formulări ale forțelor seismice din norme, s-a efectuat o evaluare directă a forțelor seismice de calcul pentru o structură. Aceasta reprezintă un cadru metalic necontravântuit, cu trei deschideri pe ambele direcții și cu cinci nivele. Dimensiunile în plan sunt de 18x18 m (trei deschideri a câte 6 m), iar înălțimea este de 18.5 m (parterul de 4.5 m, iar restul nivelelor de 3.5 m). Cadrul a fost considerat ca și cadru special în cazul UBC-97 și cadru tip S-I în cazul normelor japoneze (cadre cu cea mai înaltă performanță seismică). Încărcarea permanentă pe planșee este de 4.75 kN/m², iar cea a închiderilor de 1.7 kN/m². Încărcarea utilă a fost considerată egală cu 3.0 kN/m². Construcția s-a considerat amplasată într-o zonă de seismicitate ridicată (vezi Tabelul 3.1) și pe un teren tare (vezi Tabelul 3.2).

Evaluarea forțelor seismice s-a făcut într-o manieră cât mai simplă și reprezentativă pentru o predimensionare a structurii. S-a calculat pe cât posibil doar forța tăietoare de bază, distribuția acesteia pe înălțime a fost neglijată unde a fost posibil. Perioada proprie de vibrație a clădirii s-a considerat conform formulelor empirice din norme.

Masa seismică folosită la determinarea forțelor seismice este de obicei cea corespunzătoare încărcării permanente plus o fracțiune din încărcarea variabilă. Acest procedeu este adoptat de EC8-94, PS92, P100-92 și UBC-97. Normele japoneze nu specifică vre-un mod de a considera masele, de aceea doar încărcarea permanentă a fost considerată.

Perioadele proprii de vibrație obținute cu formulele empirice din norme sunt destul de împrăștiate. EC8-94 și UBC-97 folosesc aceleași formule pentru determinarea perioadelor structurii, care conduc la valorile cele mai mari ale perioadelor. Este de menționat faptul că UBC-97 este singura normă care se bazează pe aceste relații empirice pentru calculul forțelor seismice de calcul, celelalte norme încurajând analiza modală pentru determinarea modurilor proprii de vibrație.

Se poate observa din Figura 3.9 că variația masei seismice nu este importantă, influența încărcării utile fiind mică. Perioada de vibrație calculată conform relațiilor empirice variază în schimb în mod semnificativ, iar influența acesteia asupra forțelor seismice de calcul este importantă. Se mai menționează trei alți factori care au contribuit la calculul forței seismice de bază: amortizare diferită de 5% în cazul PS92 și AIJ-93, un coeficient de amplificare pentru considerarea influenței modurilor superioare în PS92, și un factor de participare a modului fundamental de vibrație, considerat doar de PS92, P100-92 și AIJ-93. Valorile obținute ale forței tăietoare de bază din diferite norme sunt prezentate în Figura 3.10.

Se poate observa o variație importantă a valorilor forțelor seismice de calcul din diferite norme. După cum s-a menționat anterior, aceste forțe sunt specifice unui calcul preliminar și se vor modifica atunci când perioada proprie de vibrație exactă va fi calculată/utilizată în modelul final. Analiza plastică folosită de normele japoneze va reduce din diferența observată mai sus. Se menționează totodată că forțele tăietoare de bază din Figura 3.10 se vor modifica substanțial atunci când se vor folosi alte tipuri de amplasament decât cele pe teren rigid.

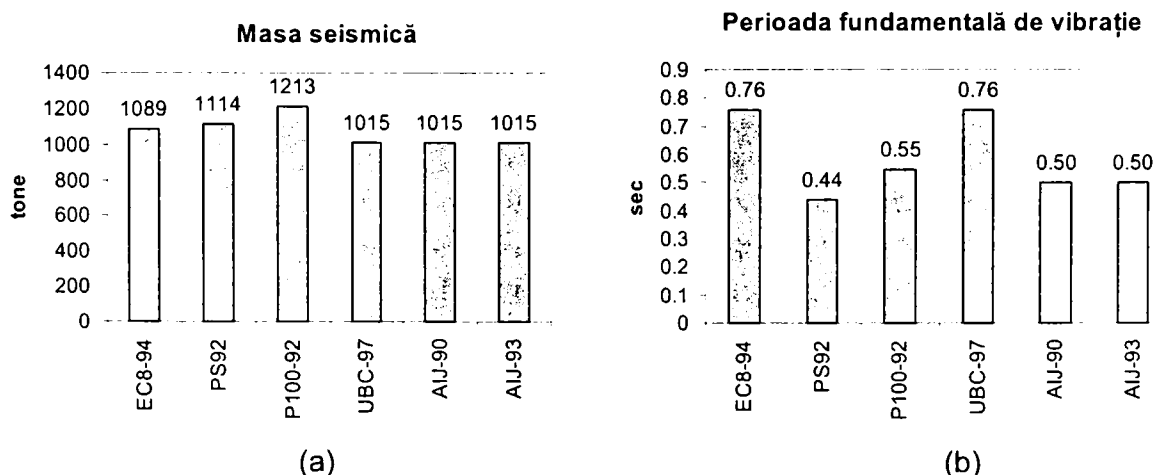


Figura 3.9: Masa seismică (a) și perioada aproximativă de vibrație (b).

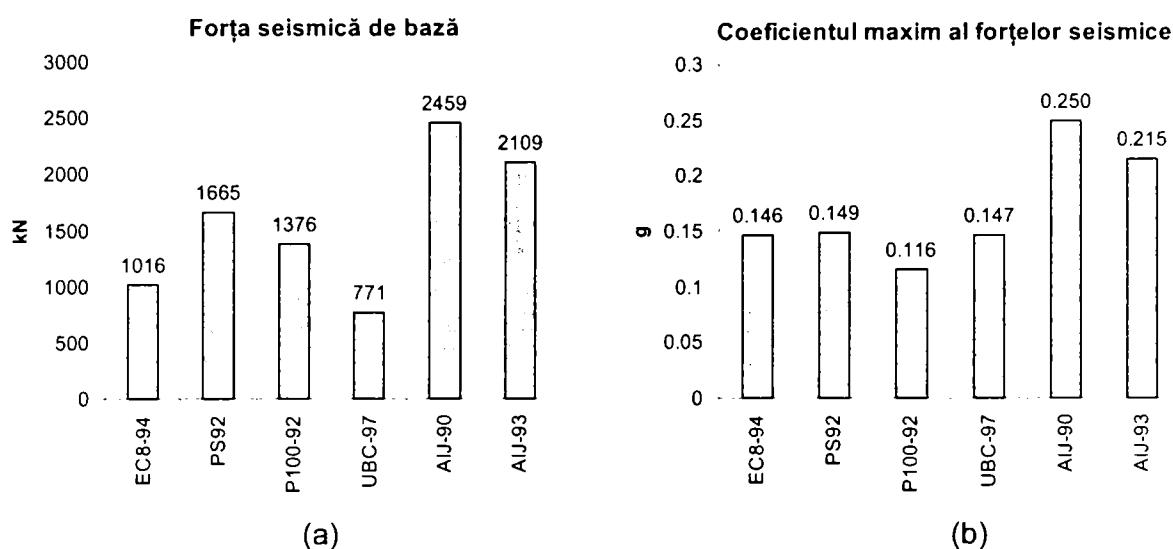


Figura 3.10: Comparație între forțele seismice de bază pentru un calcul de predimensionare (a) și coeficienții seismici (b).

O altă comparație o reprezintă coeficienții forțelor seismice considerate în domeniul amplificării maxime a accelerației spectrale. Această comparație va înlătura diferențele cauzate de:

- masa seismică
- perioada proprie de vibrație
- amortizare diferită de 5%

După cum se poate observa din Figura 3.10, coeficienții maximi ai forțelor seismice sunt mult mai uniformi pentru primele patru norme. Prevederile seismice japoneze dau valori mai mari ale acestui coeficient, în special din cauza coeficienților de reducere a forțelor seismice mai mici. Se menționează din nou că diferența dintre normele japoneze și celelalte se va reduce dacă considerăm calculul plastic cerut de primele.

3.8 Tendințe actuale în proiectarea și analiza antiseismică a structurilor

Majoritatea normelor de proiectare antiseismică în vigoare sunt orientate spre asigurarea siguranței vieților umane în urma acțiunii unor seisme de intensitate majoră. Pe lângă acest obiectiv primordial, normele încearcă să limiteze și distrugerile (structurale și nestructurale) în timpul unor seisme de intensitate mai mică prin impunerea unor limitări ale deplasărilor în structură. Cu toate acestea, este cert că prevederile normelor menite să asigure acest comportament structural au fost dezvoltate empiric, bazându-se pe observații ale seismelor anterioare (Hamburger, 1996). Normele în vigoare nu conțin criterii specifice care să definească nivelul admisibil al degradărilor.

Ultimele seisme majore, printre care Loma Prieta (1989), Northridge (1994) și Hyogoken-Nanbu (1995) au arătat că normele actuale și-au îndeplinit în general scopul de a preîntâmpina colapsul structural. Cu toate acestea, pierderile economice de pe urma acestor seisme au fost neașteptat de ridicate. Otani (1997) a atras atenția asupra discrepantei existente în Japonia între așteptările proprietarilor clădirilor (publicul) și inginerilor constructori asupra comportării clădirilor moderne la seisme. Ca urmare, a apărut necesitatea dezvoltării unor metode de proiectare care să limiteze mai eficient distrugerile (pierderile economice) la seismele viitoare.

Aceste cerințe pentru îmbunătățirea performanței construcțiilor a condus la dezvoltarea conceptului și a procedurilor de Proiectare Bazată pe Performanță (PBP). Conceptul în sine nu este nou, reprezentând o extensie, generalizare, formalizare și cuantificare a metodei stărilor limită (Fajfar, 1998). PBP are ca scop proiectarea unor structuri care să posede un comportament controlat și previzibil pentru nivele definite de siguranță sub acțiunea unor nivele multiple ale acțiunii seismice (Court și Kowalsky, 1998).

3.8.1 Proiectarea bazată pe performanță (PBP)

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, păreri diferite despre sensul acestuia și a metodelor de implementare diferă substanțial (Ghobarah, 2001). 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)
- ATC 40 (1996)
- FEMA 273 și 274 (1996)

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 se adresează nivelurilor 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 unei structuri. 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) 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, ce tratează proiectarea bazată pe performanță.

Este de remarcat faptul ca cele trei documente descrise mai sus conțin principii și proceduri similare, dar diferă, câteodată substanțial, în ceea ce privește termenii și valorile folosite pentru caracterizarea și cuantificarea nivelelor acțiunii seismice și a cerințelor de acceptare a nivelelor de performanță propuse.

Nivele de performanță

Un nivel de performanță este o stare (limită) a degradărilor în structură și reprezintă degradarea maximă dorită de la o construcție supusă la un nivel al acțiunii seismice dat. În cazul clădirilor, este necesar să se considere starea elementelor structurale, nestructurale, a conținutului clădirilor și a funcționării diverselor instalații. SEAOC Vision 2000, definește patru nivele de performanță:

- Complet operațional: clădirea este operațională cu distrugerii neglijabile
- Operațional: clădirea este operațională, cu distrugerii minore și disfuncții minore la utilitățile neesențiale
- Siguranță a vieții: siguranța vieții este substanțial protejată, distrugerile sunt moderate către extinse
- Colaps iminent: siguranța vieții este la risc, distrugerile sunt severe și colapsul structural este prevenit.

Fiecare nivel de performanță este definit pentru sistemul structural, sistemul nestructural și pentru conținutul clădirii. Nivelele de performanță definite mai sus sunt exprimate bine în termeni calitativi, dar nu și cantitativi. Acest ultim obiectiv poate fi realizat prin metode de analiză, care să considere explicit comportarea inelastică a structurii și deformarea acesteia, diferitele nivele de performanță structurală fiind definite în termeni de eforturi limită (în cazul elementelor fragile) sau de deformații limită (în cazul elementelor ductile).

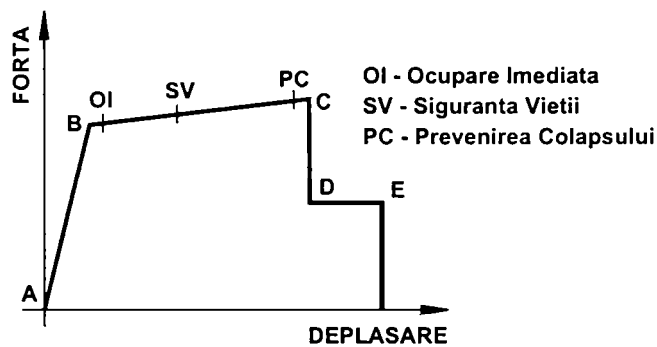


Figura 3.11: Definierea schematică a nivelelor de performanță seismică pentru o curba forță-deplasare (FEMA 356, 2000).

Valorile limită ale deformațiilor elementelor structurale pentru trei nivele de performanță structurală se pot urmări pe curba forță-deplasare a unui element, așa cum este definită de FEMA 356 (Figura 3.11). Modelul de comportare al elementului cuprinde următoarele fenomene caracteristice: (1) comportamentul elastic până la atingerea limitei de curgere - ramura A-B; (2) consolidarea după ce materialul a intrat în domeniul plastic - ramura B-C; (3) degradarea de forță după ce elementul a atins deplasarea ultimă - ramura C-D; și (4) o forță remanentă, până la atingerea colapsului total - ramura D-E. Nivelul de performanță de Ocupare Imediată caracterizată de distrugerii structurale minore corespunde unor deplasări puțin peste limita de comportare elastică

a elementului structural, iar Prevenirea Colapsului se atinge aproape de cedarea elementului, definită prin scăderea pronunțată a forței capabile (vezi Figura 3.11). FEMA 356 introduce patru nivele și două intervale de performanță, fiind astfel mai flexibilă decât SEAOC Vision 2000, dar în același timp mai complicată.

Nivelul acțiunii seismice

Multe din amplasamentele afectate seismic sunt supuse unei întregi game de cutremure cu intensități diferite. Proiectarea bazată pe performanță își propune să asigure un răspuns previzibil al construcțiilor sub acțiunea oricărui seism posibil într-un amplasament dat. Pentru ca acest principiu să poată fi aplicat din punct de vedere practic, este necesar să se aleagă un număr finit de nivele ale acțiunii seismice. Aceasta se poate face definind un set de mișcări seismice și hazardul corespunzător fie prin probabilitatea producerii evenimentului seismic, fie prin perioada medie de recurență.

SEAOC Vision 2000 propune patru nivele ale acțiunii seismice, definite de perioade medii de recurență de 43, 72, 475 și 970 ani. FEMA 356 definește tot 4 nivele de hazard seismic, pentru probabilități de depășire de 50%, 20%, 10% și 2% în 50 de ani, corespunzătoare unor perioade medii de recurență de 72, 225, 475 și respectiv 2475 ani.

Obiective de performanță

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 3.12). 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 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.

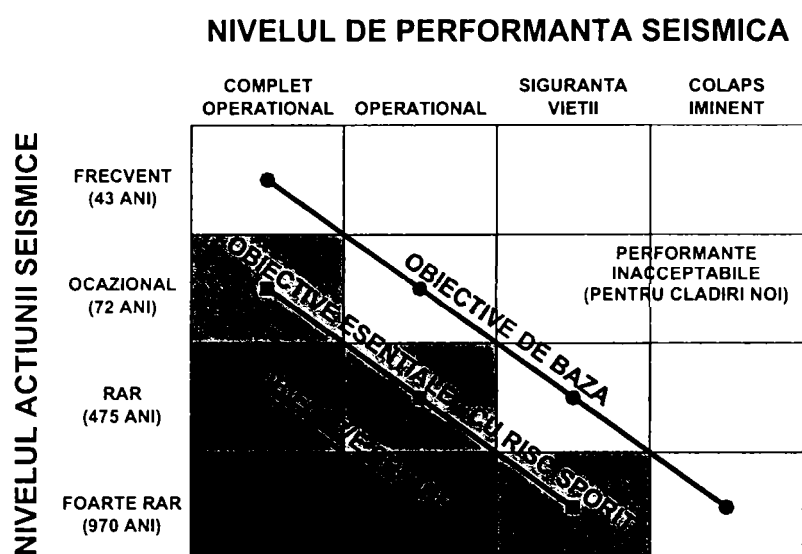


Figura 3.12: Matricea obiectivelor de performanță seismică (SEAOC Vision 2000, 1995).

Conform procedurilor PBP, 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.

3.8.2 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). 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). 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.

3.8.3 Metode de proiectare

În cazul unei structuri care răspunde în domeniul inelastic sub acțiunea unei mișcări seismice, caracterizarea performanțelor acesteia prin nivelul eforturilor dintr-o analiză elastică nu sunt nici credibile și nici reprezentative. Mult mai elocvente sunt deformațiile structurii, acestea fiind și parametrul pe care se bazează și PBP în caracterizarea nivelelor de performanță ale unei structuri (vezi Figura 3.11). De aceea în ultimul timp au fost dezvoltate mai multe *metode de proiectare bazate pe deplasări* (Zamfirescu și Fajfar, 2001). Majoritatea dintre ele combină o analiză statică neliniară ("pushover") a structurii cu mai multe grade de libertate, cu o analiză spectrală simplificată a unui grad de libertate. Analiza spectrală are ca scop determinarea cerințelor (deplasarea țintă), iar analiza statică neliniară folosește la evaluarea capacității (performanței) structurii propriu-zise. O reprezentare schematică a metodei N2 propuse de Fajfar (2000) se poate urmări în Figura 3.13. Metoda constă din următorii pași (Fajfar, 2000):

- Se stabilește modelul structurii, inclusiv caracteristicile inelastice ale elementelor.
- Acțiunea seismică se exprimă în format accelerație-deplasare spectrală, atât pentru comportamentul elastic, cât și pentru cel inelastic (vezi Figura 3.13a). Relația dintre spectrul elastic și cel inelastic este diferită pentru $T < T_C$ și $T \geq T_C$.
- Se determină relația forță tăietoare de bază – deplasare la vârf, folosind o analiză statică neliniară a sistemului cu mai multe grade de libertate dinamică.
- Se determină o aproximare biliniară a relației forță tăietoare de bază – deplasare la vârf a sistemului cu mai multe grade de libertate dinamică, din care se obține diagrama de capacitate (relația forță-deplasare a unui sistem echivalent cu un singur grad de libertate dinamică), folosind factorul de participare modală Γ .
- Se calculează factorul de reducere a forțelor seismice R_μ , pentru a stabili spectrul inelastic corespunzător. Cerința de deplasare a sistemului cu un singur grad de libertate dinamică S_d se determină la intersecția dintre diagrama de capacitate și spectrul inelastic.

- Folosind factorul de participare modală Γ , se transformă cerința de deplasare S_d a sistemului echivalent în deplasarea la vârf D_t a sistemului cu mai multe grade de libertate dinamică.
- Cu deplasarea la vârf determinată în acest mod se efectuează o analiză statică neliniară, pentru a stabili cerințele locale (deplasările relative de nivel, rotirile plastice în îmbinări și elemente, etc., vezi Figura 3.13b).
- Cerințele obținute în acest fel se compară cu capacitățile corespunzătoare unor nivele de performanță stabilite.

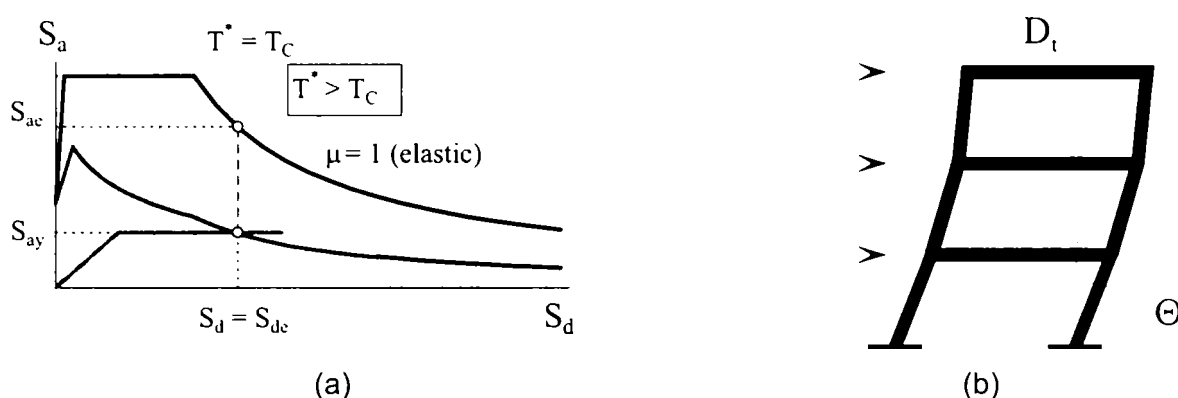


Figura 3.13: Determinarea cerinței de deplasare a sistemului cu un grad de libertate din spectrul accelerație-deplasare (a) și analiza statică neliniară (b), Fajfar, 2000.

Încă în anii 50 Housner a propus *metode energetice* de proiectare a structurilor, pentru a asigura o capacitate suficientă de absorbire a energiei de către structură în eventualitatea unui seism major (Housner, 1959, în Fajfar și Krawinkler, 1997). Cu toate acestea, mai mult timp aceste metode au fost neglijate din cauza complexității aparente a cuantificării cerințelor și capacităților de energie și a implementării lor în metode de proiectare (Fajfar, 1998). Akiyama (1985) a dezvoltat o metodă pur energetică. Bertero și colab. (1996) a propus folosirea ecuației de echilibru energetic în cadrul proiectării bazate pe performanță:

$$E_I = E_{El} + E_{Dis} = E_k + E_s + E_D + E_H \quad (3.30)$$

unde: E_I – energia introdusă la baza construcției de către mișcarea seismică, E_{El} – energia elastică acumulată de sistem, E_{Dis} – energia disipată, E_k – energia cinetică, E_s – energia de deformație, E_D – energia disipată prin amortizare, E_H – energia disipată prin deformații plastice.

Proiectantul urmează să analizeze din punct de vedere tehnic și economic dacă este posibil să echilibreze energia introdusă în sistem (E_I) folosind doar energia elastică a structurii (E_{El}), sau este mai fezabil să reducă E_{El} disipând energia prin E_{Dis} . În mod uzual creșterea energiei E_{Dis} se face prin creșterea energiei disipate prin deformații plastice (E_H), ceea ce implică plastificarea elementelor structurale în structură. O cale alternativă constă în a crește E_D în mod substanțial prin utilizarea unor dispozitive de *disipare a energiei* instalate în anumite locații ale structurii. Această ultimă metodă are avantajul că îmbunătățește răspunsul structurii la toate nivelele de performanță. Creșterea a doar E_H nu îmbunătățește comportamentul structurii la starea limită a exploataării normale. În cazul în care nu este tehnic sau economic posibil să se echilibreze energia introdusă prin modificarea doar a E_{El} sau $E_{El} + E_{Dis}$, rămâne opțiunea de a micșora E_I prin *tehnici de izolare la bază*.

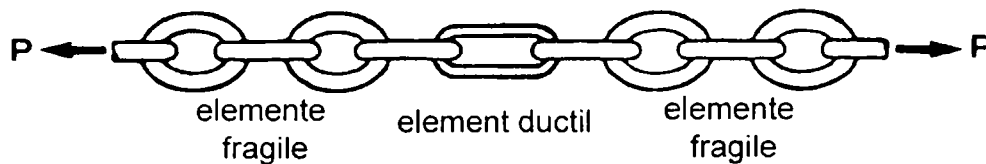


Figura 3.14: Principiile proiectării bazate pe capacitate (Paulay și Priestley, 1992).

Metodele de *proiectare bazate pe capacitate* (vezi Figura 3.14) prezente în normele actuale de proiectare antiseismică, vor trebui să se regăsească și în cele viitoare. Structurile proiectate conform acestui principiu au proprietatea de a fi "tolerante" la intensități ale mișcării seismice mai mari decât cele de calcul. Cu toate acestea, calculul de capacitate în sine nu reprezintă o soluție "universală" a performanței seismice, nefiind eficient în limitările degradărilor structurale la intensități intermediare ale seismului. Astfel Otani (1997) a remarcat faptul că în urma seismului de la Hyogoken-Nanbu 1995, multe cadre necontravântuite proiectate conform principiului grindă slabă – stâlp tare au suferit degradări distribuite, făcând costisitoare reparația acestora.

3.9 Concluzii

Primele cerințe de proiectare menite să prevină colapsul structurilor în timpul cutremurelor au fost emise la începutul secolului 20. După ce un cutremur devastator a lovit San Francisco în 1906, reconstrucția orașului devastat a început cu o revizuire a normativului de construcții, care cerea considerarea unei forțe din vânt de 1.44 kPa pentru proiectarea clădirilor noi. Gustav Eiffel a introdus aceleași prevederi în Europa. După Marele cutremur Kanto din 1923, o procedură de calcul bazată pe o forță laterală egală cu 10% din masa structurii a fost implementată în Japonia. În 1927 UBC a introdus primele prevederi antiseismice în SUA, parțial ca și răspuns la cutremurul Santa Barbara din 1925: o singură forță orizontală concentrată, egală cu 7.5 sau 10% din masa totală a clădirii (după Bruneau și colab., 1998). Normele de proiectare antiseismică au continuat să evolueze și să se îmbunătățească cu timpul. Astăzi, creșterea riscului seismic, datorat în principal numărului sporit de aglomerări urbane în zonele seismice și nu a unei activități seismice sporite, cere norme de proiectare mai bune pentru viitor.

Normele de proiectare antiseismică sunt într-un proces continuu de evoluție, reflectând (cu o oarecare întârziere) acumularea de noi cunoștințe în domeniu. Fiecare seism major contribuie la descoperirea unor noi aspecte necesare a fi luate în calcul la proiectarea antiseismică a construcțiilor. Un impact important asupra cercetării în domeniu l-au reprezentat seismele de la Northridge 1994 și Hyogoken-Nanbu 1995, motivul principal fiind faptul că au afectat zone cu un fond construit considerabil, iar pierderile economice de pe urma acestor seisme au fost mult peste cele așteptate.

Proiectarea Bazată pe Performanță (PBP) va constitui cu siguranță temelia viitoarelor norme antiseismice. PBP reprezintă un set de proceduri pentru construcțiile inginerești, pentru a le conferi nivele de performanță controlată sub acțiunea unor nivele definite ale acțiunii seismice. Normele actuale sunt în mare parte orientate către siguranța vieții. Proiectarea bazată pe performanță consideră nu doar siguranța vieții, ci și nivele

de performanță suplimentare, cum ar fi controlul degradărilor și funcționare completă. Complexitatea tot mai mare a infrastructurii societății umane, folosirea pe scară largă a unor procese tehnologice complexe, adeseori periculoase, și concentrări mari ale populației în zone vulnerabile seismic, necesită metode de proiectare care să asigure mai mult decât siguranța vieții (Gallagher și Bonneville, 1998).

Proiectarea antiseismică folosește tot mai des sisteme și dispozitive noi pentru controlul performanței structurilor, în special pentru reabilitarea construcțiilor existente. Multe clădiri ale viitorului vor fi dotate cu sisteme de izolare la bază sau dispozitive de disipare a energiei, care vor trebui să-și găsească locul în normativele de proiectare.

Analiza neliniară, până nu demult folosită doar pentru probleme foarte specifice, se folosește tot mai des în birourile de proiectare, fie sub forma mai accesibilă a analizei statice neliniare, sau a celei dinamice neliniare, mai complexe și consumatoare de timp. Metodele de proiectare bazate pe deplasare (prin intermediul analizei statice neliniare) devin din ce în ce mai populare, ca și o strategie eficientă pentru implementarea proiectării bazate pe performanță. Aceste metode recunosc legătura strânsă care există între deplasări (sub forma deplasărilor relative de nivel sau a rotirii plastice în îmbinări și elemente) și performanța seismică (Court și Kowalsky, 1998).

Normele de proiectare antiseismică încearcă să țină pasul cu evoluția cercetărilor din domeniu. Cele mai dinamice din acest punct de vedere sunt probabil normele americane, variantele analizate în acest studiu fiind emise la scurt timp (2-3 ani) după seismele în cauză. Normele Japoneze au fost revizuite recent (Otani și colab., 2000), incorporând metode ale proiectării bazate pe performanță. O altă caracteristică nouă a acestei norme este considerarea mult mai detaliată a amplificării mișcării seismice de către profilul geologic în amplasamentul construcției.

Normativul european Eurocode 8 se află într-un stadiu de redactare finală, varianta din ianuarie 2003 aducând următoarele modificări mai importante versiunii descrise în acest document:

- Sunt definite mai clar cele două stări limită (ultimă și de limitare a degradărilor) încercându-se o armonizare cu conceptele proiectării bazate pe performanță. Cerințele impuse stărilor limită sunt denumite "de prevenire a cedării" și "de limitare a degradărilor", care urmează a fi verificate pentru mișcări seismice cu perioada de revenire de respectiv 475 și 95 de ani. Siguranța la starea limită ultimă este verificată prin condiții de rezistență, ductilitate și echilibru, iar la cea de limitare a degradărilor prin limitarea deplasărilor relative de nivel.
- Sunt introduse cinci tipuri de teren "standard" (cu valori ale amplificării mișcării S și a perioadelor de control T_B , T_C și T_D) și două speciale (care necesită studii speciale pentru definirea mișcării seismice), clasificate conform unei descrieri geotehnice și a vitezei undelor v_s forfecare în primii 30 de metri. Amplificarea mișcării seismice de către amplasament nu este totuși dependentă de intensitatea acțiunii seismice, așa cum o arată cercetările (vezi capitolul 2).
- Sunt definite două spectre distincte funcție de magnitudinea mișcării seismice (caracterizate de valori ale factorilor S , T_B , T_C și T_D), recunoscând influența cutremurelor apropiate și depărtate asupra tipului de mișcare seismică.
- Modul de efectuare a analizei structurale este definit mai clar și mai detaliat, fiind acordată mai multă atenție analizei statice neliniare și a celei dinamice neliniare. Anexa B conține o descriere a metodei de determinare a deplasării țintă pentru

analiza statică neliniară (care face parte din suita metodelor simplificate bazate pe deplasare).

- Sunt îmbunătățite criteriile de proiectare bazate pe capacitate, cum ar fi determinarea eforturilor probabile în elementele structurale în urma plastificării zonelor disipative.
- Sunt relaxate criteriile de proiectare pentru îmbinări, care pot fi folosite ca zone disipative.
- Sunt definite trei clase de ductilitate a structurilor (scăzută, medie și ridicată), cu cerințe specifice de proiectare, cum ar fi capacitatea de rotire plastică a îmbinărilor.
- Apariția pentru prima dată în normele pentru proiectare a construcțiilor rezistente la cutremur din Europa a unui capitol dedicat sistemelor de izolare la bază.

Normativul românesc P100-92 este și el într-un proces de revizuire. Pe termen scurt norma românească este actualizată noilor cunoștințe acumulate în domeniul ingineriei seismice. Varianta de anteproiect a normativului P100, la care se afla la mijlocul lui 2003, era inspirată în mare parte din Eurocode 8. Spre deosebire de norma europeană, perioada medie de recurență a cutremurelor corespunzătoare stării limită ultime și de serviciu în P100-2003 este mai mică, respectiv de 100 și 30 de ani. Spectrele elastice și de calcul sunt definite în formatul Eurocode, caracteristicile acestora (coeficientul de amplificare și perioadele de control) fiind specificate în mod distinct pentru sursa subcrustală Vrancea și cea crustală din Banat. Perioada de control T_C este specificată funcție de intensitatea mișcării seismice, dar amplificarea mișcării este în continuare invariabilă față de intensitatea acțiunii seismice. Condițiile locale de amplasament sunt considerate în continuare la nivel "macro", prin specificarea perioadelor de control T_C pe o hartă de zonare macroseismică. Metodele de calcul structural și criteriile de proiectare sunt în mare parte preluate din norma europeană. Pe termen mediu se preconizează trecerea normativului P100 la formatul Eurocode 8, în procesul de armonizare a întregii legislații de proiectare din România la pachetul de norme europene.

CADRE DUALE NECONTRAVÂNTUITE

4.1 Introducere

Capitolul de față abordează răspunsul seismic al cadrelor metalice necontravântuite, punând accent pe configurațiile duale, obținute prin folosirea în cadrul aceleiași structuri, atât a nodurilor riglă-stâlp rigide, cât și celor semi-rigide sau articulate. Sunt amintite în primul rând principalele avantaje ale cadrelor metalice necontravântuite și trecuți în revistă factorii de bază care afectează răspunsul lor seismic, ductilitatea locală și globală având un rol major în acest context. Metodele de proiectare a structurilor în zone seismice din normativele actuale sunt bazate în mare parte pe folosirea unei analize statice echivalente și a factorului de reducere a forțelor seismice. Identificarea componentelor care alcătuiesc factorul de reducere (de obicei) unic din normele de calcul, permite o înțelegere mai bună a modului în care tipul de mișcare seismică și proiectarea structurii afectează răspunsul seismic al acesteia.

Nodurile riglă-stâlp au o importanță majoră în cazul cadrelor metalice necontravântuite, de acestea depinzând rigiditatea, rezistența și ductilitatea globală a structurii. Cedările fragile ale nodurilor riglă-stâlp la cutremurele de la Northridge și Hyogoken-Nanbu au arătat vulnerabilitatea nodurilor rigide "clasice" și au generat un val de cercetări care au propus noi tipologii de noduri rigide, dar și trezirea unui interes pentru nodurile semi-rigide (cu șuruburi).

Nodurile semi-rigide și parțial rezistente, care tradițional nu erau permise în zone seismice, își găsesc în ultima vreme locul în normative și practica inginerescă. Eurocode 3 oferă un model de calcul al caracteristicilor nodurilor semi-rigide, un sistem de clasificare și un mod de idealizare pentru calculul global al structurii. Modelul Eurocode 3 are la baza sa răspunsul static și monoton al nodurilor, extrapolarea acestuia la comportarea reală a nodurilor sub acțiunea seismică (care impune solicitări ciclice și dinamice), necesită în general încercări experimentale. Rigiditatea, rezistența și ductilitatea nodurilor riglă-stâlp depind de proprietățile elementelor care le compun și a celor care concură în nod: îmbinarea, panoul de inimă al stâlpului, rigla și stâlpul. Modul de aplicare al încărcării, simetrică (încărcări gravitaționale) sau anti-simetrică (încărcări seismice), schimbă radical răspunsul panoului de inimă al stâlpului, care afectează la rândul său comportarea nodurilor interioare. Încercările experimentale efectuate pe trei tipuri de îmbinări și două moduri de aplicare a încărcării, au permis o înțelegere mai bună a răspunsului ciclic al nodurilor interioare.

Configurațiile duale de cadre metalice necontravântuite, care să folosească atât noduri rigide, cât și semi-rigide sau articulate, pot rezulta din cauze de natură economică, tehnologică, de conformare structurală, sau în încercarea de a îmbunătăți răspunsul seismic al structurii. Pentru evaluarea răspunsului seismic al cadrelor necontravântuite

duale au fost efectuate două serii de studii, analizând influența caracteristicilor nodurilor semi-rigide, a configurației duale și a tipului de mișcare seismică. Au fost folosite analiza dinamică neliniară și o metodă simplificată bazată pe deplasare (N2). Performanța structurilor a fost estimată la trei stări limită: a exploatării normale, ultimă și de prevenire a colapsului.

4.2 Cadre necontravântuite

Structurile în cadre necontravântuite sunt folosite pe scară largă la clădiri multietajate. Această schemă structurală oferă avantajul unor spații interioare flexibile din punct de vedere al compartimentării, la fel și la fațade "curate", fapt care este deosebit de atractiv din punct de vedere arhitectural. Riglele sunt prinse rigid de stâlpi în nodurile cadrului, asigurând preluarea forțelor laterale (vânt și seism) prin încovoierea elementelor cadrului.

4.2.1 Ductilitatea locală și globală

În zonele de seismicitate ridicată este în general neeconomic să se proiecteze structuri care să reziste la încărcările seismice în domeniul elastic. Astfel, acestea sunt proiectate pentru încărcări reduse față de cele necesare unui răspuns elastic (câteodată substanțial). Integritatea clădirilor în domeniul plastic este asigurată de ductilitatea structurii, definită ca și capacitatea de deformare în domeniul plastic fără o reducere substanțială a rezistenței.

Cadrelle metalice necontravântuite sunt considerate un sistem structural deosebit de avantajos în zonele seismice, din cauza ductilității și a capacității lor ridicate de disipare a energiei în domeniul plastic. Pentru a exploata din plin potențialul acestui sistem structural, sunt necesare îndeplinirea mai multor condiții, care să asigure o ductilitate adecvată la nivel de material, secțiune, element și structură (Gioncu și Mazzolani, 2002).

Oțelul pentru construcții are în general o ductilitate excelentă, atât sub acțiunea unor încărcări monotone, cât și a celor ciclice, fiind caracterizat de cicluri histeretice stabile și o consolidare semnificativă. Acest comportament "ideal" este afectat însă de câteva fenomene negative. În primul rând, existența unor defecte în material poate duce la concentrări semnificative de eforturi, care, la rândul lor, produc fisurarea și cedarea fragilă a materialului (Krawinkler, 1995). Defectele pot exista în materialul de bază (incluziuni datorate proceselor de laminare), sau se datorează prelucrării și fabricării elementelor din oțel, în special datorită sudurii. În al doilea rând, viteza mare de deformație, în cazul unor încărcări seismice, diminuează raportul dintre rezistența la rupere și limita de curgere a oțelului, și duce la micșorarea ductilității materialului (Gioncu și Mazzolani, 2002).

Ductilitatea la nivel de secțiune este afectată de comportarea oțelului la compresiune, datorită voalării plăcilor care alcătuiesc secțiunea transversală a elementelor structurale din oțel. Efortul de voalare și răspunsul post-critic depinde de condițiile de margine, zveltețea plăcilor, material și modul de încărcare al elementului. Pentru limitarea efectelor voalării, normele de proiectare limitează zveltețea plăcilor care alcătuiesc secțiunea transversală a elementului. Astfel, Eurocode 3 (2003) împarte

secțiunile în patru clase, iar Eurocode 8 (2003) limitează factorii de reducere a forțelor seismice funcție de clasa secțiunii (vezi capitolul 3.6). Limitarea zvelteții secțiunii nu are ca și scop împiedecarea voalării în domeniul plastic cu orice preț, ci doar întârzierea acestui fenomen în măsura în care să se producă doar la deformații mari și să nu conducă la degradări importante ale rezistenței la deformații estimate a se produce în cazul acțiunii seismice (Krawinkler, 1995).

Ductilitatea elementului structural este afectată de flambajul prin încovoiere sau încovoiere-răsucire. Consecințele sunt o degradare graduală a rezistenței și rigidității, similară cu efectele voalării la nivel de secțiune. Pentru a controla răspunsul elementelor, normele de proiectare antisismică limitează zveltețea elementelor structurale (vezi capitolul 3.6). Deoarece ductilitatea capabilă a grinzilor și stâlpilor este mai semnificativă decât cea a secțiunii, incluzând și efectele la nivel de secțiune, s-a propus înlocuirea claselor de secțiune cu clase de ductilitate a elementului (Gioncu și Mazzolani, 2002). O trecere în revistă a unor metode teoretice, empirice, și semi-empirice de determinare a rotirii capabile a elementelor structurale este prezentată în Mazzolani și Piluso (1996). O metodă care a dat rezultate bune este cea a mecanismelor plastice (Gioncu și Petcu, 1997).

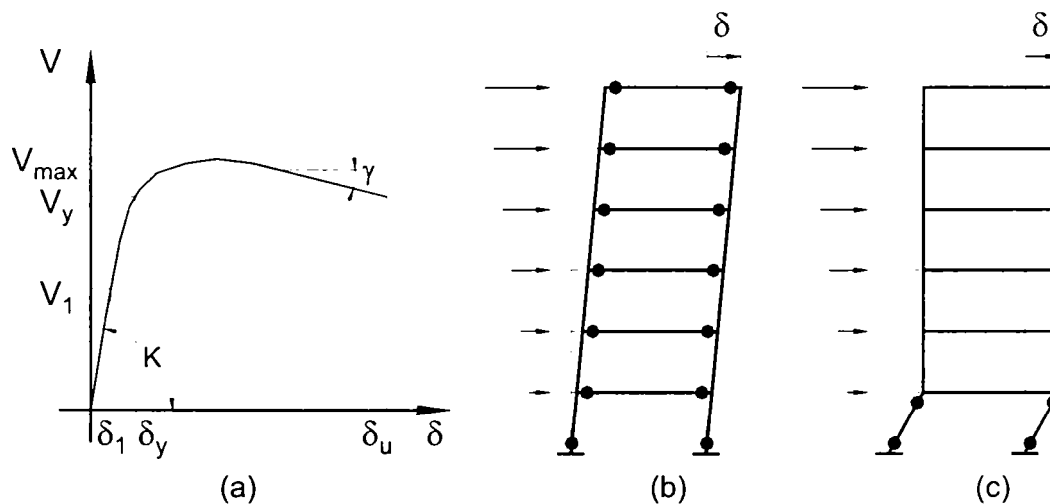


Figura 4.1: Relația forță tăietoare la bază-deplasare (a); mecanism plastic global (b) și mecanism plastic parțial (c).

Răspunsul global al structurii la încărcări statice poate fi urmărit pe curba forță tăietoare la bază – deplasare (vezi Figura 4.1a). Ductilitatea globală a structurii este definită de relația:

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (4.1)$$

unde δ_y este deplasarea la vârful cadrului la atingerea unei curgeri globale pe curba forță-deplasare, iar δ_u este deplasarea ultimă a structurii. De notat că datorită formării succesive a articulațiilor plastice, curgerea globală a structurii (V_y) apare mai târziu decât prima curgere într-o articulație plastică (V_1). Deplasarea ultimă δ_u poate fi determinată fie la o reducere dată (de ex. 80%) a forței maxime, fie la atingerea capacității de rotire în articulația plastică cea mai solicitată (Mazzolani și Piluso, 1996).

Ductilitatea globală a structurii depinde în primul rând de capacitatea de rotire plastică a elementelor care o compun. Totuși, măsura în care este exploatată ductilitatea locală a elementelor depinde de tipul de mecanism plastic. Mecanismul plastic de tip global,

cu articulațiile plastice situate la capetele grinzilor și la baza stâlpilor (vezi Figura 4.1b) este modul de cedare cel mai favorabil al structurilor în cadre necontravântuite. Acest fapt se datorează câtorva aspecte, care pot fi elucidate comparând mecanismul plastic global cu unul parțial, sau de nivel (vezi Figura 4.1c). Mecanismele plastice de nivel au ca și efect "concentrarea" deformațiilor într-un singur nivel, în comparație cu deformațiile distribuite în cazul mecanismului global. Aceasta duce la cerințe de rotire plastică în articulațiile plastice mai mari în cazul mecanismelor parțiale. Se poate observa din Figura 4.1 b și c că la aceeași deplasare la vârf, deplasarea relativă de nivel este net mai mare în cazul mecanismului parțial. Totodată, numărul de articulații plastice este mai mare la mecanismul global, conferindu-i o capacitate mai mare de disipare a energiei. Formarea articulațiilor plastice în stâlpi nu este de dorit și din cauza prezenței forței axiale, care complică mult răspunsul în domeniul plastic al elementelor supuse la compresiune cu încovoiere (Krawinkler, 1995).

Un dezavantaj al cadrelor necontravântuite față de alte sisteme structurale este flexibilitatea lor mare, care le face sensibile la efectele de ordinul II ($P-\Delta$). În domeniul post elastic, efectele $P-\Delta$ pot duce la o rigiditate negativă a curbei forță-deplasare (vezi Figura 4.1a), cuantificabilă prin parametrul γ , care reprezintă panta negativă post-elastică K_{post} , normalizată la rigiditatea inițială K_{ini} :

$$\gamma = \frac{K_{post}}{K_{ini}} \quad (4.2)$$

Mazzolani și Piluso, (1996) au arătat că o pantă negativă mai mare indică o sensibilitate mai mare la efectele $P-\Delta$, și este asociată cu mecanisme plastice parțiale. Este de notat faptul că aceste aspecte au fost dezvoltate pe baza unui comportament elastic-perfect plastic. Comportamentul real al elementelor structurii poate cauza două abateri de la comportament elastic-perfect plastic. În primul rând, articulațiile plastice pot fi caracterizate de o consolidare mai mare ca zero, care compensează sau chiar elimină efectul $P-\Delta$. În al doilea rând, degradarea de rezistență în zonele disipative va accentua efectele $P-\Delta$ la nivel de structură.

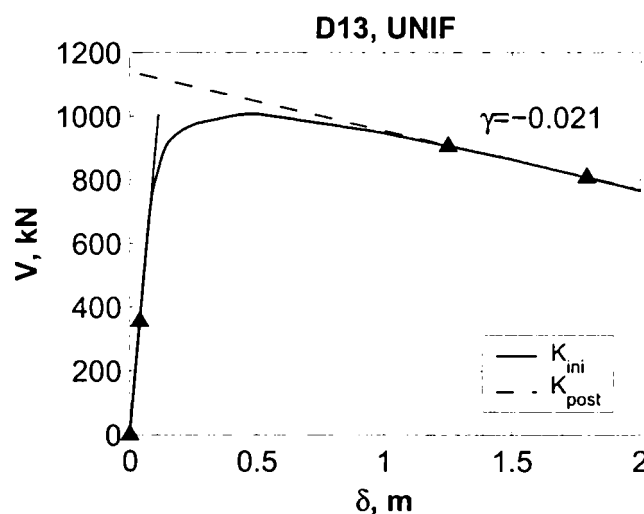


Figura 4.2: Exemplu de determinare a parametrului γ .

Determinarea practică a rigidității inițiale K_{ini} a fost efectuată printr-o regresie liniară a valorilor de pe curba forță tăietoare de bază (V) – deplasare la vârf (δ) situate între zero și formarea primei articulații plastice în structură. Folosind o procedură similară, panta

post-elastică K_{post} a fost determinată printr-o regresie liniară între punctele de pe curbă pentru care V este cuprinsă între 90% și 80% din V_{max} (vezi Figura 4.2).

Pentru a diminua posibilitatea formării articulațiilor plastice în stâlpii cadrelor, normele de proiectare antiseismică prevăd o suprarezistență a stâlpilor față de momentul capabil al riglelor sau a zonei de panou (Eurocode 8, 1994) vezi ecuația (3.8), eventual ținând cont de consolidarea zonelor plastice și de posibilitatea ca limita de curgere reală a zonelor plastice să fie mai mare decât cea specificată (Eurocode 8, 2003; AISC, 1997). Prevederile proiectării de capacitate din norme nu elimină complet posibilitatea formării de articulații plastice în stâlpi, dar se crede că diminuează totuși efectele negative ale acestora. Mazzolani și Piluso, 1995 au propus metode de proiectare care să asigure mecanisme plastice de tip global și au arătat performanțele superioare ale cadrelor de acest tip, obținut la costul unei greutate sporite a structurii.

4.2.2 Factorii de reducere a forțelor seismice

Factorii de reducere a forțelor seismice (factorul q în Eurocode 8, sau R în UBC) sunt folosiți pe larg în normele de proiectare antiseismică (vezi capitolul 3) 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 supravețuiască un seism major (fără colapsul structurii, dar cu degradări structurale importante), datorită capacității de disipare a energiei prin deformații în domeniul plastic și a suprarezistenței. 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) și sunt folosiți în cadrul metodei de analize elastice echivalente, încercând să aproximeze forțele minime care pot fi folosite la proiectare astfel ca să se asigure un răspuns satisfăcător al structurii în domeniul plastic (Eurocode 8, 2003).

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 4.3 este prezentată o relație tipică dintre forța tăietoare de bază și deplasarea la vârf a unei structurii. Pentru simplificarea răspunsului neliniar al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Pe baza acesteia se poate defini ductilitatea globală a structurii:

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (4.3)$$

unde δ_u este deplasarea ultimă a sistemului, iar 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, și poate fi definit ca (Bruneau și colab., 1998; Fischinger și Fajfar, 1994):

$$R_{\mu} = V_e / V_y \quad (4.4)$$

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

$$R_{\mu} = \frac{\lambda_u}{\lambda_1} \cdot \frac{V_1}{V_y} \quad (4.5)$$

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

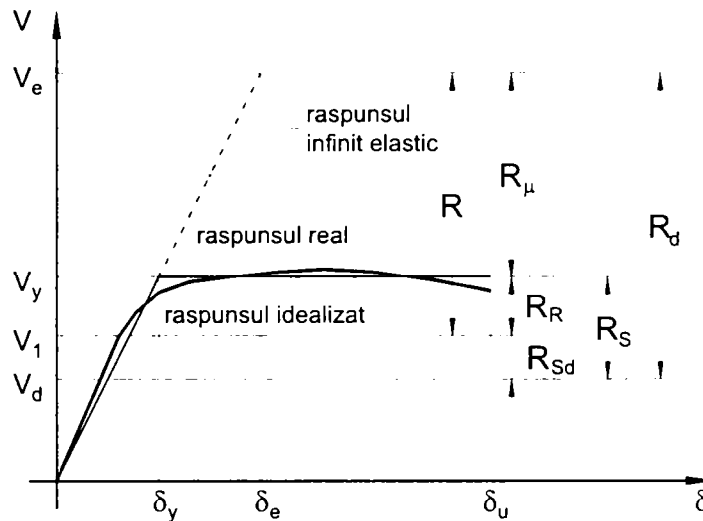


Figura 4.3: Definiția factorilor de reducere.

Majoritatea structurilor posedă o rezistență mai mare decât cea de calcul, aceasta fiind definită ca și suprazistență. Un factor important care contribuie la suprazistența structurii este capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în structuri ductile static nedeterminate, datorită plastificării succesive a zonelor disipative. Alte cauze ale suprazistenței 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
- o rezistență reală a materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică), etc.

Suprazistența structurii poate fi exprimată ca (Fischinger și Fajfar, 1994):

$$R_S = V_y / V_d \quad (4.6)$$

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 suprazistența R_S , aceasta din urmă poate fi exprimată ca și produsul a doi factori:

$$R_S = R_R \cdot R_{Sd} \quad (4.7)$$

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

$$R_R = V_y / V_1 \quad (4.8)$$

și R_{Sd} este suprarezistența de proiectare:

$$R_{Sd} = V_1 / V_d \quad (4.9)$$

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

$$R_d = R_\mu \cdot R_S = R_\mu \cdot R_{Sd} \cdot R_R = \frac{\lambda_u}{\lambda_1} \cdot \frac{V_1}{V_d} \quad (4.10)$$

Eliminând din formula (4.10) influența modului de dimensionare a structurii (R_{Sd}), mai poate fi definit factorul de reducere R ce caracterizează strict răspunsul structurii:

$$R = R_\mu \cdot R_R = V_e / V_1 = \lambda_u / \lambda_1 \quad (4.11)$$

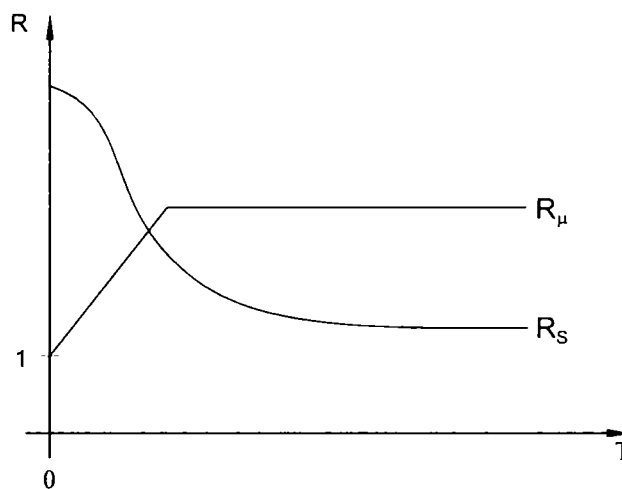


Figura 4.4: Relație calitativă tipică între factorii de reducere R_μ și R_S și perioada T , (Fischinger și Fajfar, 1994).

Factorul de reducere datorat ductilității R_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 ($R_\mu = \mu$ pentru $T > T_C$). Suplezistența R_S este mai mare la structurile cu perioada fundamentală de vibrație mică. În Figura 4.4 sunt prezentate niște relații calitative ale factorilor R_μ și R_S și perioada T .

Factorul de redundanță R_R folosit în această lucrare reprezintă capacitatea de redistribuție plastică a structurii, după formarea primei articulații plastice și este identic factorului α_u / α_1 din Eurocode 8, vezi ecuația (3.3). Redundanța unui sistem poate fi definită și într-un cadru probabilistic, deoarece se poate arăta că fiabilitatea unui sistem format din câteva elemente de rezistență este mai mare decât fiabilitatea unui singur element (Whittaker și colab., 1999). Cu toate acestea Bertero și Bertero (1999) au arătat ca "efectul probabilistic" al redundanței este de obicei mic în cazul încărcării seismice.

Forța tăietoare de bază la curgerea globală a structurii – V_y a fost determinată din condiția ca rigiditatea tangentă la curba $V-\delta$ (K_{tan}) să scadă sub 10% din rigiditatea

inițială a structurii (K_{ini}), atât în cazul analizelor dinamice incrementale (vezi Figura 4.5a), cât și al analizelor statice neliniare (vezi Figura 4.5b).

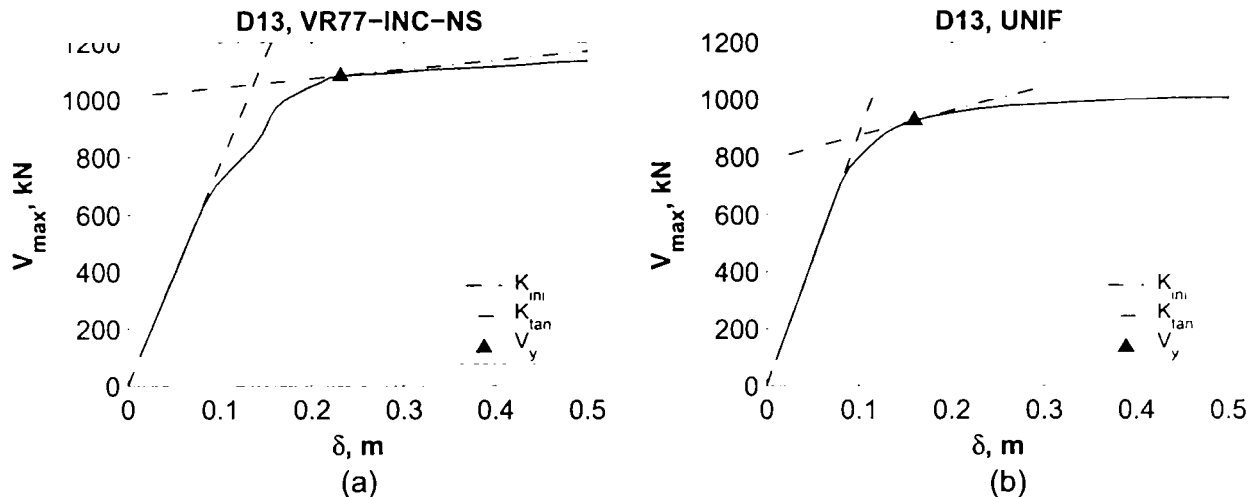


Figura 4.5: Determinarea forței tăietoare de bază la curgerea globală a structurii în cazul unei analize dinamice incrementale (a) și a unei analize statice neliniare (b).

4.3 Nodurile semi-rigide

4.3.1 Caracteristicile nodurilor semi-rigide

Elementele cadrelor metalice (riglele și stâlpii) 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. Relații moment-rotire pentru îmbinări riglă-stâlp tipice sunt prezentate în Figura 4.6, 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 de cadru în noduri rigide și articulate este simplificarea extraordinară a calculului static al structurii. Astfel, caracteristicile nodurilor proiectate trebuie să îndeplinească ipotezele asupra comportării făcute inițial. Această procedură poate duce la soluții neeconomice pentru detaliile 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. 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 deveni semi-rigid/ 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, mai ales atunci când este luat în considerare efectul planșeului de beton armat. Nodurile rigide și cele articulate nu reprezintă decât niște aproximări limită ale comportamentului real al nodurilor, principalul avantaj al acestei abordări constituind-o simplitatea calculului structural.

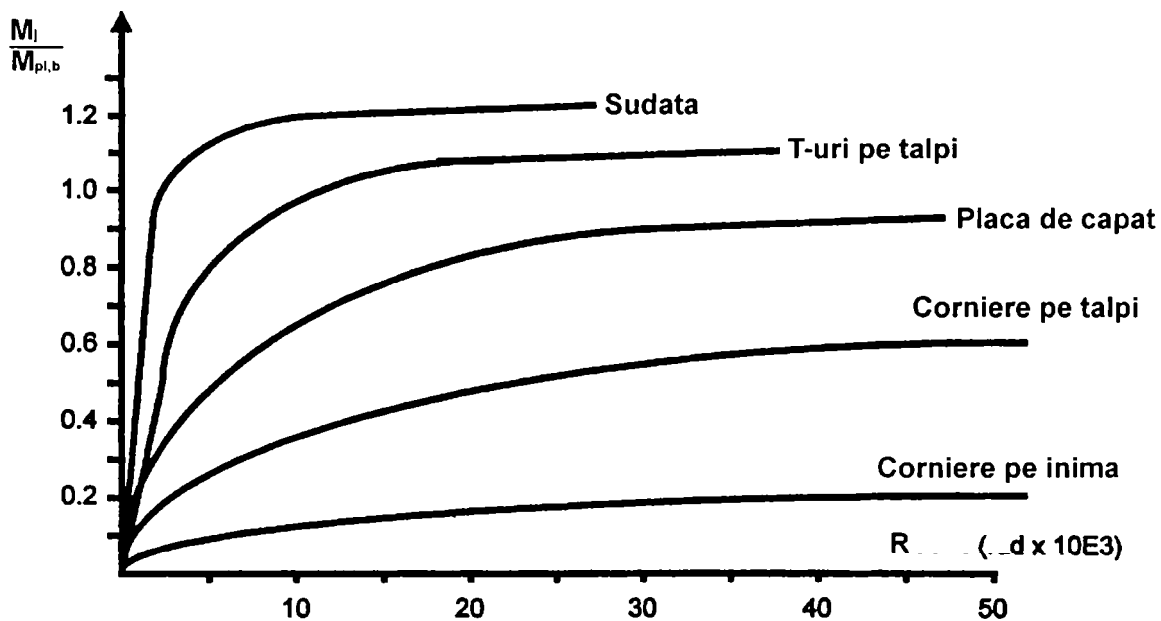


Figura 4.6: Relații moment-rotire pentru îmbinări tipice, (Leon, 1995).

Normele moderne de calcul al structurilor metalice, cum este Eurocode 3, permit considerarea comportamentului real al nodului, adică rigiditatea și/sau rezistența parțială. Aceasta permite noi oportunități și strategii pentru proiectarea economică a structurilor metalice.

Experiența din diferite țări europene a arătat că procesul de proiectare a cadrelor metalice necontravântuite este foarte delicat din punct de vedere economic, deoarece deciziile luate în faza de proiectare au un impact major asupra costurilor de fabricație. În cazul în care costurile unei structuri metalice sunt calculate pe baza greutății acesteia, proiectantul va optimiza structura pentru a obține o greutate minimă. În general, soluțiile de greutate minimă se obțin atunci când nodurile structurii sunt rigide. Aceste noduri necesită rigidizări și de aceea duc la costuri de fabricație ridicate. Studiile au arătat că soluțiile cu o greutate minimă pot fi cu până la 20% mai scumpe decât soluțiile la care s-a ținut seama și de costurile de fabricație (Steenhuis și colab., 1998).

Pot fi identificate mai multe aspecte și strategii pentru obținerea beneficiilor economice în urma utilizării nodurilor semi-rigide (Weynand și colab., 1998):

Cadre necontravântuite:

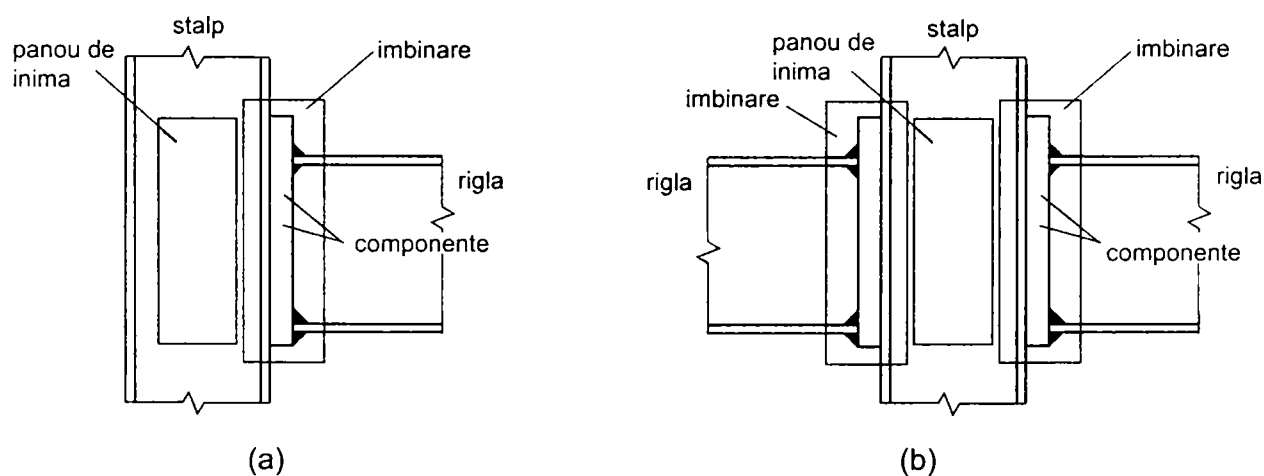
- *Detalii optime pentru nodurile rigide.* Rigiditatea reală a nodului poate fi calculată conform Eurocode 3. Dacă rigiditatea reală este semnificativ mai mare decât limita clasificării conform normei, trebuie verificat dacă se pot omite anumite rigidizări, îndeplinind totuși criteriul pentru noduri rigide.
- *Beneficii economice ale nodurilor semi-rigide.* Pot fi găsite soluții economice folosind noduri semi-rigide. Comportamentul 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 costului nodurilor trebuie comparată cu creșterea din costului din cauza materialului și al protecției anti-corozive. Soluția optimă poate fi găsită numai dacă se face o evaluare detaliată a costului.

Cadre contravântuite:

- *Rigiditatea reală a nodului.* Anumite tipuri de noduri considerate articulate pot avea o rigiditate inerentă și pot transfera momente. Aceasta poate îmbunătăți distribuția momentelor și consolida cadrul, rezultând elemente cu secțiuni mai mici fără nici o modificare a detaliilor de nod.
- *Rigidizarea nodurilor simple.* Uneori este posibil să se consolideze nodurile simple fără a crește mult costurile de fabricație. Nodurile semi-rigide rezultate pot transfera momente de încovoiere semnificative, ducând la secțiuni de elemente mai mici. Din nou, creșterea costului de fabricație al nodului și micșorarea greutateii structurii sunt două aspecte competitive.

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 la calculul structural. Prima problemă este parțial rezolvată de prevederile de calcul existente în Eurocode 3, partea 1-8 (2001), care folosește metoda componentelor (Jaspart și colab., 1999) 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 comerciale de calcul structural.

Procedura Eurocode 3 face distincție între părțile care alcătuiesc un nod riglă-stâlp după cum se poate vedea în Figura 4.7. Îmbinarea este definită ca și setul de componente fizice care conectează mecanic elementele îmbinate, iar nodul este alcătuit din zona de interacțiune dintre elementele îmbinate (panoul de inimă al stâlpului) și de îmbinarea propriu-zisă (Jaspart, 1999).



(a) nod = panou de inimă + îmbinare

(b) nod stânga = panou de inimă + îmbinare stânga
nod dreapta = panou de inimă + îmbinare dreapta

Figura 4.7: Părțile unei configurații de nod marginal (a) și interior (b), după Eurocode 3 partea 1-8, 2001.

În plus față de procedura de calcul a caracteristicilor nodurilor prin metoda componentelor, Eurocode 3 prevede un sistem de clasificare a nodurilor funcție de rigiditatea și rezistența lor. Acesta din urmă este important, de exemplu, pentru a verifica dacă un nod se comportă ca și unul rigid. Este important să se știe 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, adică răspunsul structurii nu se va modifica substanțial din cauza rigidității reale a nodului față de presupunerea că un nod este perfect rigid. Clasificarea nodurilor funcție de rigiditate (vezi Figura 4.8) ține seama de trei aspecte:

- nu este importantă rigiditatea absolută a nodului, ci rigiditatea relativă a acestuia față de elementul îmbinat ($S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$)
- importanța rigidității nodurilor este mai mare la cadre necontravântuite ($k_b=25$)
- importanța rigidității nodului este funcție de rigiditatea relativă riglă-stâlp (K_b/K_c)

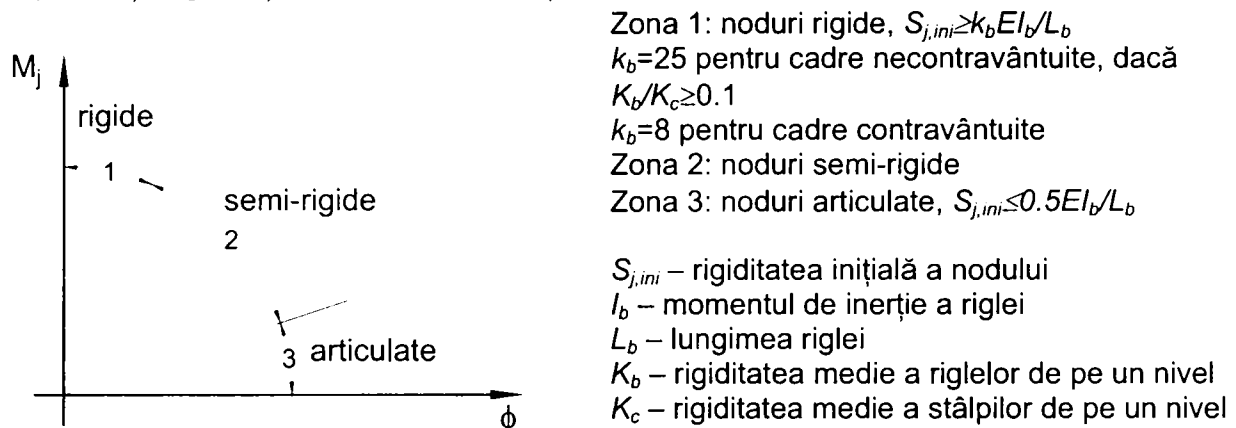


Figura 4.8: Clasificarea rigidității nodurilor conform Eurocode 3 partea 1-8, 2001.

Funcție de rezistență, nodurile sunt clasificate în noduri cu rezistență totală ($M_j \geq M_{pl,b}$), noduri articulate ($M_j \leq 0.25 M_{pl,b}$) și noduri cu rezistență parțială ($0.25 M_{pl,b} < M_j < M_{pl,b}$), unde M_j este momentul capabil al nodului, iar $M_{pl,b}$ este momentul capabil al riglei. Se încearcă și specificarea ductilității nodurilor, dar acest obiectiv este îndeplinit mai degrabă în termeni calitativi decât cantitativi.

4.3.2 Modelarea nodurilor pentru analiza structurală

Idealizarea curbei moment-rotire pentru calculul structural poate fi neliniară, trilineară, sau biliniară (vezi Figura 4.9), necesitând un efort de calcul mai mic de la prima la ultima. În general, nodurile semi-rigide pot fi modelate prin specificarea unui arc de rotație între două noduri ale modelului cu elemente finite, având coordonate identice.

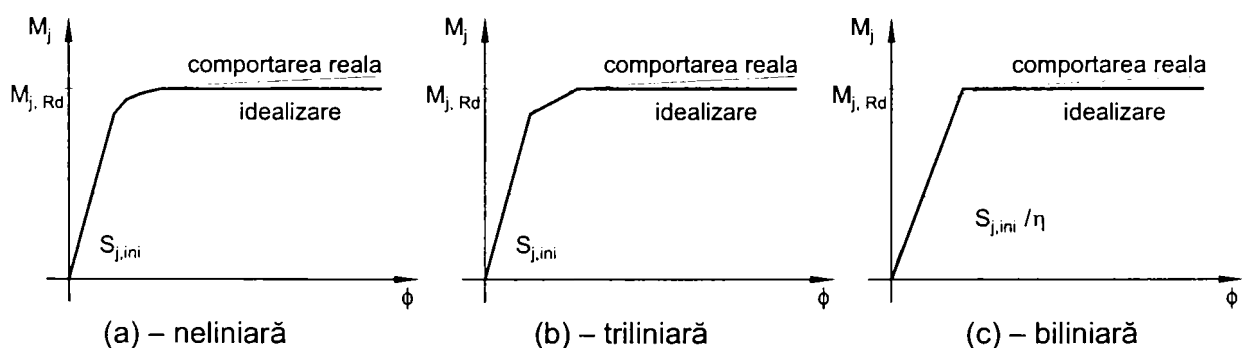


Figura 4.9: Idealizarea relației moment-rotire.

Aceasta este și abordarea Eurocode 3 (Figura 4.10a). Dezavantajul acestei metode rezidă în faptul că aportul panoului de inimă al stâlpului la rigiditatea și rezistența nodului este "împărțită" celor două noduri (nod 1 și 2 din Figura 4.10a). Deoarece răspunsul panoului va depinde de tipul încărcării (simetrică sau nesimetrică), caracteristicile celor două noduri determinate conform Eurocode 3 vor fi riguros adevărate doar dacă raportul dintre momentele la capetele riglelor nu se schimbă pe durata analizei structurale. Ori, această ipoteză nu este adevărată în cazul încărcării seismice, la care momentele sunt aproximativ simetrice sub efectul încărcării

gravitaționale înainte de aplicarea acțiunii seismice, și ajung la limită anti-simetrice sub efectul forțelor laterale din încărcarea seismică. Modele mai exacte, care soluționează această problemă, modelează separat răspunsul panoului și al îmbinării (vezi Figura 4.10b și c). În plus față de o modelare mai riguroasă, această abordare permite monitorizarea separată a răspunsului panoului, respectiv îmbinării.

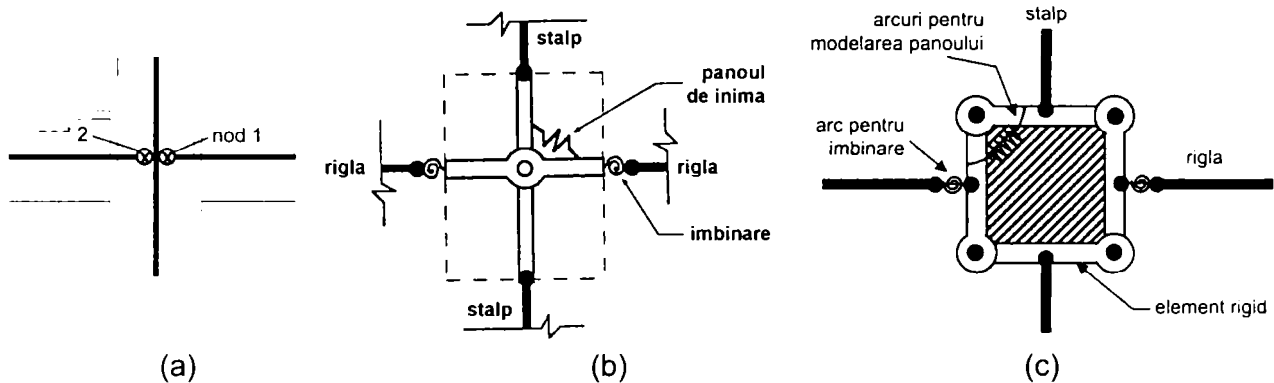


Figura 4.10: Diferite modele pentru noduri (panou+îmbinare) semi-rigide: (a) Eurocode 3, 2001; (b) Krawinkler, 1995; (c) Foutch și Yun, 2002.

Problema influenței modului de încărcare asupra răspunsului nodurilor riglă-stâlp este specifică doar nodurilor interioare, în cazul nodurilor exterioare modul de încărcare neafectând modul de solicitare al panoului.

4.4 Încercări experimentale pe noduri riglă-stâlp

4.4.1 Necesitatea studiului experimental

Prevederile Eurocode 8 partea 1-8 reprezintă un pas important pentru determinarea caracteristicilor reale ale nodurilor riglă-stâlp și considerarea acestora în calculul global al structurilor metalice. Totuși, norma se limitează la comportarea nodurilor sub încărcări statice și monotone, excluzând aplicarea directă a metodei pentru modelarea răspunsului seismic al cadrelor cu noduri semi-rigide.

Comportarea nodurilor pentru aplicații seismice este diferită de cea pentru aplicațiile neseismice. În primul rând, diferă modul de încărcare, care are un caracter dinamic și ciclic. În al doilea rând, este necesară evaluarea ductilității nodului, majoritatea structurilor fiind proiectate astfel ca să disipeze o parte majoră a energiei seismice prin incursiuni în domeniul elasto-plastic. Este de menționat faptul că cele mai multe noduri semi-rigide sunt și parțial rezistente, o denumire generică pentru sistemele structurale cu astfel de noduri fiind structuri semi-continue. Comportarea ciclică în domeniul elasto-plastic al elementelor structurale a fost pe larg studiată, fiind un fenomen relativ stăpânit. Deoarece până în prezent nu se pot controla analitic aspectele comportării nodurilor semi-rigide la încărcări ciclice în domeniul plastic, normele de proiectare anti-seismică condiționează utilizarea nodurilor semi-rigide de efectuarea încercărilor de laborator pentru determinarea caracteristicilor acestora.

Răspunsul global al structurii este influențat de caracteristicile nodurilor. Rigiditatea scăzută a nodurilor semi-rigide duce la structuri mai flexibile. Aceasta are ca și efect creșterea deplasărilor relative de nivel pe de o parte, dar și diminuarea forțelor seismice (la structurile cu $T > T_C$) pe de altă parte. Totuși, primul efect nu este

Întotdeauna echilibrat de cel de-al doilea, și ținând cont de faptul că limitarea deplasărilor relative de nivel este în general condiția care guvernează proiectarea cadrelor necontravântuite, nodurile semi-rigide duc la secțiuni mai mari de elemente.

Sistemul de rezistență la forțe orizontale (seismice) se bazează pe rigiditatea la încovoire a riglelor și stâlpilor cadrelor, și a îmbinărilor riglă-stâlp rigide. Acestea din urmă sunt de obicei realizate prin sudarea directă a riglei de stâlp. Tradițional, normativele de proiectare anti-seismică impuneau o suprarezistență a îmbinărilor față de elementele îmbinate, pentru a promova formarea articulațiilor plastice în grinzi și nu în îmbinările propriu-zise.

Nodurile riglă-stâlp rigide, sudate direct de riglă, au fost mult timp considerate singura soluție fiabilă pentru cadre metalice necontravântuite amplasate în zone seismice. Totuși, seismele de la Northridge (1994) și Hyogoken-Nanbu (1995) au arătat că nodurile rigide nu s-au comportat conform așteptărilor, fiind observate numeroase cedări fragile ale acestora. Cadrele necontravântuite sunt proiectate să disipeze o mare cantitate de energie prin incursiuni în domeniul elasto-plastic. Cedările fragile sunt deosebit de periculoase în astfel de cazuri, pentru că împiedică formarea unor articulații plastice stabile și reduc capacitatea de disipare a structurii. Pentru a studia comportamentul neadecvat al nodurilor sudate la aceste cutremure și a dezvolta tipologii îmbunătățite de noduri, au fost întreprinse studii experimentale și analitice extinse (SAC 1995, SAC 1997). Printre cauzele care au dus la cedări fragile ale nodurilor sudate au fost identificate următoarele:

- manopera (defecte de sudură)
- detaliile de nod (concentrări de eforturi la rădăcina sudurii sau la gaura de acces a sudurii)
- materialele (metal depus cu tenacitate mică)
- mișcarea seismică neobișnuit de mare (viteze de deformație mari)

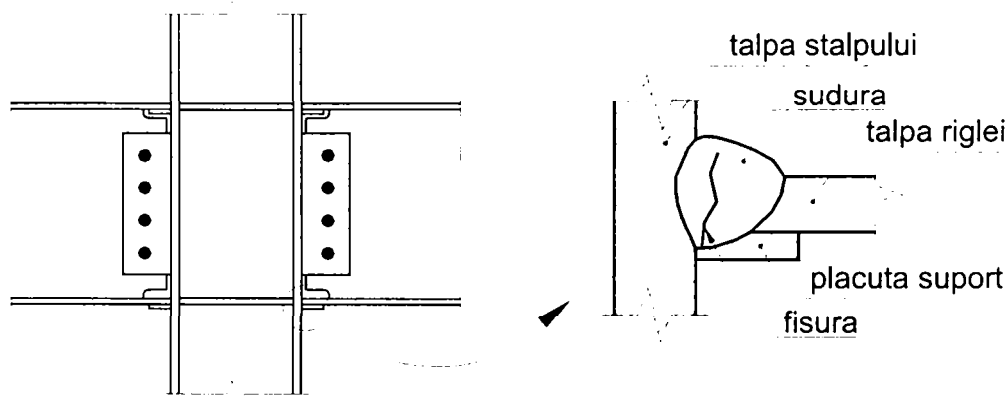


Figura 4.11: Detaliu tipic de inițiere a fisurii la noduri riglă-stâlp sudate, după FEMA 350 (2000).

Nodul tipic "pre-Northridge", folosit pe scară largă în practica americană și detaliul tipic de cedare a acestuia, observat după cutremurul de la Northridge, este prezentat în Figura 4.11. Cauzele principale ale acestui tip de cedare sunt defectele de sudură la rădăcina acesteia (sudură dintr-o parte, fără înlăturarea plăcuței suport și fără resudarea rădăcinii), combinate cu eforturi unitare mari la exteriorul tălpii riglei. Fisurile inițiate la rădăcina sudurii s-au propagat fie în talpa și inima riglei, fie în talpa stâlpului. Majoritatea încercărilor experimentale pe noduri pre-Northridge au arătat o capacitate redusă de rotire plastică (<0.01 rad).

Cercetarea asupra cauzelor cedărilor fragile observate în timpul cutremurelor de la Northridge și Hyogoken-Nanbu au fost orientate în câteva direcții. Cercetarea japoneză s-a concentrat asupra încercărilor dinamice, influența temperaturii asupra performanțelor nodurilor, proprietăților materialelor de bază și de sudură și dezvoltarea unor noi materiale, geometriei găurilor de acces la sudură și eliminarea completă a acestora. Cercetarea din SUA a încercat o înțelegere mai profundă a răspunsului neliniar și fragil al structurilor metalice, al proprietăților materialelor și al sudurii, precum și dezvoltarea de noi tipologii de noduri (Nakashima și colab., 2000).

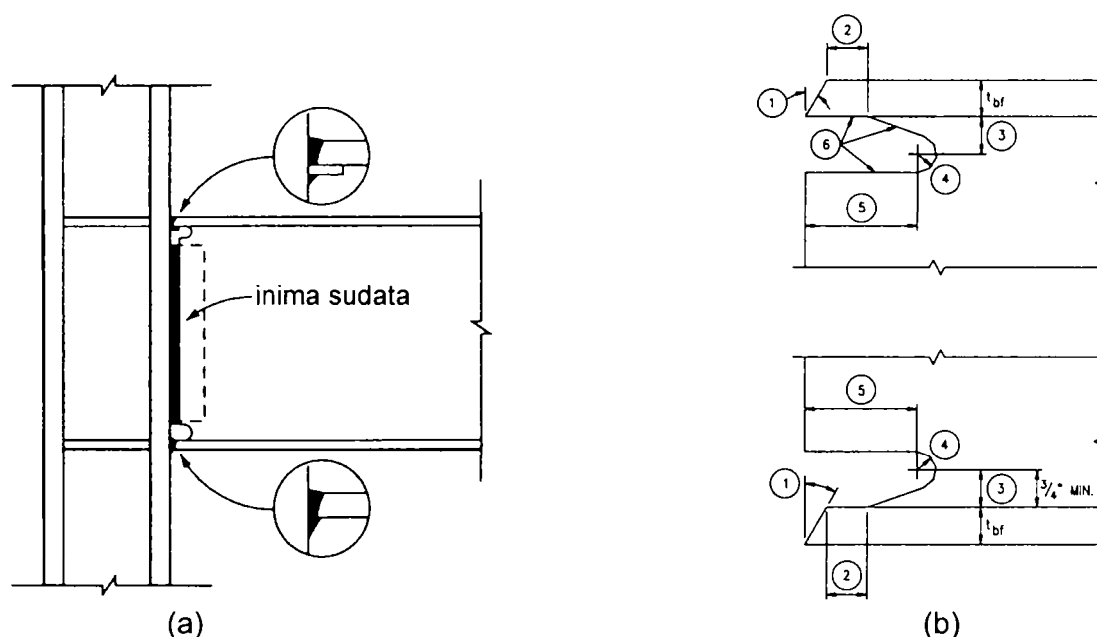


Figura 4.12: Noduri "pre-Northridge" îmbunătățite (a) și detaliu al găurii de acces la sudură îmbunătățit (b), FEMA 350, 2000, AISC 2002.

Rezultatele cercetărilor americane asupra posibilităților de îmbunătățire a răspunsului seismic al nodurilor riglă-stâlp au fost sintetizate și introduse în prevederi normative (FEMA 350, 2000; AISC 2002) și au inclus următoarele trei direcții principale:

- Îmbunătățirea nodurilor "pre-Northridge" sudate direct de riglă, folosind următoarele îmbunătățiri, vezi Figura 4.12a: (1) utilizarea unui material de sudură cu o tenacitate bună, (2) sudură în adâncime cu plăcuță suport, îndepărtarea plăcuței suport și residuarea rădăcinii sudurii, (3) folosirea guseelor de inimă sudate în locul celor prinse cu șuruburi, (4) utilizarea plăcilor de continuitate și (5) folosirea unui detaliu îmbunătățit al găurii de acces la sudură (Figura 4.12b).
- Dezvoltarea unor noi tipologii de noduri, care să asigure efectiv o suprarezistență a nodului față de elementul îmbinat, prin întărirea zonei de îmbinare cu eclise pe tălpi, rigidizări pe tălpi, sau vute (vezi Figura 4.13), fie prin slăbirea secțiunii riglei (vezi Figura 4.14). Această ultimă metodă, cunoscută sub denumirea de "dog-bone" a fost introdusă de Plumier, 1996, (în Gioncu și Mazzolani, 2002) și s-a bucurat de o atenție sporită după cutremurul de la Northridge.
- Considerarea unor tipologii de noduri care să elimine problemele asociate îmbinărilor sudate (defecte de sudură, eforturi reziduale, etc.), cum ar fi îmbinările cu șuruburi, vezi Figura 4.15.

Comportamentul nesatisfăcător al îmbinărilor riglă-stâlp sudate în timpul seismelor de la Northridge și Hyogoken-Nanbu a dus la o creștere a interesului pentru nodurile cu șuruburi, care în cea mai mare parte sunt semi-rigide și parțial rezistente. Îmbinările cu

șuruburi au avut un comportament foarte bun de-a lungul anilor, iar caracteristicile distribuite ale acestora conduc la sisteme structurale robuste și redundante, acestea din urmă fiind cheia unor performanțe seismice bune (Leon, 1999).

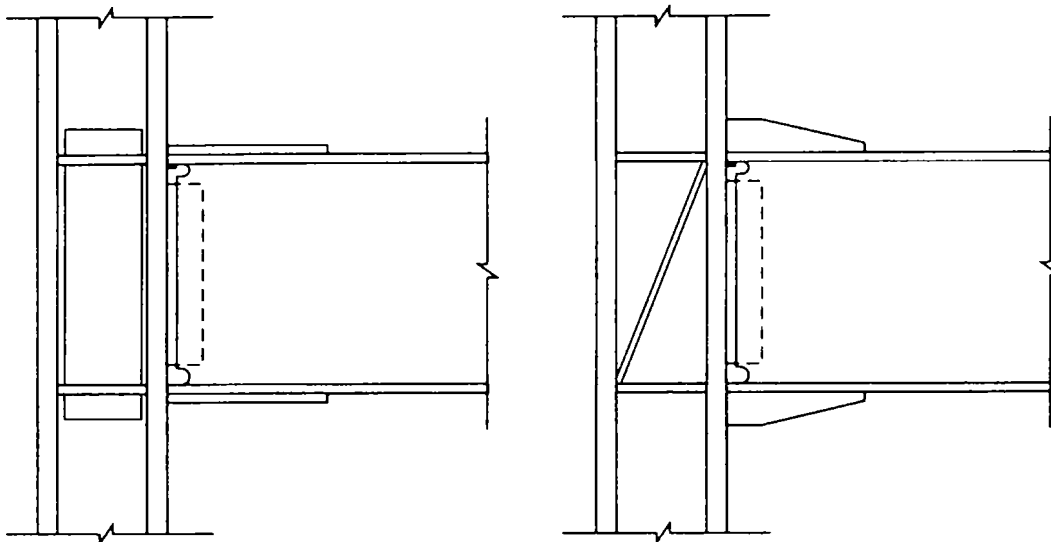


Figura 4.13: Noduri riglă-stâlp sudate întărite, FEMA 350, 2000, AISC 2002.

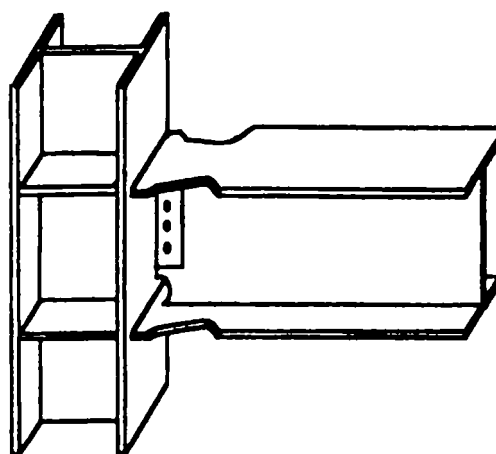


Figura 4.14: Nod riglă-stâlp sudat, obținute prin slăbirea secțiunii riglei adiacente nodului ("dog-bone").

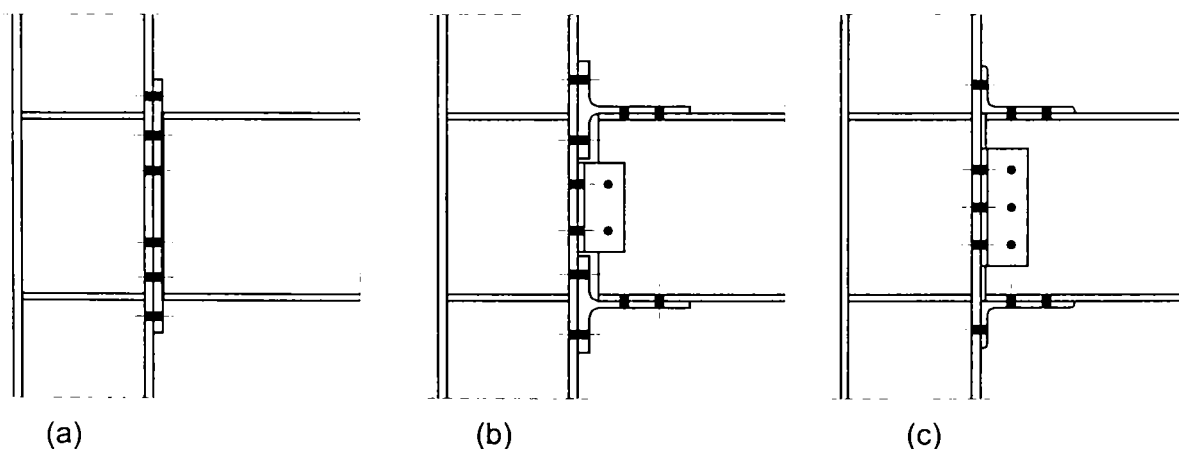


Figura 4.15: Detalii tipice de noduri îmbinate cu șuruburi: a – cu placă de capăt extinsă, b – cu T-uri pe tălpi, c – corniere pe tălpi și inimă.

4.4.2 Modul de solicitare a nodurilor

S-a arătat mai sus că ductilitatea globală a cadrelor metalice necontravântuite este dictată în mare măsură de ductilitatea locală a nodurilor, dar și de asigurarea unui mecanism plastic de tip global, prin evitarea formării articulațiilor plastice în stâlpi. Ambele aspecte sunt controlate de caracteristicile de rigiditate, rezistență și ductilitate ale elementelor care alcătuiesc și care concură într-un nod: panoul de inimă al stâlpului, îmbinarea, rigla și stâlpul (vezi Figura 4.7), cât și de ierarhia acestora în cadrul nodului. Astfel, pentru a preîntâmpina formarea mecanismelor parțiale de nivel, stâlpul trebuie să posede o suprarezistență față de celelalte elemente ale nodului. Tradițional, elementul disipativ preferat este rigla cadrului, dar atât îmbinarea (în special cu șuruburi), cât mai ales panoul de inimă al stâlpului pot servi drept surse importante de ductilitate. Pentru asigurarea unui comportament ductil la nivel de nod, este necesară identificarea componentelor ductile, și dimensionarea elementelor fragile astfel ca acestea să posede o suprarezistență față de primele. Este important să se asigure condițiile necesare ca un element să poată dezvolta ductilitatea potențială. Astfel, în cazul riglelor trebuie asigurată o secțiune compactă și evitat flambajul prin încovoiere-răsucire, iar în cazul îmbinărilor cu șuruburi trebuie alese componentele ductile (încovoierea tălpii stâlpului, încovoierea plăcii de capăt sau a cornierei) și evitate cele fragile (întindere sau forfecare în șuruburi).

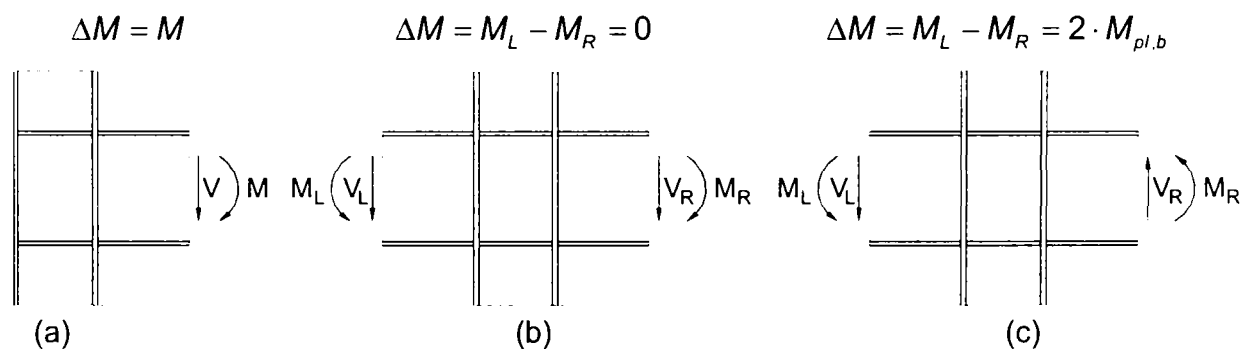


Figura 4.16: Eforturile din rigle care acționează pe un nod exterior (a), pe un nod interior sub acțiunea forțelor gravitaționale (b) și a celor seismice (c).

În cazul nodurilor interioare, răspunsul seismic al nodurilor riglă stâlp va depinde și de modul de aplicare a încărcării (simetric sau anti-simetric). În timp ce modul de solicitare al nodurilor exterioare este același la încărcări gravitaționale și la cele seismice (vezi Figura 4.16a), nodurile interioare sunt solicitate simetric în primul caz (Figura 4.16b) și anti-simetric în cel de-al doilea caz (Figura 4.16c), în momentul plastificării ambelor capete ale riglelor. Diferența dintre cele două moduri de solicitare este comportarea diferită a panoului de inimă al stâlpului. În cazul încărcării gravitaționale (simetrice) inima stâlpului este comprimată la partea inferioară și întinsă la cea superioară, solicitări preluate de plăcile de continuitate atunci când acestea există. În cazul încărcării seismice (anti-simetrice) panoul de inimă al stâlpului este solicitat puternic la forfecare. Forța de tăiere din panou este direct proporțională cu diferența momentelor de la capetele riglelor. Se poate observa din Figura 4.16 că ΔM variază de la simplu în cazul nodurilor exterioare la zero în cazul nodurilor interioare încărcate simetric și la dublu în cazul nodurilor interioare încărcate anti-simetric. În general forfecarea panoului de stâlp este un mod de cedare ductil. Totuși, deformarea excesivă a acestuia poate duce la încovoierea locală a colțurilor panoului, inducând fisurarea și cedarea fragilă a îmbinărilor sudate (Krawinkler, 1995, vezi Figura 4.17).

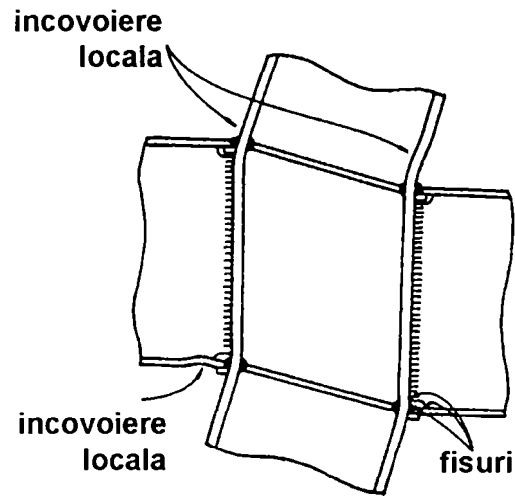


Figura 4.17: Efectele distorsiunii excesive ale panoului de inimă al stâlpului (Krawinkler, 1995).

4.4.3 Programul experimental

Influența modului de încărcare a nodurilor interioare și a tipului de îmbinare a fost studiată în cadrul unor încercări experimentale care au cuprins trei tipuri de îmbinări (vezi Figura 4.18):

- Îmbinare cu șuruburi cu placă de capăt extinsă (EP), o îmbinare tipică europeană. Îmbinarea a fost proiectată ca și semi-rigidă și parțial rezistentă conform Eurocode 3, atât pentru încărcări simetrice, cât și anti-simetrice, componenta cea mai slabă fiind încovoierea plăcii de capăt.
- Îmbinare obținută prin sudarea directă a riglei de stâlp (W), simulând o îmbinare sudată la șantier.
- Îmbinare cu eclise sudate pe talpa riglei și guseu sudat pe inimă (CWP), ultimul prins cu șuruburi doar pentru montaj. Eclisele de talpă au fost prevăzute pentru a muta articulația plastică de la fața stâlpului.

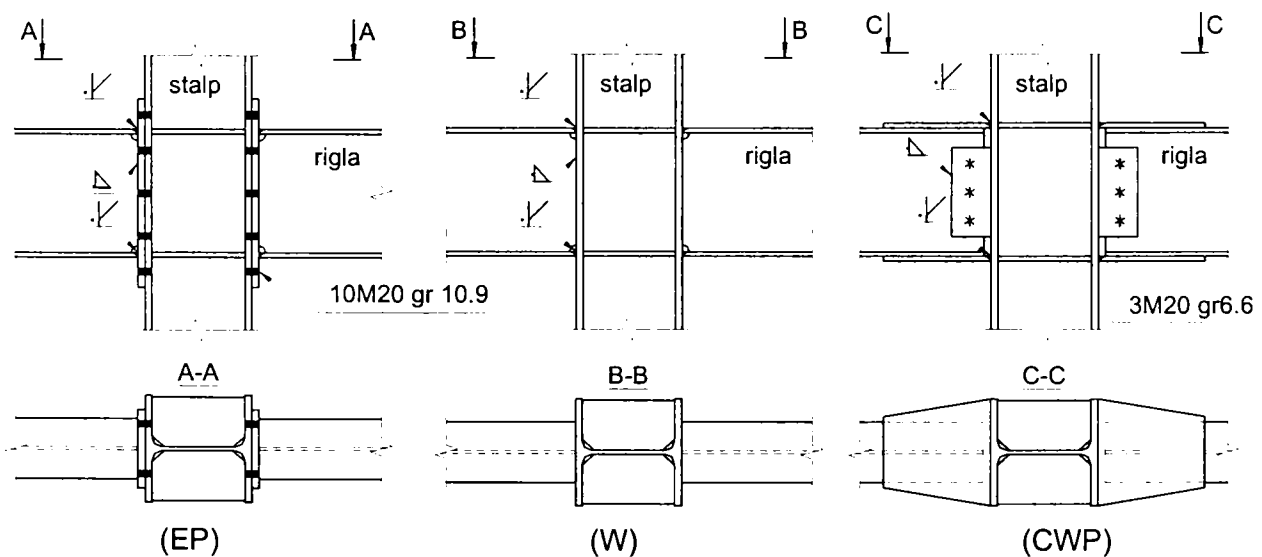


Figura 4.18: Configurațiile nodurilor studiate.

Sudura dintre talpa riglei, placa de capăt, eclise și talpa stâlpului a fost specificată cu pătrundere completă în 1/2Y de pe o singură parte (vezi Figura 4.19). Inspectarea vizuală a sudurilor a scos la iveală însă lipsa unei pătrunderi complete în câteva cazuri.

Pentru prinderea inimii riglei s-a folosit o sudură de colț. Șuruburile de la îmbinarea cu placă de capăt au fost pretensionate.

Fiecare tip de îmbinare a fost încercată în varianta unui nod încărcat simetric (seria XS), și a unui nod încărcat anti-simetric (seria XU). Montajul experimental pentru cele două tipuri de încercări este prezentat în Figura 4.20. Au fost încercate câte două specimene din fiecare tip de nod.

Oțelul specificat în proiect a fost S235 (OL37, $f_y=235 \text{ N/mm}^2$, $f_u=360 \text{ N/mm}^2$). Caracteristicile mecanice ale componentelor principale ale nodului au fost determinate pe epruvete extrase din talpa și inima riglei, talpa și inima stâlpului, placa de capăt, eclisele de talpă, guseul de inimă și rigidizări.

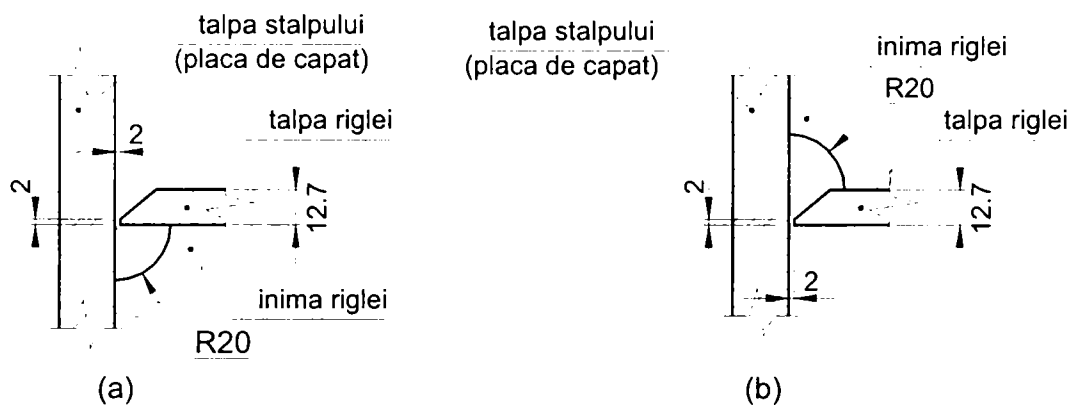


Figura 4.19: Detaliu de prelucrare a pieselor pentru sudura între talpa stâlpului și: (a) talpa superioară a riglei; (b) talpa inferioară a riglei.

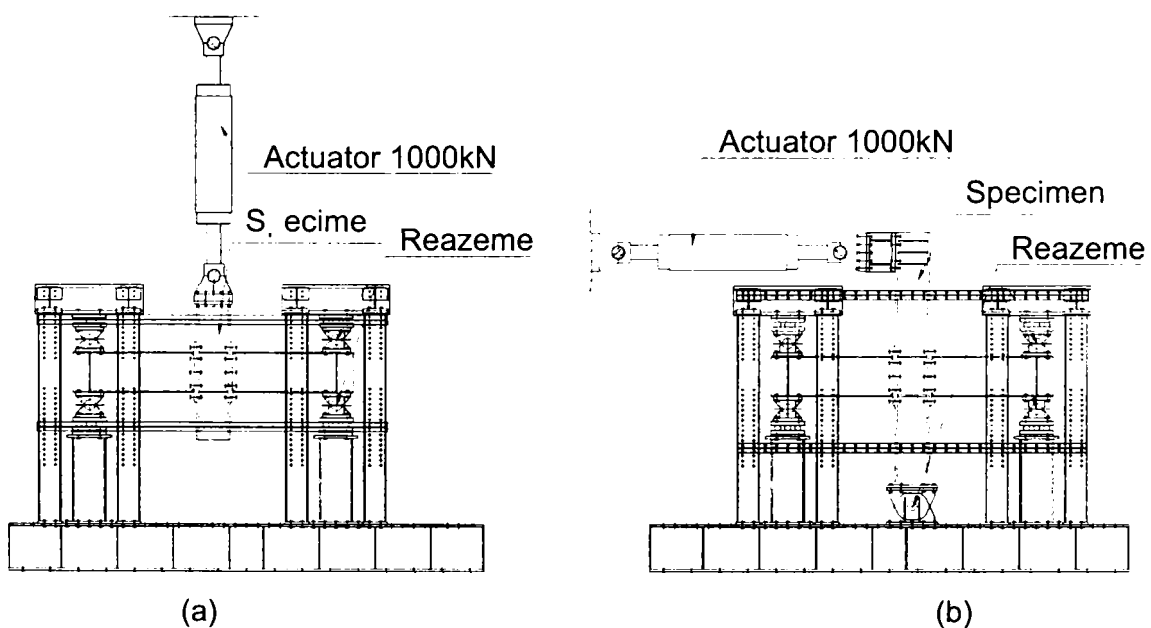


Figura 4.20: Montajul experimental pentru încercările simetrice (a) și cele anti-simetrice (b).

Specimenele au fost încărcate ciclic la trepte crescătoare ale deformației ($\pm 2e_y$, $\pm 4e_y$, etc., unde e_y reprezintă deformația nodului la curgere), conform procedurii ECCS (1985), încărcarea fiind aplicată cvasi-static. În cazul speciemenelor încărcate anti-simetric, deformația a fost limitată la ciclurile de $\pm 8e_y$ sau $\pm 10e_y$ din cauza atingerii limitei de cursă a actuatorului. Cedarea speciemenului a fost considerată atunci când forța aplicată a scăzut sub 50% din forța maximă înregistrată. Detalii privind modul de

dispunere al captorilor și interpretarea datelor specifică celor două moduri de încărcare pot fi găsite în Dubina și colab, 2001. Vom remarca aici doar faptul că în cazul nodurilor interioare solicitate anti-simetric, rotirea totală a nodului are două contribuții majore: deformarea panoului de inimă al stâlpului și rotirea îmbinării (Figura 4.21). Momentul a fost calculat pentru toate nodurile la fața stâlpului.

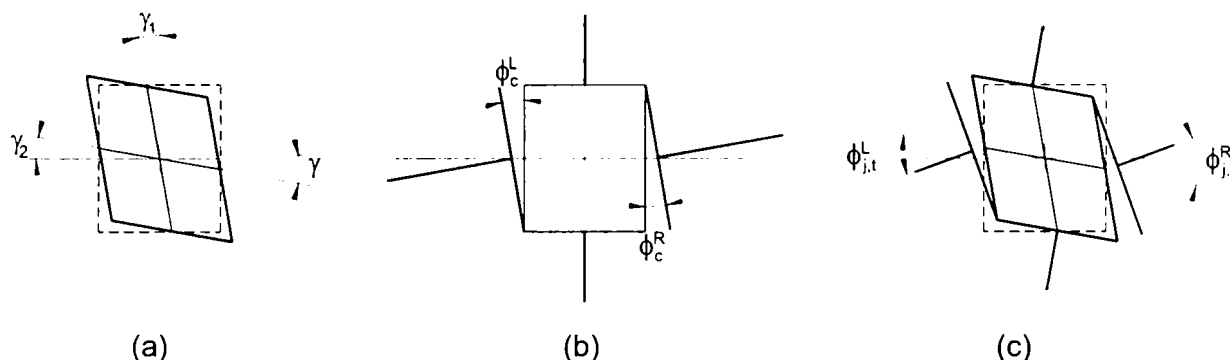


Figura 4.21: Sursele de deformării ale nodului încărcat anti-simetric: deformarea panoului (a), îmbinării (b) și deformarea totală (c).

Tabelul 4.1: Caracteristicile mecanice ale oțelului.

Element	limita de curgere, f_y [N/mm ²]		rezistența la rupere, f_u [N/mm ²]	
	certificat de calitate	încercări	certificat de calitate	încercări
riglă IPE360	285.0	329.8 talpă 348.4 inimă	427.0	463.2 talpă 464.0 inimă
stâlp HEB300	311.3	313.0 talpă 341.8 inimă	446.0	449.8 talpă 464.4 inimă
placa de capăt	281.0	248.3	424.7	416.0
eclisa de talpă	296.0	273.2	443.0	436.7

4.4.4 Observații și rezultate

Specimenele XS-EP (îmbinări cu placă de capăt încărcate simetric) au avut placa de capăt ca și componenta cea mai slabă, aceasta prezentând deformări vizibile de încovoiere în zona întinsă în ciclurile de $\pm 2e_y$. Deplasările de $\pm 4e_y$ au fost caracterizate de apariția unor fisuri la sudura dintre talpa inferioară a riglei și placa de capăt, inițiate la rădăcina sudurii, și voalarea plastică a tălpii superioare a riglei. La primul ciclu de $\pm 6e_y$ s-a produs ruperea completă a sudurii dintre talpa inferioară a riglei și placa de capăt, fisura propagându-se în materialul de bază al plăcii de capăt și al tălpii riglei. După pierderea legăturii dintre talpa inferioară a riglei și placa de capăt, inima riglei a început să fisureze de-a lungul sudurii cu talpa stâlpului. În cazul specimenului XS-EP2 un șurub din cel de-al doilea rând a cedat la întindere, ducând la deformări importante ale plăcii de capăt la nivelul tălpii inferioare a riglei (vezi Figura 4.22). Slăbirea șuruburilor din cauza deformărilor locale la ciclurile de $\pm 4e_y$ - $\pm 8e_y$ a condus la o reducere a rigidității nodului.

Specimenele XS-W au fost obținute prin sudarea directă a riglei de stâlp și au fost încărcate simetric. În cazul primului specimen, XS-W1, a fost resudată rădăcina sudurii dintre tălpile riglei și stâlp, din cauza lipsei vizibile de pătrundere. Voalarea tălpii riglei a fost observată la acest specimen la primele cicluri de $\pm 4e_y$. Deformațiile plastice ale tălpii și inimii riglei au crescut la ciclurile de $\pm 6e_y$ și la primul ciclu de $\pm 8e_y$. La cel de-al

doilea ciclu de $\pm 8e_y$, s-a produs ruperea fragilă completă a tălpii inferioare a riglei în dreptul racordului la gaura de acces la sudură, urmată de ruperea celeilalte tălpi, cât și a inimii riglei. În cazul specimenului XS-W2, deja la ciclul de $\pm 4e_y$, a apărut o fisură la rădăcina sudurii de la talpa inferioară a riglei, și o alta la partea superioară a sudurii dintre inima riglei și stâlp. În timpul ciclului 3 de $\pm 4e_y$, fisura de la talpa inferioară a propagat pe toată lungimea tălpii. După voalarea tălpii superioare în același ciclu, aceasta s-a rupt fragil în dreptul racordului cu gaura de acces la rădăcina sudurii, urmată de ruperea inimii în ciclul următor (vezi Figura 4.23). Resudarea rădăcinii sudurii la specimenul XS-W1 a dus la un comportament substanțial diferit între cele două specimene, prevenind inițierea fisurii la talpa inferioară a riglei. Deformațiile nodului s-au datorat voalării plastice a ambelor tălpi și a inimii riglei. Specimenul XS-W2 a fost caracterizat de fisurarea prematură la rădăcina sudurii de la talpa inferioară a riglei. Voalarea tălpii riglei s-a produs doar la talpa superioară, iar deformațiile la talpa inferioară s-au datorat în special ruperilor în fisură și în zona influențată termic. Chiar dacă cedarea a fost fragilă în ambele cazuri, specimenul XS-W1 a rezistat unui număr mai mare de cicluri, și a fost caracterizat de o rezistență și ductilitate mai mare.

Specimenele XS-CWP au fost prevăzute cu eclise pe tălpi și încărcate simetric. Talpa superioară a riglei a voalat plastic la capătul ecliselor la ciclul pozitiv de $\pm 4e_y$, urmat de voalarea tălpii inferioare la semi-ciclul negativ. Voalarea tălpilor a devenit mai pronunțată la ciclurile de $\pm 6e_y$, urmată de voalarea inimii riglei la ciclurile de $\pm 8e_y$, la un unghi de aproximativ 45° (vezi Figura 4.24). Nu au fost observate fisuri la sudurile dintre eclisele de talpă și stâlp. Doi factori au contribuit la această comportare: (1) un transfer "neted" al eforturilor de la talpa riglei la talpa stâlpului, datorită formei trapezoidale a ecliselor de talpă; și (2) o calitate mai bună a sudurilor dintre eclise și stâlp, acestea fiind resudate de către fabricant.

Primele deformații plastice ale *specimenelor XU-EP* (îmbinare cu placă de capăt încărcate anti-simetric) au apărut la ciclul de $\pm e_y$ și au crescut progresiv cu numărul de cicluri. Deformațiile plăcii de capăt au fost observate începând cu ciclurile de $\pm 2e_y$, fiind vizibil un spațiu între placa de capăt și talpa stâlpului în zona întinsă. Primele fisuri între talpa inferioară a riglei și placa de capăt au apărut la $\pm 6e_y$ și $\pm 4e_y$ pentru specimenul XU-EP1, respectiv XS-EP2. Voalarea tălpii riglei a fost limitată. Deformarea îmbinării a fost cauzată și de slăbirea șuruburilor, care a cauzat o scădere pronunțată a rigidității nodului. Fisurarea sudurilor de la talpa superioară au fost semnalate la ciclurile de $\pm 8e_y$, urmate de separarea completă a părții extinse a plăcii de capăt (vezi Figura 4.25). Deformațiile panoului de inimă al stâlpului au arătat cicluri histeretice stabile pe durata întregii încercări, cu o consolidare importantă. Panoul a fost o sursă importantă de ductilitate și rezistență până la ruperea plăcii de capăt. Cerința de deformație a inimii stâlpului a început să scadă de la acest moment, ducând la "relaxarea" acesteia. Pe de altă parte, îmbinarea cu șuruburi a arătat o degradare continuă a rigidității și rezistenței pe durata încercării. În cazul specimenului XU-EP2, talpa superioară dreapta a riglei a cedat în dreptul racordului cu gaura de acces la rădăcina sudurii, iar la îmbinarea din stânga au cedat două șuruburi, fenomene care au dus la o scădere bruscă a rezistenței nodului.

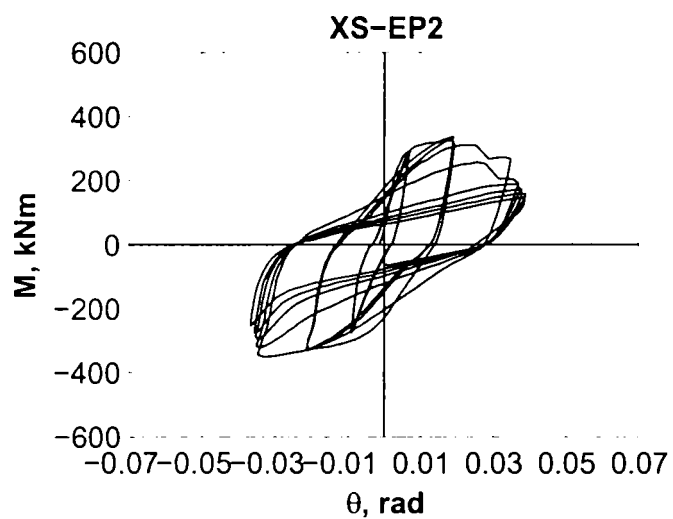


Figura 4.22: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XS-EP2.

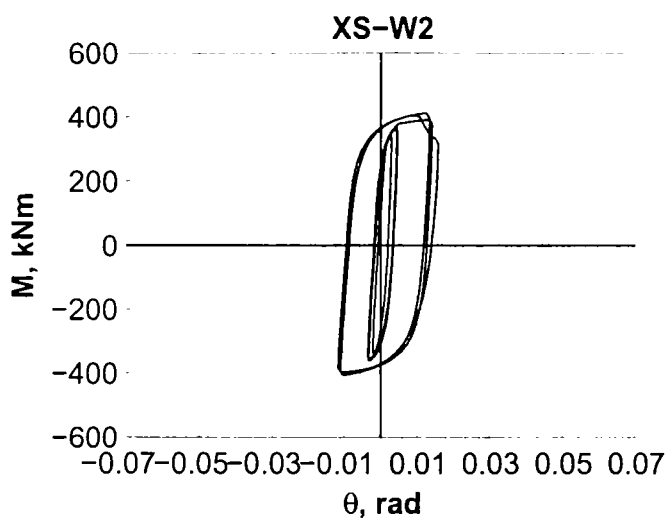


Figura 4.23: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XS-W2.

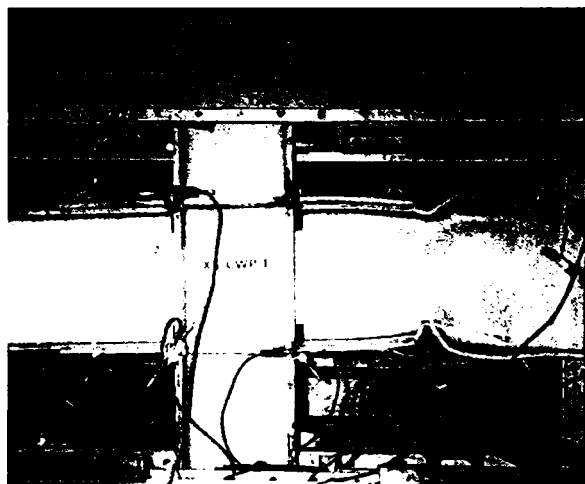
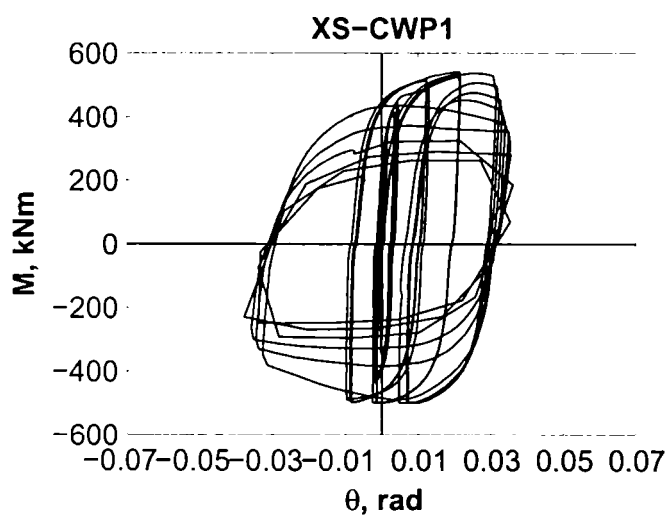


Figura 4.24: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XS-CWP2.

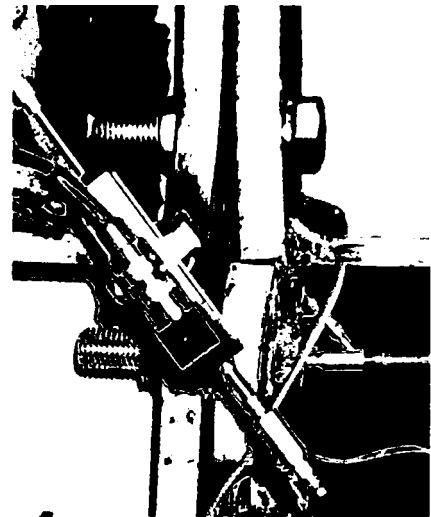
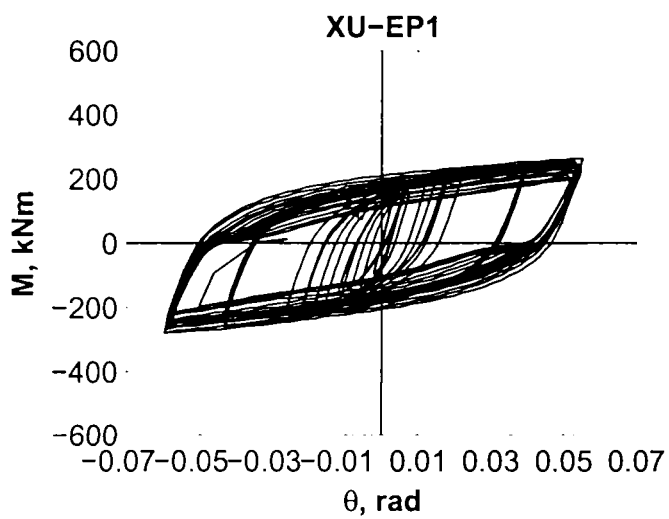


Figura 4.25: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XU-EP1.

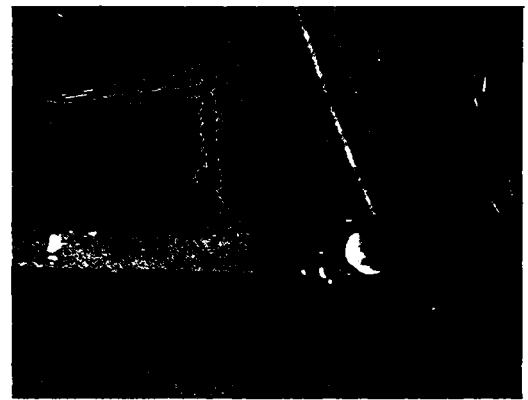
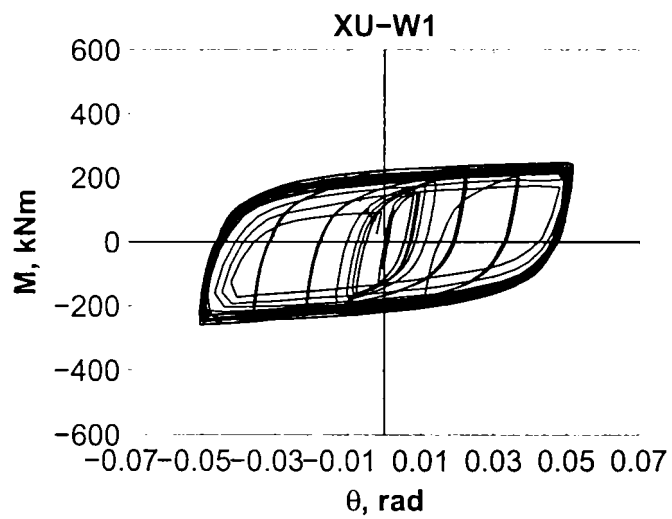


Figura 4.26: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XU-W1.

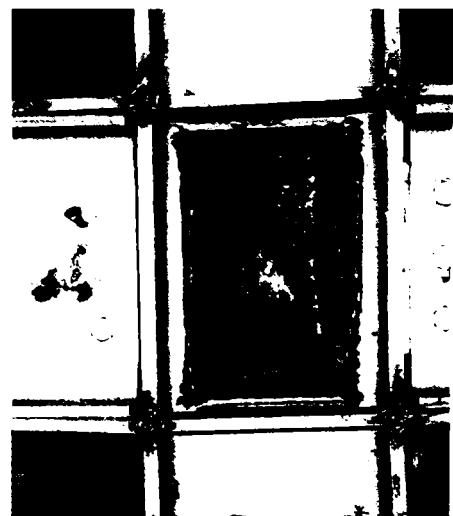
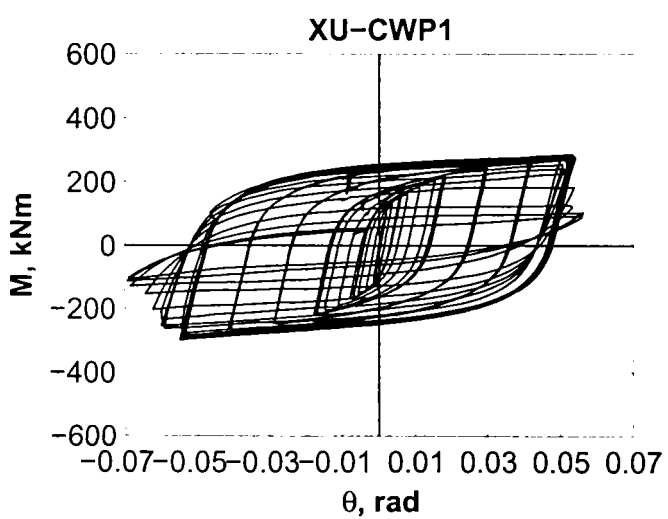


Figura 4.27: Curba moment-rotire și modul de cedare ale specimenului XU-CWP1.

Panoul de inimă al stâlpului a fost componenta cea mai slabă în cazul *specimenelor XU-W* (îmbinări sudate direct, încărcate anti-simetric). Primele semne de deformății plastice în panou au apărut la $\pm e_y$, iar fisurarea la rădăcina sudurii de la talpa inferioară a riglei s-a produs la ciclurile de $\pm 6e_y$. Sudurile de la talpa superioară au fisurat la ciclurile de $\pm 8e_y$. În cazul specimenului XU-W1, începând cu ciclul al nouălea de $\pm 8e_y$, fisurile de la sudura inferioară au avansat progresiv în talpa stâlpului, care a fost smulsă pe lățimea tălpii riglei, urmată de forfecarea inimii stâlpului (vezi Figura 4.26). În cadrul ciclurilor ulterioare de încărcare, talpa superioară a riglei a cedat în dreptul găurii de acces la rădăcina sudurii. La sfârșitul celui de-al 16-lea ciclu de $\pm 8e_y$, tălpile superioare ale riglelor erau complet rupte, iar cele inferioare au cauzat smulgerea tălpilor și forfecarea inimii stâlpului. Voalarea tălpilor riglei a fost limitată. Specimenul XU-W2 s-a comportat similar, dar a fost oprit în timpul ciclului al 11-lea de $\pm 8e_y$ din cauza unor probleme tehnice la reazeme. Specimenul începuse să prezinte aceleași fenomene de smulgere a tălpii riglei. Sursa cea mai importantă de disipare a energiei a constituit-o panoul de inimă al stâlpului. Energia histeretică disipată a avut un caracter stabil până la cilul 4 și 6 de $\pm 8e_y$, pentru specimenul XU-W1, respectiv XU-W2.

Similar cu celelalte noduri încărcate anti-simetric, *specimenele XU-CWP* (cu eclise pe tălpile riglei) au arătat primele semne de deformare plastică în panoul stâlpului la deformății de $\pm e_y$. De-a lungul procedurii de încărcare, până la ciclurile de $\pm 10e_y$ panoul a dezvoltat deformății plastice tot mai mari, fără fisuri vizibile. În cazul specimenului XU-CWP1, la cel de-al 14-lea ciclu de $\pm 10e_y$ au apărut primele fisuri la sudura de la eclisa inferioară. Fisuri similare au fost observate la specimenul XU-CWP2 deja la ciclul 2 de $\pm 8e_y$, din cauza unei calități mai proaste a rădăcinii sudurii. În ciclul 22 de $\pm 10e_y$ inima stâlpului era slab voalată. După apariția unei fisuri în inima stâlpului la ciclul 27 de $\pm 10e_y$, aceasta s-a propagat pe trei laturi ale panoului, ducând la deformarea acestuia în afara planului (vezi Figura 4.27). În cazul specimenului XU-CWP2, la cel de-al 4-lea ciclu de $\pm 10e_y$ s-a produs o fisurare fragilă adâncă la rădăcina sudurii de la eclisa inferioară a îmbinării din dreapta, urmată 3 cicluri mai târziu de un fenomen similar la sudura din stânga. La ciclul 11 de $\pm 10e_y$ s-a format o altă fisură între rigidizarea inferioară a panoului și talpa stâlpului. Un ciclu mai târziu cele două fisuri au crescut brusc, formând una singură. La sfârșitul încercării, talpa stâlpului a fost complet ruptă, fisura extinzându-se în inima stâlpului.

Tabelul 4.2: Caracteristicile experimentale ale nodurilor.

Specimen	$M_{j,max}^{exp}$, kNm	$M_{j,pl}^{exp}$, kNm	ϕ_u^{exp} , rad	ϕ_{pl}^{exp} , rad
XS-EP 1	334.2	255.6	0.033	0.029
XS-EP 2	337.9	288.9	0.038	0.032
XS-W 1	437.7	305.6	0.029	0.028
XS-W 2	412.1	277.8	0.016	0.015
XS-CWP 1	542.0	316.7	0.038	0.037
XS-CWP 2	*	*	*	*
XU-EP 1	263.7	146.7	0.060	0.056
XU-EP 2	256.3	157.8	0.062	0.059
XU-W 1	248.8	113.3	0.052	0.050
XU-W 2	252.1	131.1	0.052	0.049
XU-CWP 1	287.2	131.1	0.064	0.062
XU-CWP 2	301.5	164.4	0.060	0.058

* cedare accidentală a prinderii specimenului de actuator

În Tabelul 4.2 sunt prezentate câteva dintre caracteristicile determinate experimental: momentul maxim înregistrat ($M_{j,max}^{exp}$), momentul plastic ($M_{j,pl}^{exp}$), rotirea ultimă totală (ϕ_u^{exp}) și rotirea ultimă plastică (ϕ_{pl}^{exp}).

Modul de cedare al îmbinărilor sudate a arătat importanța covârșitoare pe care o are calitatea sudurilor asupra rezistenței și mai ales a ductilității nodurilor riglă-stâlp sudate. Totuși, performanța seismică a îmbinărilor sudate depinde într-o mare măsură și de detaliile de alcătuire a nodului. Astfel, este de notat comportamentul diferit al îmbinării (EP) cu placă de capăt și a celei sudate direct (W) la partea inferioară și la cea superioară, datorat modului de realizare a sudurii. Atât sudura superioară, cât și cea inferioară au fost executate "de sus" (vezi Figura 4.18 și Figura 4.19). Astfel, rădăcina sudurii rezultă la partea interioară a tălpii superioare, și la partea exterioară a tălpii inferioare. Din cauza eforturilor mai mici la partea interioară a tălpii riglei și a efectului de împiedecare a inimii riglei în această zonă, rezultă două moduri de cedare diferite la cele două tălpi ale riglei. Detaliul de sudură de la partea inferioară, unde rădăcina sudurii este la partea exterioară a riglei, este predispus la fisurări inițiate la rădăcina sudurii, care se propagă apoi în materialul de bază (vezi Figura 4.22). La partea superioară a riglei, în schimb, are loc o concentrare de eforturi în dreptul găurii de acces la rădăcina sudurii, talpa fiind susceptibilă la o rupere casantă în dreptul racordului găurii de acces la talpă (vezi Figura 4.23). Din cauza detaliilor de sudură asemănătoare, aceste fenomene caracterizează atât îmbinarea obținută prin sudarea directă a riglei pe stâlp, cât și îmbinarea cu placă de capăt. Eliminarea celor două moduri de cedare fragile descrise mai sus impune următoarele măsuri:

- folosirea unei geometrii îmbunătățite a găurii de acces la rădăcina sudurii, sau eliminarea completă a acesteia
- resudarea obligatorie a rădăcinii sudurii și, atunci când este posibil (de exemplu în cazul îmbinărilor cu placă de capăt sudate în uzină), efectuarea sudurii principale de la partea exterioară a riglei, astfel ca rădăcina sudurii să rezulte la interiorul tălpii riglei

4.4.5 Sinteza încercărilor experimentale

Încercările efectuate pe trei tipuri distincte de îmbinări și două moduri de încărcare (simetrică și anti-simetrică) a permis identificarea răspunsului elementelor care contribuie la rigiditatea, rezistența și ductilitatea nodurilor riglă-stâlp studiate (rigla și stâlpul, sudura, îmbinarea cu placă de capăt și panoul de inimă al stâlpului). Astfel, încărcarea simetrică a eliminat contribuția panoului și permite următoarele observații (în legătură cu Tabelul 4.2 și Figura 4.22 la Figura 4.27):

- Îmbinarea obținută prin sudarea directă a riglei de stâlp în condiții de șantier este susceptibilă la ruperi fragile și are o capacitate de rotire modestă. Dezvoltarea unor articulații plastice ductile prin voalarea plastică a riglei a fost împiedecată de ruperile fragile inițiate fie în sudură (la rădăcina acesteia), fie în dreptul concentratorilor de tensiune (gaura de acces la rădăcina sudurii).
- Îmbinarea cu placă de capăt extinsă și șuruburi este susceptibilă aceluiași probleme ca și îmbinarea sudată direct. Deformațiile plastice datorate încovoierii plăcii de capăt au îmbunătățit totuși capacitatea de rotire a îmbinării, dar au dus la diminuarea momentului capabil și mai ales la o degradare importantă a rigidității. Din cauza

caracterului parțial-rezistent al îmbinării, Deformațiile plastice s-au concentrat în placa de capăt, voalarea plastică a riglei fiind limitată.

- Îmbinarea cu eclise pe talpa riglei a eliminat cauzele ruperilor fragile specifice îmbinării sudate direct, dezvoltând o articulație plastică în riglă. Acest tip de îmbinare a arătat o ductilitate bună (în jur de 0.03 rad), totuși, voalarea plastică repetată a riglei a dus la o reducere a momentului capabil la deformații mari.
- Răspunsul nodurilor încărcate anti-simetric a fost controlat de forfecarea panoului de inimă al stâlpului, care a condus la comportare ciclică stabilă și o ductilitate excelentă. Cedările au fost în general ductile și au avut loc după un număr însemnat de cicluri în domeniul plastic, mult peste cel anticipat în cazul unor cutremure. Totuși, comportarea excelentă a panoului nu a eliminat complet cedările fragile la îmbinarea sudată direct. "Împărțirea" cerinței de ductilitate între câteva componente cu rezistența apropiată (de exemplu panoul de inimă și placa de capăt) reduce solicitarea impusă fiecărei componente în parte, la aceeași capacitate de rotire totală.

4.5 Cadre necontravântuite cu structură duală

Înțelegem prin cadre duale necontravântuite acele structuri care pe lângă nodurile riglă-stâlp rigide, conțin și noduri semi-rigide și/sau articulate. Configurații structurale de acest tip pot rezulta din cauze de natură economică, tehnologică, de conformare structurală, sau în încercarea de a îmbunătăți răspunsul seismic al structurii.

S-a demonstrat că principiul stâlp tare – riglă slabă este favorabil unei performanțe seismice bune a cadrelor metalice necontravântuite. Scopul acestui principiu de proiectare este să prevină formarea articulațiilor plastice în stâlpi, cu excepția bazei și nivelului superior al cadrelor multietajate (Eurocode 8 1994). Formarea articulațiilor plastice doar în rigle este menită să promoveze un mecanism plastic de tip global, care este cel mai eficient pentru disiparea energiei seismice și minimizează în același timp efectele de ordinul doi (Mazzolani și colab., 1996). Prevederile normelor moderne de proiectare anti-seismică, cu toate că cer respectarea principiului stâlp tare – riglă slabă pentru cadrele metalice necontravântuite, nu asigură un mecanism de cedare plastică de tip global, și nici nu preîntâmpină formarea articulațiilor plastice în stâlpi. Cu toate acestea, se așteaptă că formarea articulațiilor plastice în rigle va predomina, iar cadrele proiectate conform prevederilor simplificate din norme vor avea un comportament seismic corespunzător. Oricum, există o serie de situații care duc la o înrăutățire a raportului momentelor plastice riglă/stâlp. Unele dintre acestea (îndepărtarea articulației plastice de la fața stâlpului, limita de curgere a grinzii diferită de cea teoretică) sunt luate în considerare de unele norme (AISC, 1997). În cazul structurilor mixte oțel-beton, interacțiunea dintre rigla metalică și planșeul din beton armat modifică raportul momentelor capabile riglă-stâlp. Dacă se utilizează îmbinări rigide în astfel de cazuri, stâlpii vor fi supuși unor solicitări crescute. Folosirea îmbinărilor semi-rigide / parțial rezistente în unele deschideri va reduce solicitarea seismică asupra stâlpilor limitrofi, reducând riscul unor mecanisme parțiale (de nivel).

Majoritatea îmbinărilor semi-rigide/ parțial rezistente sunt realizate cu șuruburi. Unele dintre acestea, cum ar fi îmbinările cu corniere sau T-uri (vezi Figura 4.15 b și c) pot fi ușor reparate dacă acestea suferă degradări în urma unui cutremur. Acest aspect este deosebit de avantajos din punct de vedere al reabilitării structurii avariate în urma

seismului, deoarece intervenția se poate face la un cost minim, fără operații dificile și fără a modifica caracteristicile inițiale ale îmbinării.

Dacă într-un sistem structural sunt folosite atât noduri total rezistente (rigide), cât și parțial rezistente (semi-rigide), este de așteptat ca acestea din urmă să se plastifice primele, din cauza unui moment capabil mai mic. Ceea ce înseamnă posibilitatea de control a distribuției degradărilor în structură. Totuși, ținând cont de rigiditatea scăzută a îmbinărilor semi-rigide, plastificarea acestora înaintea celor rigide nu mai este garantată. De aceea, se impune o analiză atentă a caracteristicilor îmbinărilor pentru a face posibil un control al degradării.

Metoda tradițională de optimizare a rigidității la forțe orizontale și a capacității de disipare a energiei seismice constă în realizarea tuturor îmbinărilor riglă-stâlp rigide / total rezistente. Această soluție oferă cel mai mare număr de zone disipative care, conform conceptului de stâlp tare – riglă slabă, trebuie să fie amplasate la capătul riglelor (Eurocode 8, 1994). Pe de altă parte, în practica proiectării cadrelor metalice necontravântuite din SUA, s-a folosit pe larg soluția cadrelor necontravântuite perimetrice. Această soluție structurală folosește cadre necontravântuite doar pe perimetrul clădirii (vezi Figura 4.28a), cadrele interioare având noduri articulate și preluând doar încărcările gravitaționale (Mazzolani și Piluso, 1997).

Există mai multe rațiuni care au favorizat utilizarea pe scară largă a acestor soluții structurale. Una dintre acestea constă în eliminarea îmbinărilor rigide după axa minimă a stâlpului (vezi Figura 4.29), care este relativ scumpă și prezintă un comportament mecanic îndoielnic dacă nu sunt luate măsuri speciale la detalierea nodului (Krawinkler, 1995). De aceea, este de preferat eliminarea îmbinărilor rigide după axa minimă de inerție și înlocuirea acestora cu îmbinări articulate. O altă rațiune o reprezintă reducerea numărului de noduri rigide convenționale (după axa maximă de inerție a stâlpului), mai scumpe decât cele articulate (Mazzolani și Piluso, 1997), din motive economice. Această din urmă rațiune a dus la înlocuirea nodurilor rigide din unele travei cu noduri articulate chiar și la cadrele perimetrice (vezi Figura 4.28b). Nodurile rigide după axa minimă de inerție mai prezintă dezavantajul că în general fac imposibilă respectarea cerinței de suprazistență a stâlpului față de riglă, impuse de normele de proiectare antiseismică pentru promovarea unui mecanism plastic de tip global, datorită modulului plastic al stâlpului, mai mic după axa minimă de inerție. Două dintre problemele invocate aici, care țin de modul de realizare și comportarea nodurilor rigide după axa minimă de inerție a stâlpilor cu secțiune dublu T pot fi soluționate elegant prin adoptarea altor tipuri de secțiuni de stâlpi, cum ar fi cele chesonate (frecvente în practica japoneză) sau cruciforme (Dubina și colab., 2000). Chiar și în acest caz, îmbinările rigide pe ambele direcții pot înrăutăți răspunsul structurii, deoarece solicitarea stâlpilor pe două direcții crește probabilitatea plastificării lor.

Cadrelor necontravântuite cu un număr redus de noduri rigide prezintă însă două dezavantaje. În primul rând, forțele seismice sunt preluate doar de cadrele cu noduri rigide, în număr redus, ceea ce duce la creșterea secțiunii elementelor structurale. Deoarece ductilitatea acestora scade odată cu înălțimea secțiunii (Roeder și Foutch, 1996), rezultă structuri cu o ductilitate limitată. În al doilea rând, scade numărul de zone disipative potențiale, rezultând structuri cu o redundanță și capacitate de disipare a energiei scăzute.

O posibilitate pentru rezolvarea acestor probleme, ar fi utilizarea nodurilor semi-rigide/parțial rezistente în locul celor articulate. Aspectele benefice ale acestor scheme structurale ar fi redundanța sporită față de soluțiile duale rigid-articulate, cât și posibilitatea de a controla distribuția degradărilor în structură.

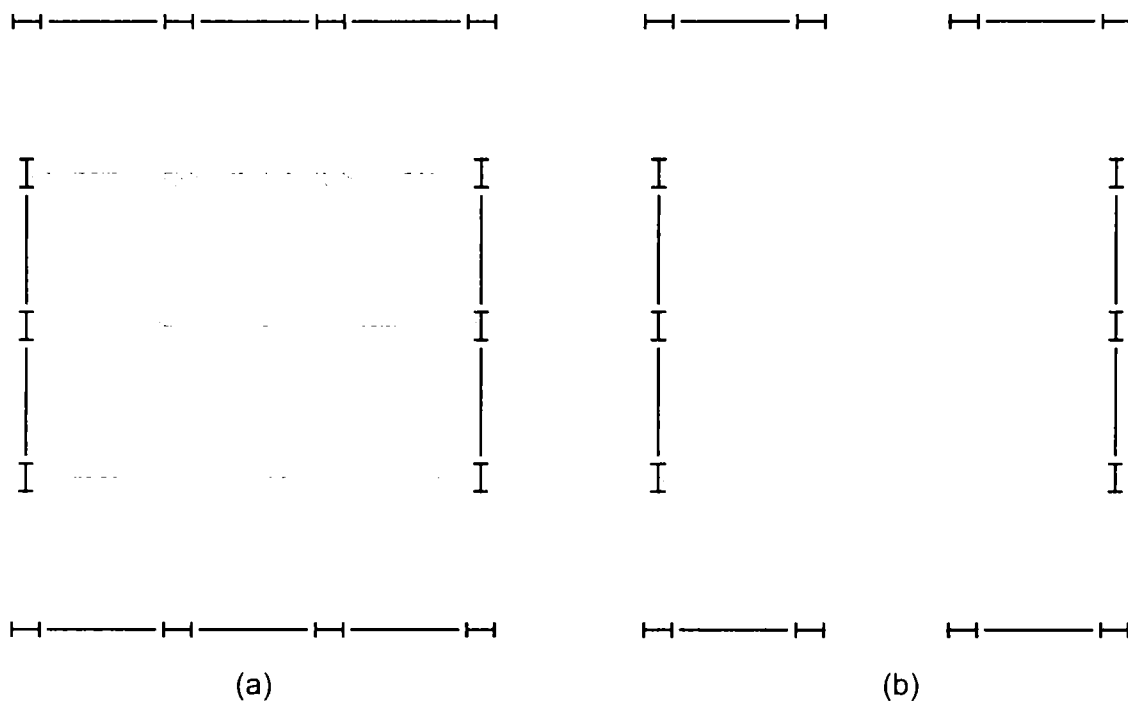


Figura 4.28: Exemplu de cadre necontravântuite perimetrice (a) și perimetrice cu număr redus de deschideri rigide (b).

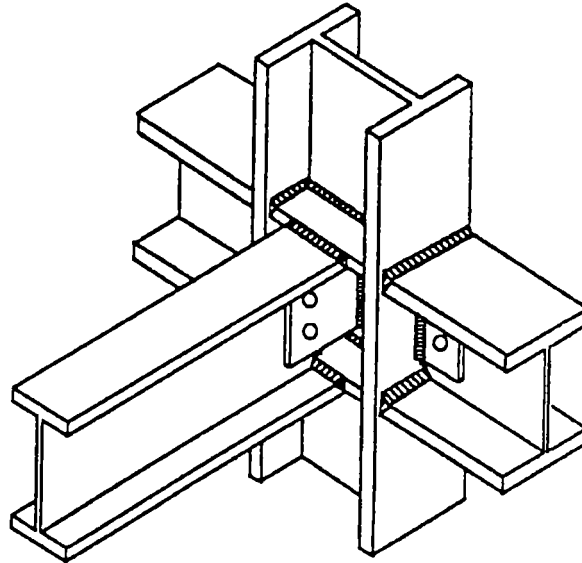


Figura 4.29: Îmbinare riglă-stâlp rigidă pe două direcții (Krawinkler, 1995).

Mai mult de 200 de cadre metalice necontravântuite au suferit degradări ale îmbinărilor riglă-stâlp rigide în timpul cutremurului de la Northridge (Leon, 1999). Marea majoritate a acestor cadre nu a suferit degradări importante ale elementelor structurale, și nici deformații remanente, indicând deformații relative de nivel mici (probabil mai mici de 1.5%). Se pot presupune două fenomene care au contribuit la acest comportament neașteptat de bun după cedarea sistemului de rezistență la forțe laterale (nodurile rigide). Primul, creșterea perioadei proprii de vibrație a structurii, a dus la diminuarea forțelor seismice. Al doilea, îmbinările articulate slabe și parțial rezistente au contribuit

În mod semnificativ la răspunsul structurii, atât înainte, cât și după cedarea celor rigide. Cu toate că îmbinările articulate au o rigiditate și moment capabil foarte mici dacă sunt considerate doar componentele metalice, conlucrarea acestora cu planșeul din beton armat a oferit un sistem secundar de rezistență neintenționat, dar eficient. Astfel, este clar că pentru a caracteriza corespunzător răspunsul structurii, trebuie luate în calcul caracteristicile acestor îmbinări parțial rezistente.

Structuri metalice cu cadre necontravântuite rigide perimetrice și cadre interioare cu îmbinări articulate riglă-stâlp au fost utilizate pe larg în zone de seismicitate ridicată. Capacitatea de a rezista forțelor seismice se bazează în totalitate pe ductilitatea cadrelor perimetrice, fără nici o redundanță de rezervă. Posibilitatea de a prelua cerința mare de ductilitate impusă cadrelor perimetrice de către sisteme secundare a fost studiată de Shen (1996). Modificarea îmbinărilor articulate în îmbinări semi-rigide se poate realiza la un cost relativ mic. Studiul performanțelor seismice ale cadrelor semi-rigide arată un răspuns seismic stabil și un potențial ridicat pentru a fi folosite ca sistem secundar de rezistență la structurile metalice în zone seismice.

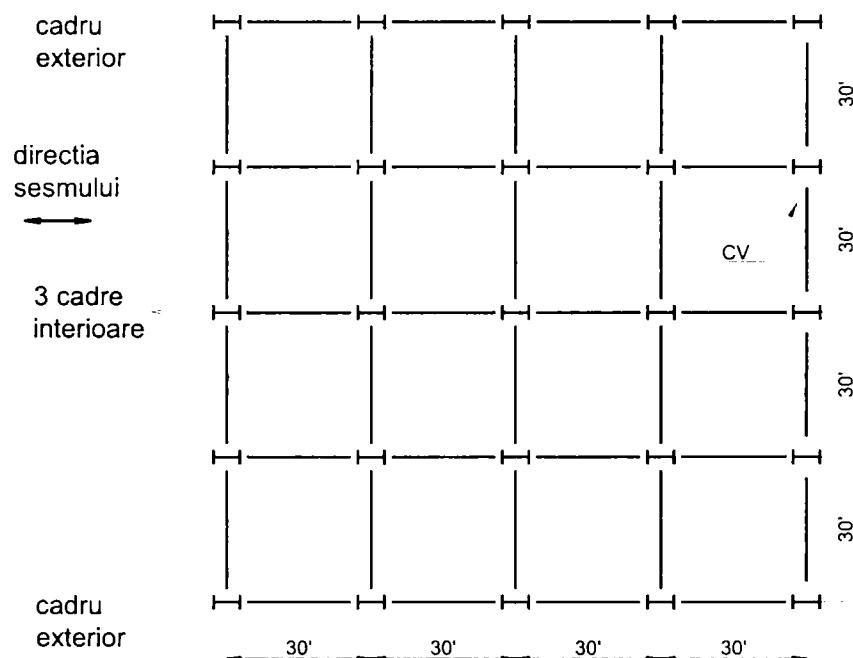


Figura 4.30: Planul structurilor studiate de Shen (1996).

Au fost investigate două structuri cu diferite îmbinări semi-rigide. Planul structurilor este simetric și are două cadre perimetrice rigide în ambele direcții (vezi Figura 4.30). Prima clădire are 5 nivele, iar cea de-a doua 10. Cele două cadre exterioare sunt cu noduri rigide, iar cele interioare au noduri semi-rigide la ambele clădiri. S-au folosit patru tipuri de noduri semi-rigide cu caracteristici diferite. Structurile au fost supuse la trei seisme reprezentative, El Centro, Taft și Northridge. Analiza dinamică neliniară efectuată a arătat un potențial ridicat pentru utilizarea acestui sistem ca și soluție constructivă pentru cadre metalice necontravântuite în zone seismice. Rezultatele indică faptul că rigiditatea și momentul capabil al îmbinărilor semi-rigide au o importanță sporită pentru răspunsul dinamic al structurii. Se poate concluziona că utilizarea nodurilor semi-rigide la cadrele interioare poate diminua forța tăietoare de nivel, cât și momentele în stâlpi și îmbinări.

În general, îmbinările semi-rigide sunt preferate pentru structurile multietajate de înălțime mică. Dacă îmbinările semi-rigide sunt folosite la structurile înalte, numărul îmbinărilor riglă-stâlp rigide poate fi redus, rezultând un cost mai mic al structurii. Oricum, deplasările relative de nivel pot fi mari în cazul cadrelor cu noduri semi-rigide și stabilitatea structurii poate deveni o problemă. Kishi și colab., (1996) au analizat utilizarea mixtă a îmbinărilor rigide și semi-rigide la o structură înaltă (vezi Figura 4.31).

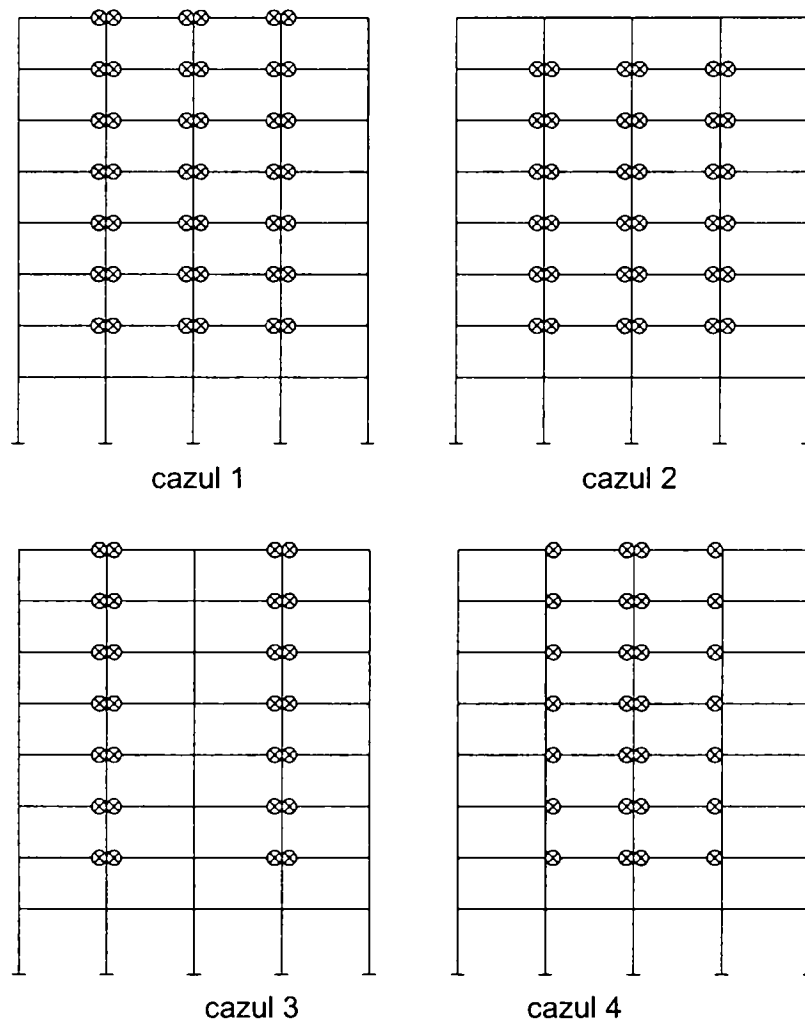


Figura 4.31. Combinații de îmbinări rigide și semi-rigide (Kishi și colab., 1996).

Structura analizată are patru deschideri și opt nivele, s-au investigat patru scheme de amplasare a nodurilor semi-rigide. Îmbinările considerate sunt realizate cu corniere prinse cu șuruburi de talpă și de inima riglei, comportamentul lor fiind modelat printr-o relație neliniară. Cazul 1 are numărul cel mai mare de îmbinări semi-rigide. Numărul de îmbinări semi-rigide este același pentru cazurile 3 și 4. Numărul îmbinărilor semi-rigide pentru cele patru cazuri este: cazul 1 > cazul 2 > cazul 3 = cazul 4.

Structurile duale și structura rigidă de bază au fost analizate pentru gruparea de încărcări permanentă + utilă + vânt. Deplasarea de nivel Δ este raportată față de înălțimea structurii H . Deplasarea relativă de nivel pentru structura rigidă este $\Delta/H=1/890$. Pentru îmbinările cu corniere pe talpă și inimă, deplasările relative de nivel au constituit în jur de $\Delta/H=1/400$ pentru cazurile 1 și 2, și mai puțin de $\Delta/H=1/400$ și $1/500$ pentru cazurile 3 și 4, respectiv. Cazurile 1 și 2 dau aceleași rezultate, ceea ce indică faptul că nodurile rigide de la ultimul nivel nu sunt efective pentru rigidizarea întregii structuri. Cu toate că numărul de noduri semi-rigide este același pentru cazurile

3 și 4, cel din urmă este caracterizat prin deplasări relative de nivel mai mici decât cazul 3, și mai mici decât celelalte două cazuri. Este de remarcat faptul că pentru cazul 4, caracteristici diferite ale îmbinărilor semi-rigide duc la aceleași deplasări relative de nivel. Această schemă este puternic influențată de îmbinările rigide din deschiderile 1 și 4, și nu de cele semi-rigide din deschiderile interioare. Cazul 4 poate fi considerat ca fiind cel mai practic.

Akiyama (1999) a arătat că structurile de tip "flexibil-rigid" sunt cele mai eficiente din punct de vedere seismic (Figura 4.32). Se așteaptă ca subsistemul flexibil să prevină deplasările relative de nivel excesive, iar cel rigid să disipeze energia seismică prin deformații plastice. Autorul a propus o modalitate practică de obținere a unui astfel de sistem, prin combinarea unor variante speciale de îmbinări rigide și semi-rigide, adaptate sistemului constructiv folosit în Japonia.

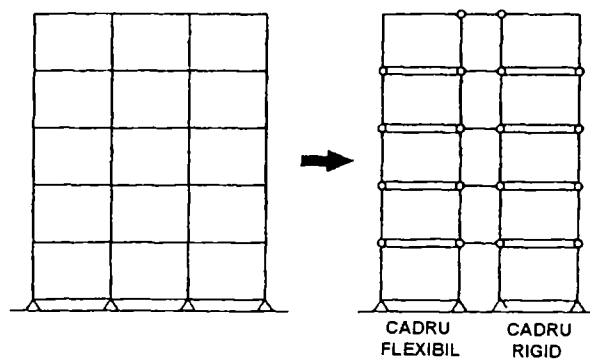


Figura 4.32: Conversia cadrului real în cadre componente flexibile și rigide, Akiyama, 1999.

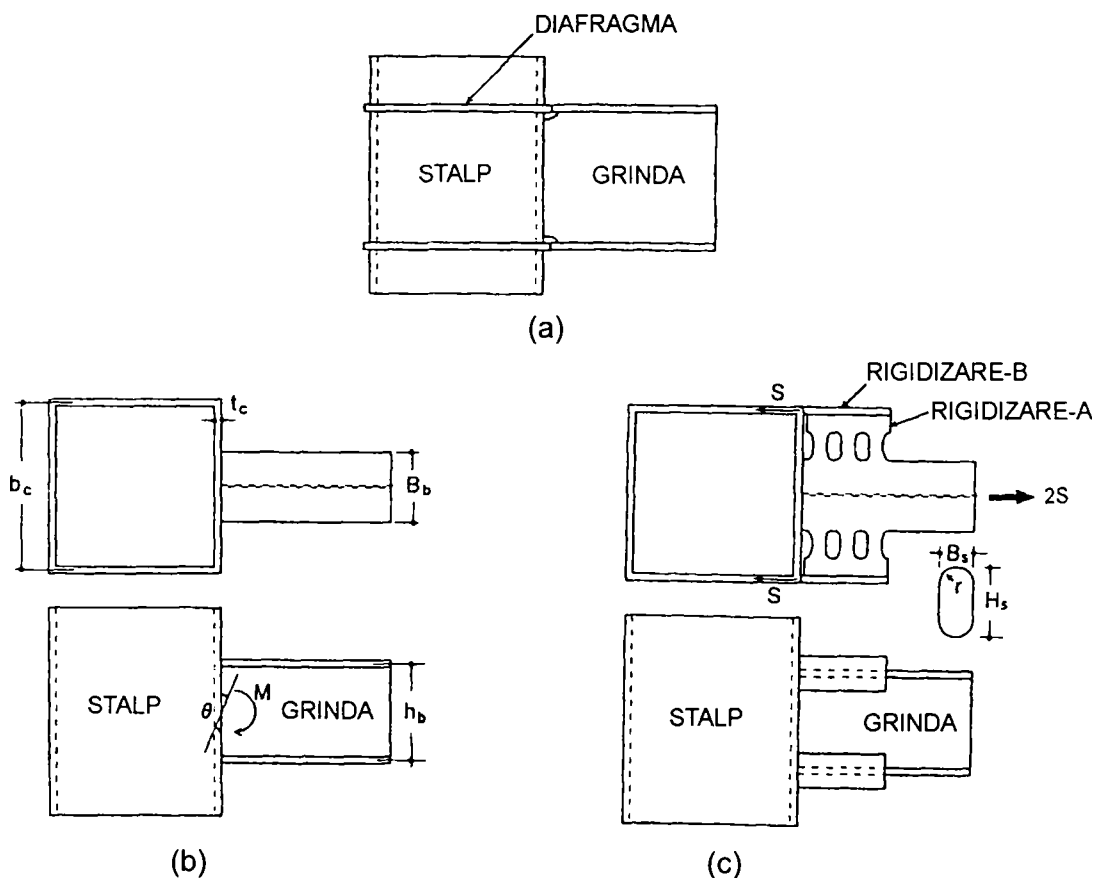


Figura 4.33. Îmbinări rigide obișnuite (a), îmbinarea semi-rigidă (b), rigidizarea cu elemente disipative (c), Akiyama, 1999.

Îmbinarea cea mai simplă între riglă și stâlp se poate realiza prin sudare directă (vezi Figura 4.33b). În acest caz momentul este transmis prin încovoierea pereților stâlpului în afara planului lor. Aceste îmbinări sunt caracterizate de momente capabile și rigiditate mici, specifice nodurilor semi-rigide. Pe de altă parte, capacitatea de deformare elastică a îmbinării este mare, rotirea elastică ajungând la 0.02 radiani. Adăugând rigidizări la tălpile riglei, așa cum se poate vedea în Figura 4.33c, eforturile din tălpile riglei pot fi transmise tălpilor stâlpului fără concentrări mari de eforturi, și îmbinarea devine rigidă. Lăsând un spațiu liber între talpa stâlpului și rigidizarea A, în aceasta din urmă se dezvoltă eforturi de forfecare, care se poate controla dacă se realizează niște găuri în placă, aceasta devenind o siguranță fuzibilă, rigidizarea B și talpa grinzii rămânând elastice. Coexistența elementelor rigide cu elemente flexibile este foarte efektivă pentru a asigura o rezistență seismică bună unei structuri. Elementele flexibile rămân aproape elastice, prevenind dezvoltarea excesivă a deplasărilor relative de nivel, iar elementele rigide absorb energia seismică prin deformații plastice. Nivelul rezistenței seismice a structurii poate fi controlat selectând raportul dintre numărul elementelor flexibile și cel al elementelor rigide. Partea problematică a soluției constă în faptul că subsistemul flexibil trebuie să posedă o rezistență superioară celui rigid. Acesta poate fi însă dificil dacă nu imposibil de realizat prin metode uzuale, cunoscut fiind faptul că rezistența și rigiditatea sistemelor structurale sunt în relație directă, o creștere a rezistenței ducând în general la o creștere a rigidității.

4.6 Studiu parametric asupra cadrelor duale cu noduri semi-rigide

4.6.1 Configurațiile de cadre duale

După cum s-a menționat anterior, cadrele metalice necontravântuite cu structură duală pot rezulta ca și consecință a evitării nodurilor rigide după axa minimă de inerție a stâlpilor cu secțiune dublu T. Planul orizontal al unei structuri metalice de acest tip este prezentat în Figura 4.34. Structura este un cadru metalic necontravântuit cu 3x3 deschideri și 5 nivele.

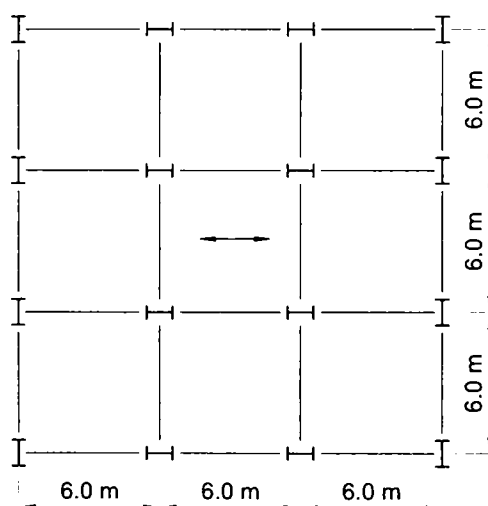


Figura 4.34: Planul structurii.

Structura poate fi proiectată în câteva soluții constructive. Cele două scheme "clasice" ar fi (1) toate cadrele rigide pentru ambele direcții, și (2) schema rigid-articulată, care să elimine nodurile rigide după axa minimă de inerție. Cea de-a doua soluție va fi probabil cea preferată de majoritatea proiectanților, din cauza simplității (calculul îmbinărilor pe 3 și 4 direcții este dificil, iar performanța acestora este îndoielnică). În același timp, această soluție ar reduce numărul îmbinărilor rigide care sunt scumpe. Din cauza numărului redus de îmbinări rigide și a redundanței scăzute, nodurile rigide vor fi mai solicitate. O soluție posibilă ar fi înlocuirea îmbinărilor articulate cu îmbinări semi-rigide/ parțial rezistente.

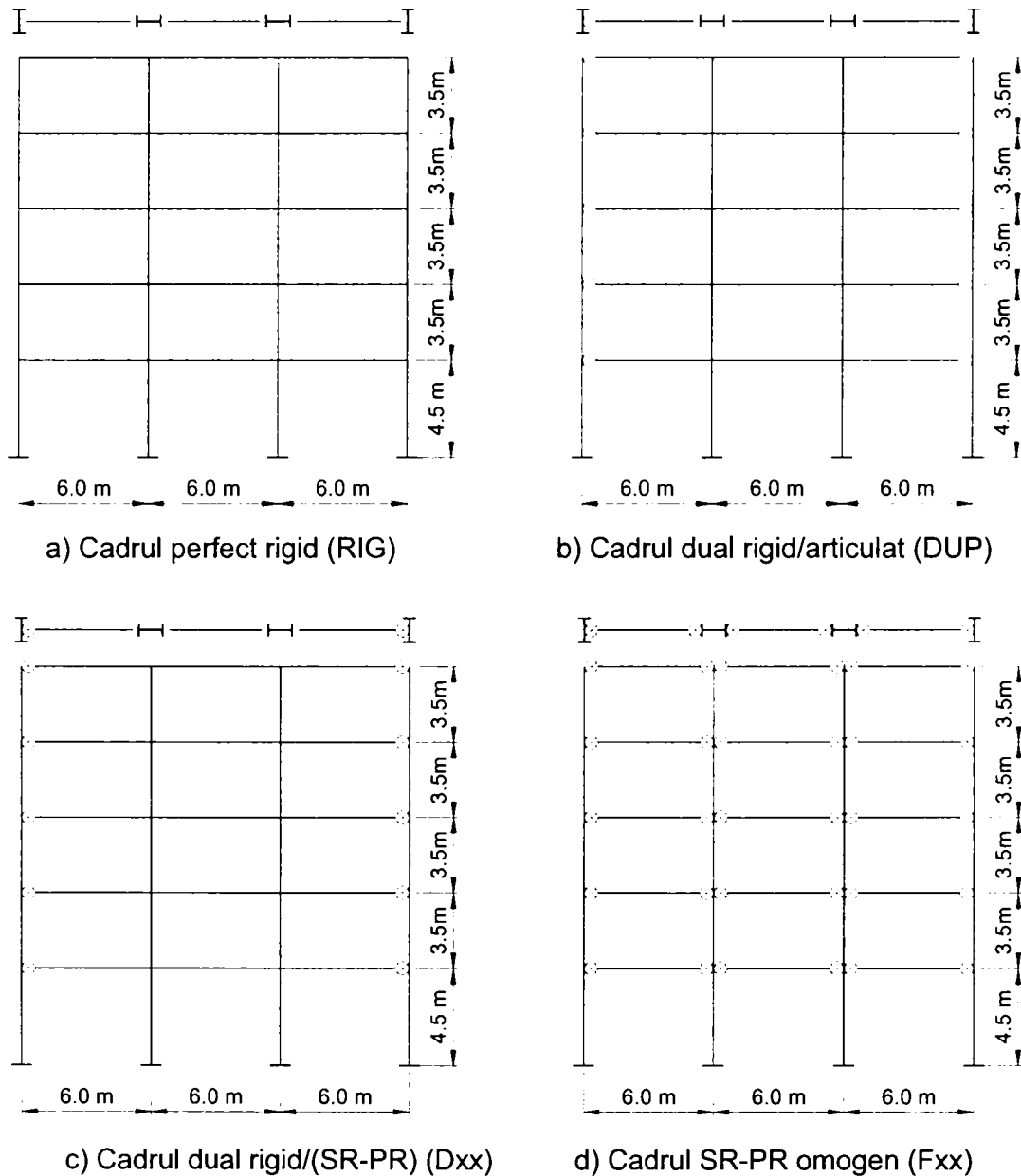


Figura 4.35: Soluțiile structurale considerate.

Au fost considerate câteva scheme structurale. Cazurile limită sunt: cadrul perfect rigid (RIG – vezi Figura 4.35a) și cadrul rigid/ articulată, cu îmbinări articulate în deschiderile exterioare, corespunzând îmbinărilor după axa minimă de inerție (DUP – vezi Figura 4.35b). Pentru investigarea influenței nodurilor semi-rigide (SR) și parțial rezistente (PR), au fost considerate două scheme structurale. Prima dintre acestea corespunde schemei duale rigid/(SR-PR), nodurile semi-rigide fiind cele după axa minimă de inerție (Dij – vezi Figura 4.35c). Cea de-a doua schemă are toate nodurile semi-rigide - parțial

rezistente (Fij – vezi Figura 4.35d). La cadrele Dij și Fij, indicele i reprezintă rigiditatea nodului, iar j – momentul capabil. Rigiditățile și momentele capabile ale îmbinărilor pentru toate schemele considerate sunt sintetizate în Tabelul 4.3. S-a notat prin S_j rigiditatea inițială a nodurilor semi-rigide; $S_{lim}=25EI_b/L_b$ – este rigiditatea limită dintre nodurile semi-rigide și cele rigide pentru cadre necontravântuite, vezi Figura 4.8; M_j – momentul capabil al nodului; $M_{pl,b}$ – momentul plastic capabil al riglei. Rigiditatea și momentul capabil al nodurilor au fost alese arbitrar, fără a reprezenta un tip anume de nod. Totuși, cele două valori ale rigidității adimensionale (0.6 și 0.25) și ale momentului capabil (1.0, 0.8, 0.6, 0.4), au fost combinate astfel ca să reprezinte tendința generală de scădere a momentului capabil odată cu rigiditatea.

Tabelul 4.3. Caracteristicile îmbinărilor pentru soluțiile structurale considerate.

Cadru	Noduri interioare		Noduri exterioare	
	Rigiditatea (S/S_{lim})	Momentul capabil ($M/M_{pl,b}$)	Rigiditatea (S/S_{lim})	Momentul capabil ($M/M_{pl,b}$)
RIG	∞	∞	∞	∞
D11	∞	∞	0.6	1.0
D12	∞	∞	0.6	0.8
D13	∞	∞	0.6	0.6
D24	∞	∞	0.25	0.4
F11	0.6	1.0	0.6	1.0
F12	0.6	0.8	0.6	0.8
F13	0.6	0.6	0.6	0.6
DUP	∞	∞	0	-

4.6.2 Proiectarea structurilor

Structura s-a considerat amplasată într-o zonă de seismicitate ridicată, și a fost proiectată conform Eurocode 3 și Eurocode 8, 1994. Încărcările normate au fost următoarele: încărcarea permanentă pe planșeu - $G_{pl}=4.75$ kN/mp; încărcarea permanentă a închiderilor exterioare - $G_{cl}=1.70$ kN/mp; încărcarea utilă - $Q=3.0$ kN/mp. Acțiunea seismică a fost definită de următorii parametri: accelerația maximă a terenului $PGA = 0.35g$; factorul de comportare $q=6$; clasa terenului – A; limita deplasării relative de nivel $d_{lim}=0.006$ h.

Au fost considerate: gruparea fundamentală și gruparea excepțională (seismică) de încărcări. Calculul structurilor la acțiunea seismică a fost efectuat prin metoda statică echivalentă. Dimensionarea structurii a fost guvernată de respectarea condițiilor stării limită de serviciu a grupării excepționale (limitarea deplasărilor relative de nivel) și nu de rezistența/stabilitatea elementelor. Criteriul de capacitate (stâlp tare – riglă slabă) a fost verificat conform ecuației (3.8), dar numai pentru stâlpii interiori. Respectarea cerinței de suprezistență a momentului capabil al stâlpilor față de cel al riglelor s-a dovedit practic imposibilă la nodurile exterioare, la care stâlpul este amplasat după axa minimă de inerție.

Perioada fundamentală de vibrație conform analizei modale, dimensiunile elementelor și greutatea structurilor rezultate din calcul sunt prezentate în Tabelul 4.4. Consecințele diferitelor caracteristici de îmbinări (rigide, articulare, semi-rigide) asupra dimensionării structurilor sunt:

- În comparație cu structura de bază (RIG), structurile semi-rigide omogene (Fxx) și cea duală rigid/articulată (DUP) au necesitat creșterea secțiunii elementelor structurale. Aceasta conduce la o creștere de maxim 14% a greutateii structurii față de cadrul rigid (vezi Tabelul 4.4).
- Valorile considerate ale momentelor capabile pentru nodurile semi-rigide nu au influențat secțiunea elementelor, nici în cazul structurilor omogene, și nici în cazul celor duale (seriile D1x și F1x au aceleași secțiuni).
- Cadrele duale rigid/semi-rigide (Dxx) nu au necesitat creșterea secțiunilor față de cadrul perfect rigid (cu excepția stâlpilor de la nivelele 4-5 în cazul cadrului D24).
- Creșterea rigidității cadrelor necontravântuite la forțe laterale numai pe seama creșterii secțiunii stâlpilor, nu este eficientă. Pentru a compensa scăderea de rigiditate a riglelor din cauza nodurilor semi-rigide, a fost necesară creșterea secțiunii riglelor la cadrele semi-rigide omogene.

Diminuarea forței seismice de calcul, din cauza creșterii perioadei fundamentale a structurilor duale sau omogene cu noduri semi-rigide, nu este suficientă pentru controlul deplasărilor relative de nivel. Starea limită de serviciu fiind criteriul de proiectare hotărâtor, diminuarea rigidității structurii din cauza nodurilor semi-rigide trebuie compensată de elemente cu secțiuni mai mari. Astfel, toate soluțiile de cadru au aproximativ aceeași perioadă fundamentală de vibrație.

Tabelul 4.4: Caracteristicile cadrelor considerate.

	T1, s	Stâlpi 1-3	Stâlpi 4-5	Rigle 1-3	Rigle 4-5	greutate/cadru (tone)
RIG	0.94	HEB550	HEB360	IPE500	IPE400	20.4
D1x	0.96	HEB550	HEB360	IPE500	IPE400	20.4
D24	0.98	HEB550	HEB400	IPE500	IPE400	20.8
F1x	0.94	HEB550	HEB360	IPE550	IPE450	21.6
DUP	0.94	HEB550	HEB400	IPE600	IPE500	23.3

4.6.3 Modelarea structurilor și acțiunea seismică

Evaluarea răspunsului seismic al structurilor analizate a fost efectuată cu ajutorul programului Drain2dx (Prakash și colab., 1993). Elementele liniare (riglele și stâlpii) au fost modelate cu elemente tip 02, comportarea plastică fiind concentrată la capetele elementelor, în articulații plastice punctuale cu o comportare elasto-plastică și o consolidare de 1% din rigiditatea inițială. Modulul de elasticitate al oțelului și limita de curgere au fost considerate egale cu cele de calcul ($E=210000 \text{ N/mm}^2$, $f_y=235/1.1=214 \text{ N/mm}^2$). În cazul stâlpilor a fost considerată interacțiunea moment-forță axială. Nodurile semi-rigide au fost modelate cu elemente de tip 04, de lungime zero, răspunsul acestora fiind de asemenea elasto-plastic și o consolidare de 1% din rigiditatea inițială.

Răspunsul seismic a fost evaluat printr-o serie de analize dinamice neliniare, cât și printr-o analiză statică neliniară. Au fost considerate efectele de ordinul II (P- Δ). În cazul analizei dinamice, a fost prevezută o amortizare Rayleigh de 2%, determinată pentru primul și al treilea mod propriu de vibrație.

Pentru analiza dinamică neliniară au fost folosite cele două seturi a câte șapte accelerograme din sursa seismică Vrancea, notate cu $T_c=0.5$ și $T_c=1.4$.

Accelerogramele au fost selectate astfel ca să reprezinte mișcări seismice vrâncene înregistrate în condiții de teren tare ($T_C=0.5$) și de teren moale ($T_C=1.4$). Modul de selectare al accelerogramelor și de scalare la spectrul țintă în format Eurocode 8 este descris în capitolul 2.5. Structurile analizate au fost proiectate pe baza spectrului specificat în Eurocode 8 pentru clasa de teren A. Pentru ca cele două spectre vrâncene ($T_C=0.5$ și $T_C=1.4$) și accelerogramele corespunzătoare să fie "compatibile" cu structurile proiectate conform spectrului EC8, acestea au fost scalate la aceeași accelerație spectrală în domeniul de perioade 0.9-1.0 secunde. Factorul de scalare pentru spectrul țintă i , $k_{tar,i}$ a fost determinat conform formulei:

$$k_{tar,i} = \int_{0.9}^{1.0} PSA_{EC8}(T) dT \Big/ \int_{0.9}^{1.0} PSA_{tar,i}(T) dT \quad (4.12)$$

unde $PSA_{EC8}(T)$ reprezintă spectrul EC8 pentru clasa de teren A, iar $PSA_{tar,i}(T)$ reprezintă spectrul țintă cu $T_C=0.5$ sau $T_C=1.4$.

Modul de scalare a spectrelor țintă (împreună cu accelerogramele asociate) asigură aproximativ aceleași forțe seismice de calcul pentru grupul de structuri considerate în cazul celor trei spectre. Altfel spus, dimensionarea unei structuri cu perioada fundamentală în domeniul 0.9-1.0 secunde, în cele trei amplasamente ipotetice (EC8 clasa A, Vrancea $T_C=0.5$ și Vrancea $T_C=1.4$), din gruparea seismică de încărcări, ar conduce la aceleași dimensiuni ale elementelor structurale. În Figura 4.36a sunt prezentate cele trei spectre de pseudo-acelerație țintă, iar Figura 4.36b prezintă spectrele țintă $T_C=0.5$ și $T_C=1.4$ scalate, împreună cu media spectrelor accelerogramelor asociate. În urma acestei proceduri au rezultat accelerații de vârf ale terenului $PGA=0.28g$ pentru setul $T_C=0.5$ și $PGA=0.15g$ pentru setul $T_C=1.4$, corespunzătoare $PGA=0.35g$ în cazul spectrului EC8 teren A.

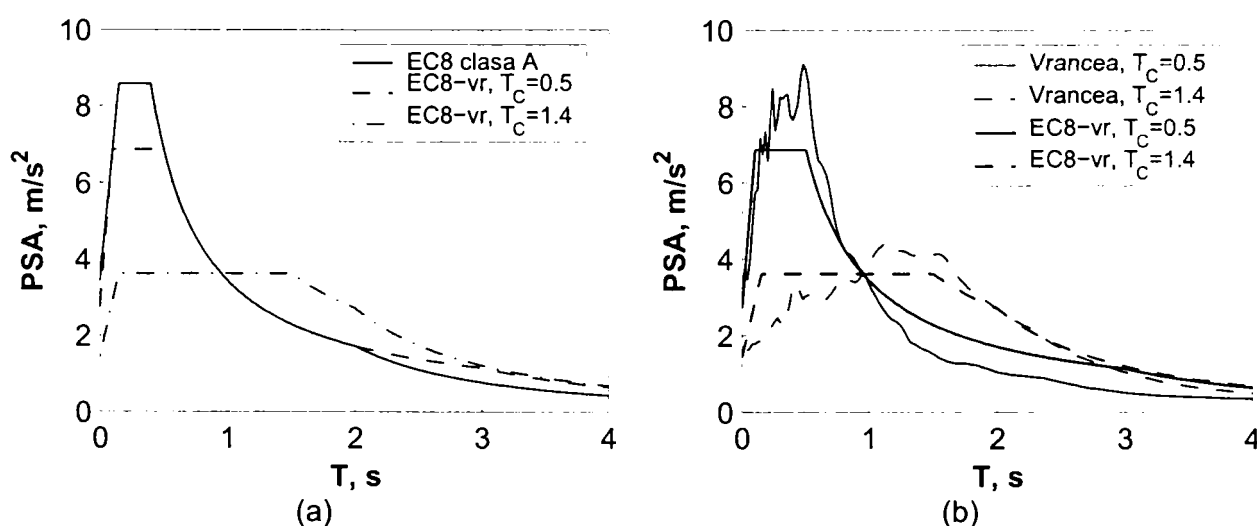


Figura 4.36: Scalarea spectrelor de pseudo-acelerație țintă (a), și media spectrelor celor două seturi de accelerograme (b).

4.6.4 Metode de analiză

Pentru a determina performanța seismică a structurilor studiate la nivele multiple ale acțiunii seismice, s-a folosit o analiză dinamică incrementală – IDA (Vamvatsikos și Cornell, 2002). Ca și parametru al intensității seismice a fost ales multiplicatorul accelerogramei, notat cu λ , și care ia valoarea $\lambda = 1$ pentru accelerograma scalată la

spectrul țintă de proiectare, corespunzător unui interval mediu de recurență (*IMR*) de 475 ani și care definește SLU. Răspunsul seismic al structurilor analizate a fost evaluat pentru un interval larg de multiplicatori ai accelerogramei (între 0.1 și 7.0, cu un pas de 0.1), ceea ce a permis identificarea performanței structurilor sub acțiunea unor nivele variate ale intensității seismice. Un rezultat tipic al analizei dinamice incrementale, care reprezintă evoluția deplasării de nivel maxime (DRN_{max}) odată cu creșterea intensității acțiunii seismice (λ), pentru cadrul dual D13, sub acțiunea mișcărilor seismice din setul $T_C=1.4$, este prezentată în Figura 4.37.

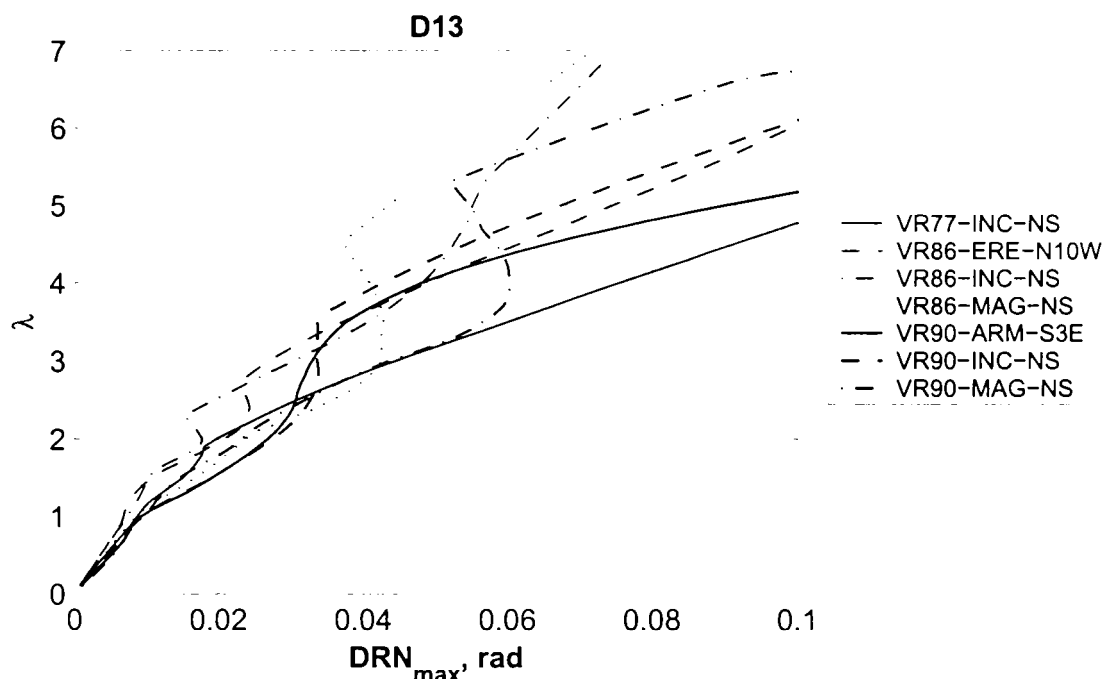


Figura 4.37: Curbei λ - DRN_{max} pentru cadrul D13, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

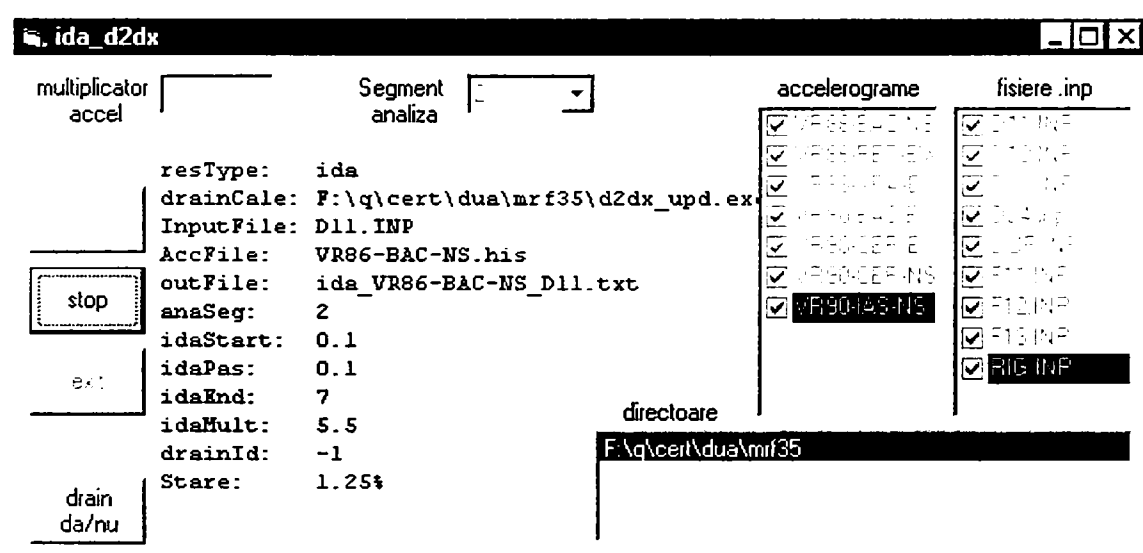


Figura 4.38: Interfața grafică a utilitarului `ida_d2dx`.

Analiza dinamică incrementală necesită un număr impresionant de rulări dinamice neliniare, care nu este fezabil într-o abordare "manuală". Pentru automatizarea procedurii de rulare a unei analize de tip IDA cu programul Drain2dx, autorul a dezvoltat un utilitar, "ida_d2dx", folosind limbajul de programare Visual Basic. Interfața grafică a acestuia este prezentată în Figura 4.38. Odată definite fișierele de intrare pentru programul Drain2dx și setul de accelerograme, `ida_d2dx` rulează o serie de

analize dinamice neliniare pentru multiplicatori ai accelerogramei incrementate cu un pas stabilit de utilizator. Incrementarea se oprește la atingerea unei valori λ maxime specificate, sau atunci când algoritmul de calcul al programului Drain2dx detectează deplasări "infinite", echivalente colapsului structurii. Pentru fiecare pas al multiplicatorului accelerogramei, sunt monitorizate și extrase diverse rezultate, cum ar fi eforturile și deformațiile maxime în elementele structurii, grupate pe categorii (stâlpi, rigle, noduri), deplasările absolute și relative de nivel (maxime și permanente), energia disipată pe grupe de elemente. Procedura este repetată pentru toate combinațiile de accelerograme și structuri specificate de utilizator. În plus, utilitarul ida_d2dx permite rularea unor serii de analize statice neliniare pentru distribuțiile de forțe laterale specificate.

Analiza dinamică neliniară reprezintă metoda cea mai "exactă" de determinare a răspunsului seismic al unei structuri în domeniul plastic. Însă, datorită dificultăților de modelare a comportamentului ciclic al elementelor structurale, definirii unui set reprezentativ de accelerograme, cât și a volumului mare de date care trebuie prelucrate, acest tip de analiză este adeseori prohibitiv. Analiza statică neliniară, fiind mai simplă, reprezintă o alternativă atractivă celei dinamice neliniare. Analiza statică neliniară a fost utilizată în cazul de față pentru a investiga dacă aceasta poate reproduce diferențele dintre răspunsul seismic al structurilor studiate, generate pe de o parte de tipologiile structurale iar pe de altă parte de caracteristicile mișcării seismice. Au fost folosite două distribuții ale forțelor laterale: corespunzătoare unei deformate triunghiulare (TRIANG) și unei deformate uniforme (UNIF). Astfel, forța laterală de la nivelul i , F_i s-a determinat cu relația:

$$F_i = \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.13)$$

unde s_i , s_j reprezintă deplasările laterale ale maselor m_i , respectiv m_j pentru deformata considerată (egale cu înălțimea masei respective deasupra bazei structurii în cazul unei distribuții triunghiulare și egale cu unitatea în cazul unei distribuții uniforme); m_i , m_j sunt masele concentrate la fiecare nivel al structurii.

Analiza statică neliniară în forma sa cea mai simplă permite evaluarea caracteristicilor globale ale unei structuri, reprezentate de rigiditatea inițială K , forța tăietoare de bază maximă V_{max} , ductilitatea globală μ și panta post elastică a curbei forță-deplasare (parametrul γ , vezi capitolul 4.2.1). Relația forță tăietoare de bază – deplasare la vârf, pentru structura rigidă și cele duale, sub distribuția triunghiulară a forțelor laterale, este prezentată în Figura 4.39. Forța tăietoare de bază V a fost raportată la greutatea totală a structurii W , iar deplasarea la vârf δ - la înălțimea structurii H .

Pentru a putea estima cerința de deplasare și starea de eforturi în structură, la o intensitate dată a mișcării seismice, analiza statică neliniară trebuie combinată cu o metodă bazată pe deplasare, cum este de exemplu N2 (Fajfar, 2000). Această metodă se bazează pe determinarea cerinței de deplasare a unui sistem cu mai multe grade de libertate dinamică, pe baza unui sistem echivalent cu un singur grad de libertate dinamică și a unui spectru inelastic. Metoda N2 este descrisă sumar în capitolul 3.8.3, detalii asupra acesteia se pot găsi în Fajfar, 2000 și Eurocode 8, 2003. În această lucrare s-a folosit varianta simplificată, neiterativă, a acestei metode.

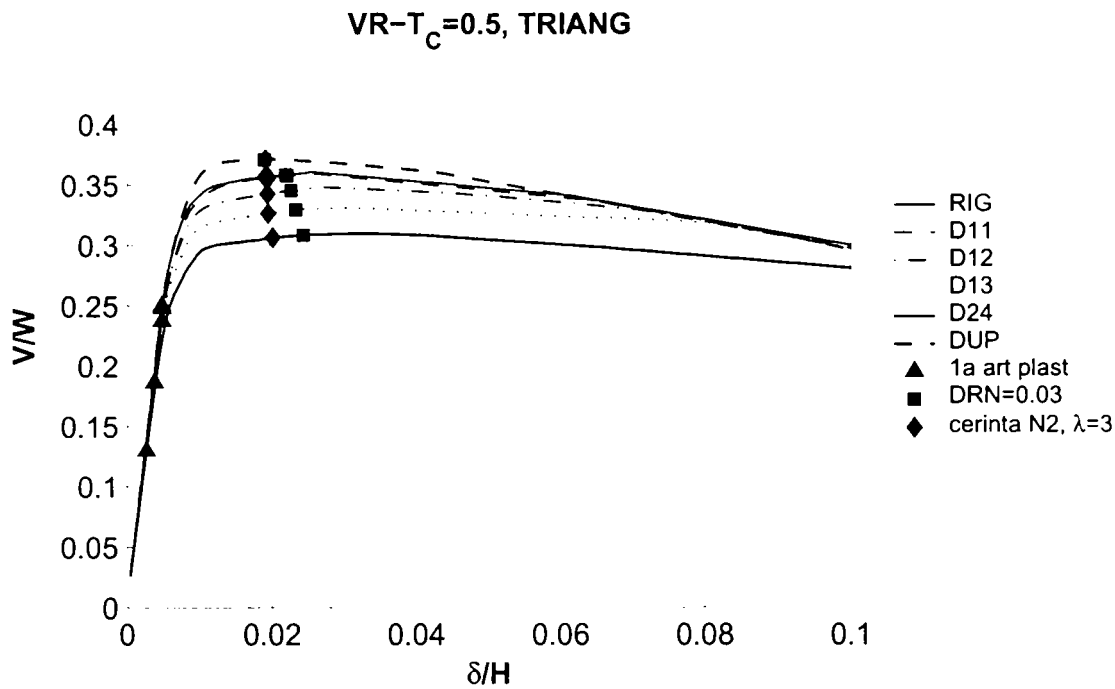


Figura 4.39: Curba forță-deplasare normalizate pentru distribuția laterală triunghiulară, structurile rigidă și duale.

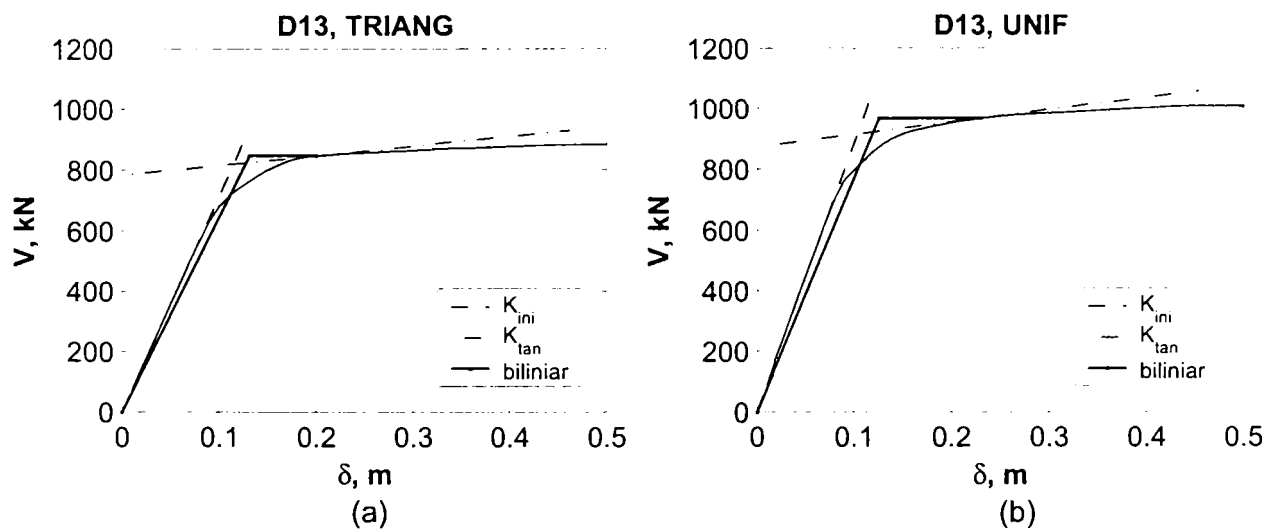


Figura 4.40: Determinarea relației biliniare forță deplasare pentru cadrul D13, distribuțiile TRIANG (a) și UNIF (b) de forțe laterale.

Procedura de determinare a sistemului echivalent cu un singur grad de libertate dinamică impune idealizarea relației forță tăietoare de bază - deplasare într-o relație echivalentă biliniară. Procedura originală, propusă de autorul metodei, presupune determinarea forței de curgere a relației biliniare ca și forța tăietoare de bază, corespunzătoare formării mecanismului plastic al structurii. Deplasarea la curgere este apoi determinată din condiția egalității ariilor de sub curba reală și cea idealizată. Determinarea mecanismului plastic al unei structuri complexe este însă anevoioasă, în special dacă programul de calcul nelinier nu posedă un post-procesor grafic. De aceea, s-a folosit o metodă alternativă pentru determinarea forței de curgere a relației biliniare. Aceasta a fost definită ca și forța corespunzătoare unei rigidități tangente la curba forță-deplasare, egală cu 10% din rigiditatea inițială (vezi Figura 4.40). Rigiditatea inițială K_{ini} a fost determinată printr-o regresie liniară a valorilor de pe curba forță-deplasare cuprinse între zero și 20% din forța maximă, iar rigiditatea tangentă K_{tan} a

fost estimată cu metoda diferențelor centrale. Metoda de determinare a idealizării biliniare propuse aici are avantajul că se pretează unui calcul automat, nefiind necesară determinarea mecanismului plastic.

Reprezentarea grafică a determinării cerinței de deplasare a sistemului echivalent, cu un singur grad de libertate dinamică (SD) și a structurii originale (D_t), este prezentată în Figura 4.41, pentru două nivele ale acțiunii seismice ($\lambda=0.5$ și $\lambda=3.0$) și cele două tipuri de mișcare seismică ($T_c=0.5$ și $T_c=1.4$). Este foarte sugestivă diferența între răspunsul elastic (cazurile a și c) și răspunsul inelastic (cazurile b și d). După cum se poate vedea din Figura 4.41b și d, în domeniul vitezei spectrale constante ($T > T_c$), metoda N2 presupune egalitatea dintre deplasările elastice și cele inelastice, iar în domeniul accelerației spectrale constante ($T < T_c$), deplasările inelastice sunt mai mari decât cele elastice.

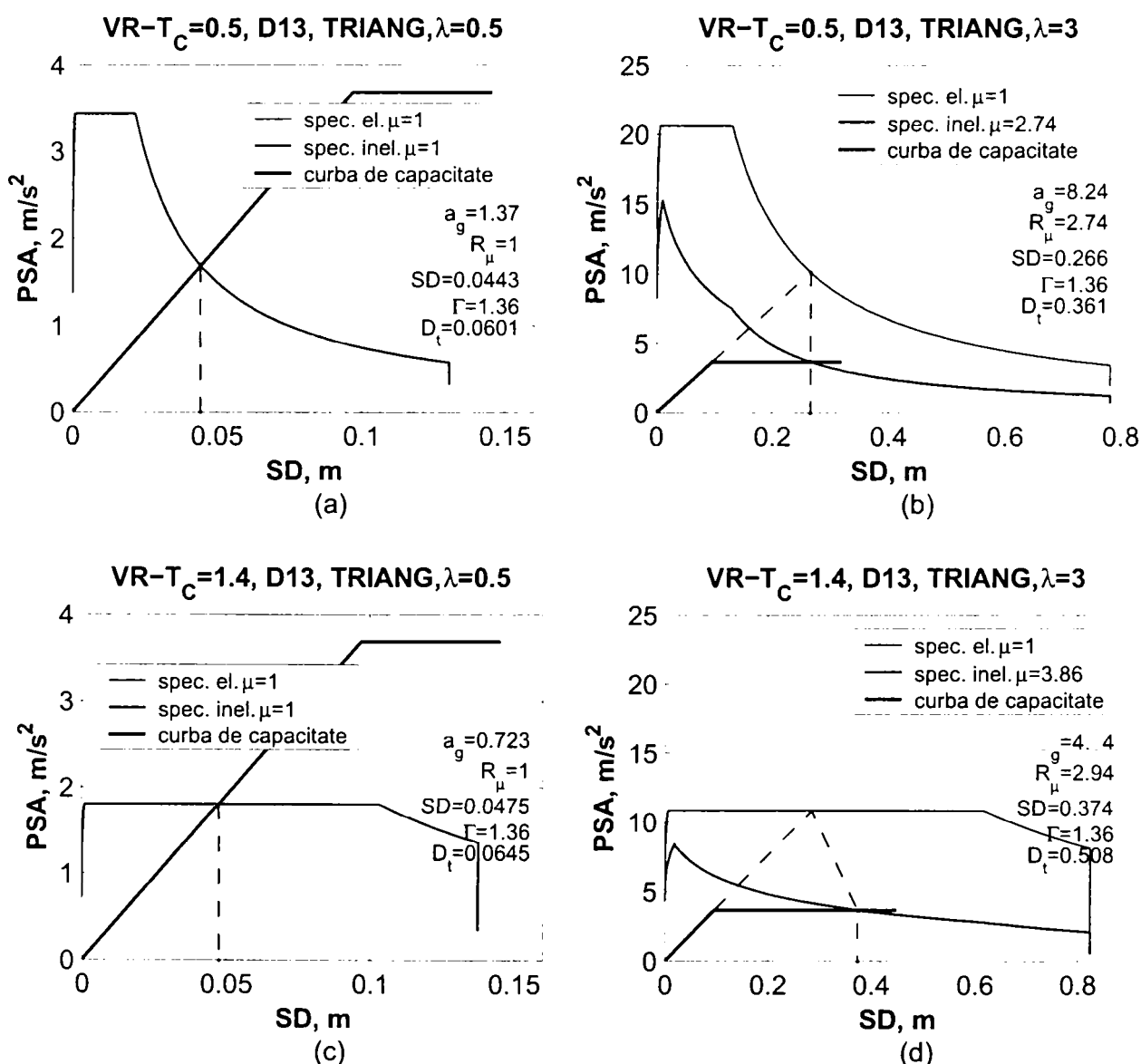


Figura 4.41: Determinarea cerinței de deplasare conform metode N2, pentru acțiunea seismică definită de $T_c=0.5$ (a și b) și $T_c=1.4$ (c și d).

După determinarea deplasării țintă a sistemului cu mai multe grade de libertate dinamică, se pot determina deplasările relative de nivel, rotirile plastice în noduri și elementele structurale, eforturile în elementele fragile, etc. De regulă, aceste cerințe

locale corespund pasului în care s-a atins deplasarea țintă la vârf D_i . Aceasta poate fi exprimată simbolic ca și:

$$\theta_i = \theta_i(D_i) \quad (4.14)$$

unde θ_i este cerința locală i (rotire plastică, deplasare relativă de nivel, etc.), iar $\theta_i(D_i)$ este valoarea acestui parametru corespunzător deplasării la vârf D_i .

De cele mai multe ori, aceste cerințe vor fi identice cu cele maxime. Totuși, dacă deplasarea țintă la vârf se află pe panta descendentă a curbei forță-deplasare (după formarea mecanismului plastic), cerințele locale în unele elemente pot fi mai mici decât cele maxime, datorită redistribuției articulațiilor plastice și/sau degradării de rezistență în elementele structurale. De aceea, cerințele locale de deformații și în special eforturi, trebuie să fie determinate ca și înfășurătoarea valorilor corespunzătoare creșterii deplasării la vârf de la zero la D_i :

$$\theta_i = \max \overline{\theta_i(0 - D_i)} \quad (4.15)$$

Cu toate că în cele câteva cazuri analizate diferențele dintre cerințele locale determinate conform ecuației (4.14) și (4.15) nu au fost importante, a doua metodă este mai generală, fiind în același timp compatibilă cu metoda determinării cerințelor locale într-o analiza dinamică neliniară.

4.6.5 Stările limită

Evaluarea performanței seismice a unei structuri la stări limită (obiective de performanță) multiple impune definirea unor nivele de performanță și verificarea acestora sub acțiunea unor nivele stabilite ale acțiunii seismice. Alegerea nivelelor de performanță și cuantificarea lor, cât și a intensităților seismice la care să fie verificată performanța structurii, din cauza lipsei unei coerențe între metodele de proiectare bazate pe performanță (vezi capitolul 3.8.1), reprezintă o sarcină relativ dificilă la ora actuală. Pentru depășirea acestei situații, am definit stările limită astfel încât să păstreze maxim de compatibilitate cu cele din normativul de proiectare folosit la dimensionarea structurilor (Eurocode 8). Cele două stări limită care pot fi identificate în Eurocode 8, 1994, și care sunt definite clar în varianta din 2003, sunt: starea limită a exploatării normale (SLEN) și starea limită ultimă (SLU). În plus, a fost considerată și starea limită de prevenire a colapsului (PC), pentru armonizarea cu metodele de evaluare/proiectare multi-nivel din FEMA 356 și SEAOC Vision 2000. Criteriile de verificare a stării limită a exploatării normale pot fi echivalate cu nivelul de performanță "Ocupare Imediată" din FEMA356, iar cele ale stării limită ultime – cu "Siguranța Vieții".

Intensitatea cutremurului la starea limită a exploatării normale a fost caracterizată în mod simplificat de o valoare a multiplicatorului $\lambda = 0.5$ (corespunzător $\nu = 0.5$ pentru $IMR=95$ din Eurocode 8). Intensitatea corespunzătoare unui cutremur cu $IMR=2475$ ani s-a considerat definită de $\lambda = 1.5$ (FEMA356, 2000). Astfel, valori ale multiplicatorului accelerogramei $\lambda = 0.5, 1.0$ și 1.5 au fost considerate pentru caracterizarea intensității acțiunii seismice corespunzătoare stărilor limită (nivelelor de performanță) ale exploatării normale, ultime (de siguranță a vieții) și de prevenire a colapsului.

Starea limită a exploatarei normale este în general asigurată prin evitarea degradărilor nestructurale (prin limitarea deplasărilor relative de nivel), dar și a celor structurale (prin prevenirea plastificării elementelor structurale). După cum a fost arătat în capitolul 3.5, majoritatea normelor actuale verifică SLEN doar prin limitarea deplasărilor de nivel. Excepția o constituie norma japoneză AJ_{LSD-90} , care cere un răspuns elastic al structurii la SLEN. Sub acest aspect, și FEMA356 (2000) cere preîntâmpinarea curgerii elementelor structurale la nivelul de performanță "Ocupare Imediată", în plus, făcând diferența între elementele ductile ($\theta < \theta_y$, unde θ_y este deformația la curgere în elementul structural) și cele fragile ($\theta < 0.25\theta_y$). În această lucrare SLEN a fost definită de limitarea deplasărilor relative de nivel la $0.006h$, prevăzute de Eurocode 8, care au fost folosite și la dimensionarea structurilor. S-au verificat totuși și degradările structurale.

Starea limită ultimă, corespunzătoare nivelului de performanță "Siguranța Vieții" din FEMA356 este în general caracterizată de distrugeri importante în elementele nestructurale, cât și în cele structurale, structura păstrând totuși o rezistență reziduală în toate nivelele și fiind capabilă să preia în continuare încărcările gravitaționale (FEMA356, 2000). Este necesară însă o definiție a nivelului de distrugere în structură, pe baza unor parametri care să poată fi determinați analitic sau experimental. Mazzolani și Piluso (1996) au trecut în revistă câțiva parametri utilizați frecvent în acest scop. Ductilitatea cinematică și cea ciclică definesc nivelul de distrugere al elementului disipativ prin deplasarea maximă absolută, respectiv plastică, ambele fiind independente de numărul și istoria deformațiilor plastice suferite. Se consideră că pentru un număr mare de cicluri plastice este mai realistă o abordare energetică, nivelul de distrugere fiind definit de energia histeretică disipată de elementul structural. Un indice de distrugere la care se face frecvent referire în literatura de specialitate este cel al lui Park și Ang (1985), care folosește o combinație liniară a ductilității cinemate și histeretice. Formulări asemănătoare ale indicilor de distrugere au fost propuse de Bozorgnia și Bertero, 2001. Krawinkler și Zohrei (în Mazzolani și Piluso, 1996) au propus un parametru de degradare care se bazează pe conceptul de oboseală oligociclică.

Distrugerile structurale pot fi caracterizate și de deplasarea relativă de nivel, raportată la înălțimea nivelului (DRN_{max}), precum și de deplasarea relativă de nivel permanentă (DRN_{per}), Ghobarah și colab, 1999. Deplasarea relativă de nivel maximă este în strânsă legătură cu rotirea plastică în elemente, în cazul cadrelor necontravântuite DRN_{max} este aproximativ egală cu suma componentelor elastice și plastice ale rotirii maxime în elementele structurale (rigle, stâlpi, noduri) de la nivelul corespunzător. O degradare a structurii corespunzătoare SLU poate fi considerată pentru o deplasare relativă de nivel permanentă DRN_{per} de 1% (Ghobarah și colab, 1999), totuși, acest parametru nu este concludent în cazul unor structuri fragile, care cedează înainte de a se dezvolta deformații permanente.

În cadrul acestui studiu, criteriul de cedare pentru starea limită ultimă a fost definit de o deplasare relativă de nivel maximă de 3%. Această abordare facilitează comparația diferitelor tipologii structurale alese, deoarece este independentă de structură. Valoarea aleasă a DRN_{max} corespunde aproximativ unei rotiri plastice în noduri de 0.03 rad, cerută de AISC1997 pentru nodurile riglă-stâlp la cadre necontravântuite speciale, fiind mai conservatoare, deoarece deplasarea de nivel include și componenta elastică.

Au fost monitorizați mai mulți parametri, inclusiv rotirile plastice maxime în elemente, rotirile plastice acumulate și deplasarea relativă de nivel permanentă. Pentru determinarea deplasărilor permanente ale structurii, modelul a fost lăsat să oscileze liber timp de 30 de secunde peste durata accelerogramei (vezi Figura 4.42).

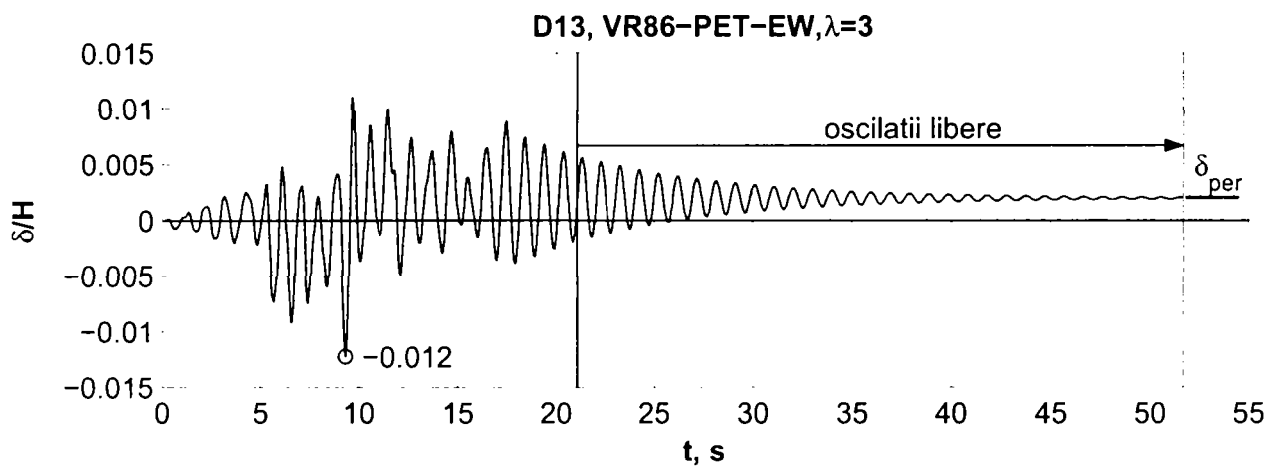


Figura 4.42: Exemplu de determinare a deplasărilor permanente.

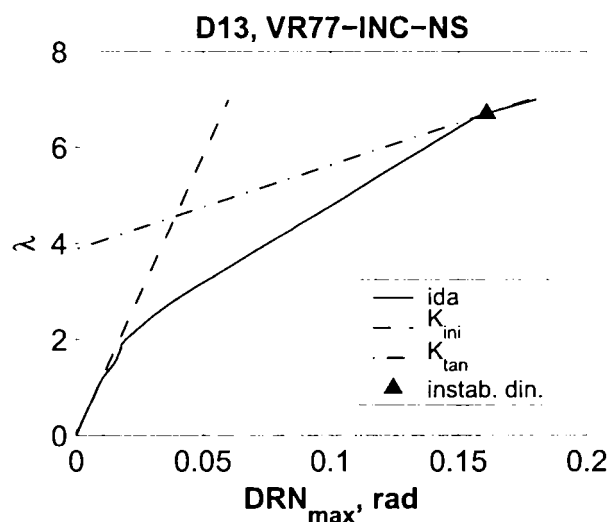


Figura 4.43: Determinarea instabilității dinamice: cadrul D13, accelerograma VR77-INC-NS.

Starea limită de prevenire a colapsului este asociată unor degradări structurale și nestructurale severe, degradarea elementelor structurale ducând la rigidități și rezistențe remanente mici (FEMA356, 2000). Caracterizarea acestei stări limită poate fi efectuată fie prin deformații plastice importante, care definesc degradarea substanțială a rezistenței (vezi Figura 3.11), fie prin prevenirea instabilității dinamice, fie prin ambele căi (FEMA350, 2000). În această lucrare starea limită de prevenire a colapsului a fost asociată doar instabilității dinamice. Acest fenomen are loc atunci când răspunsul unei structuri supuse acțiunii seismice se schimbă din mișcare oscilatorie în deplasare într-o singură direcție (Bernal, 1998). Instabilitatea dinamică este indusă de efectele de ordinul II ($P-\Delta$), care, la deplasări laterale mari devin importante și pot induce colapsul structurii (Gupta și Krawinkler, 2000). O măsură a sensibilității structurii la efectele de ordinul II și implicit la instabilitatea dinamică o reprezintă panta post-elastică a curbei forță tăietoare de bază – deplasare, definită prin parametrul γ (vezi capitolul 4.2.1). Consolidarea comportării elasto-plastice a elementelor, degradarea de rezistență, tipul mecanismului plastic și conținutul de frecvențe al mișcării seismice vor afecta în mare măsură potențialul producerii instabilității dinamice.

Instabilitatea dinamică a fost determinată conform procedurii descrise în FEMA350, 2000, prin identificarea punctului de pe curba λ - DRN_{max} , determinate dintr-o analiză dinamică incrementală, în care rigiditatea tangentă la curbă scade sub 20% din rigiditatea inițială (vezi Figura 4.43). Acest criteriu, cu toate că este arbitrar, caracterizează o stare a structurii, pentru care deplasările laterale (DRN_{max}) cresc mult pentru o creștere mică a intensității seismice (λ). Rigiditatea inițială la curba λ - DRN_{max} a fost determinată printr-o regresie liniară la valorile de pe curbă situate între zero și formarea primei articulații plastice în structură, iar rigiditatea tangentă a fost evaluată prin metoda diferențelor centrale.

4.6.6 Răspunsului seismic

Performanța seismică a structurilor

Deplasarea relativă de nivel maximă, DRN_{max} , la starea limită a exploatarei normale ($\lambda=0.5$), este puțin influențată de tipul structurii (vezi Tabelul 4.5), în schimb este mai mare pentru grupul de accelerograme $T_C=0.5$. Totuși, în ambele cazuri deplasarea relativă de nivel estimată prin analiza dinamică este inferioară celei de proiectare (0.006 rad), structurile îndeplinind cerința SLEN de limitare a degradărilor nestructurale impusă de EC8.

Tabelul 4.5: Deplasarea relativă de nivel maximă pentru $\lambda = 0.5$ (SLEN), media analizelor dinamice.

set accel.	structura								
	RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	0.0055	0.0056	0.0056	0.0056	0.0053	0.0053	0.0056	0.0055	0.0053
$T_C=1.4$	0.0040	0.0044	0.0044	0.0044	0.0046	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039

Tabelul 4.6: Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice, media analizelor dinamice.

set accel.		structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	λ_1	0.49	0.49	0.49	0.38	0.26	0.54	0.63	0.51	0.33
	$\lambda_{1, stâlpi}$	0.70	0.70	0.70	0.71	0.81	0.57	0.65	0.67	0.84
	$\lambda_{1, rigle}$	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.56	0.70	-	-
	$\lambda_{1, noduri}$	-	0.82	0.60	0.38	0.26	-	0.70	0.51	0.33
$T_C=1.4$	λ_1	0.62	0.58	0.58	0.52	0.32	0.67	0.78	0.66	0.45
	$\lambda_{1, stâlpi}$	0.80	0.76	0.76	0.77	0.73	0.67	0.78	0.80	0.87
	$\lambda_{1, rigle}$	0.62	0.58	0.58	0.58	0.55	0.70	0.89	3.33	-
	$\lambda_{1, noduri}$	-	1.11	0.83	0.52	0.32	-	0.89	0.66	0.45

În Tabelul 4.6 sunt prezentați multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice în structură (λ_1) și separat pe grupe de elemente ($\lambda_{1, stâlpi}$, $\lambda_{1, rigle}$, $\lambda_{1, noduri}$), iar Figura 4.44 și Figura 4.45 prezintă grafic valorile λ_1 plus/minus o abatere medie statistică σ . Cu excepția cadrelor cu noduri de capacitate redusă (D13, D24 și F13), structurile studiate au o comportare elastică sau cu deformații plastice incipiente. Se remarcă o creștere a coeficientului λ_1 pentru cadrul DUP, și în special pentru F11. Pentru a asigura rigiditatea necesară, aceste structuri au necesitat secțiuni de elemente mai mari în comparație cu celelalte cazuri, ceea ce a dus și la creșterea

rezistenței structurii. În cazul cadrelor F12 și F13 aceste fenomene au fost contrabalansate de diminuarea rezistenței din cauza nodurilor parțial rezistente.

Din nou, setul de accelerograme $T_C=0.5$ a impus cerințe mai ridicate asupra structurilor, multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice având valori mai mici în acest caz. Explicația o constituie valorile mai mari ale accelerației spectrale pentru perioade mai mici decât perioada fundamentală a structurilor ($T < T_C$) în cazul setului $T_C=0.5$. Masa efectivă modală fiind în jur de 83% pentru primul mod de vibrație și 12% pentru cel de-al doilea, mișcarea seismică definită de $T_C=0.5$ generează forțe și deplasări elastice mai mari decât cea definită de $T_C=1.4$.

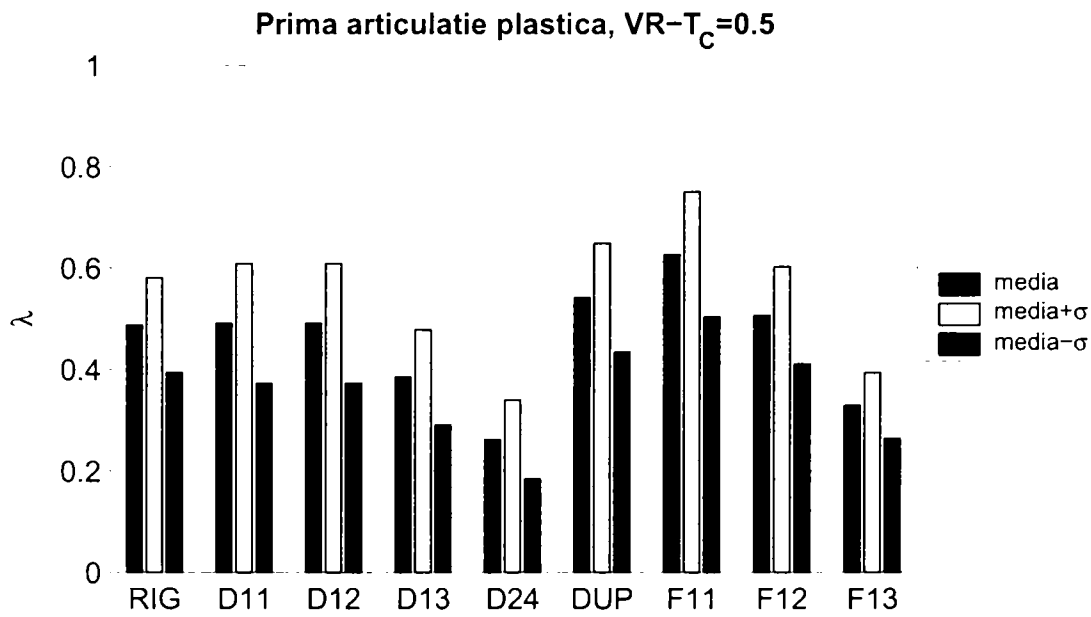


Figura 4.44: Multiplicatorul accelerogramei $\pm\sigma$ la formarea primei articulații plastice, $T_C=0.5$.

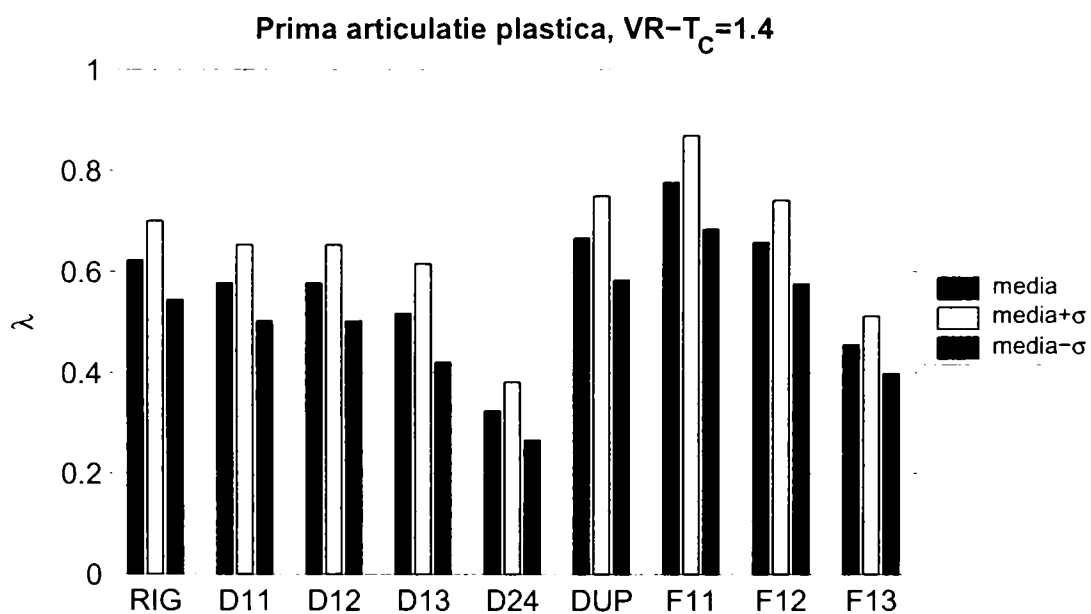


Figura 4.45: Multiplicatorul accelerogramei $\pm\sigma$ la formarea primei articulații plastice, $T_C=1.4$.

Deplasările relative de nivel maxime și permanente pentru nivelul acțiunii seismice de proiectare ($\lambda=1$, IMR=475 ani, vezi Tabelul 4.7) sunt mult sub cele ce caracterizează degradările structurale la starea limită ultimă, de 3% respectiv 1%. Deplasările sunt mai mici în cazul setului de mișcări seismice $T_C=1.4$. Distribuția deplasărilor relative de

nivel pe înălțime pentru structura rigidă (RIG) și pentru cele duale este prezentată în Figura 4.46. Astfel, performanța tuturor structurilor la cutremurul de proiectare este adecvată, chiar mai acoperitoare în cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$. Diferențele dintre răspunsul tipologiilor structurale la acest nivel al acțiunii seismice sunt minore și nu permit evidențierea unor influențe semnificative ale tipului structural asupra răspunsului seismic. Tipul mișcării seismice are o influență moderată asupra răspunsului structurilor, grupul $T_C=0.5$ impunând cerințe mai ridicate de deplasare, acestea concentrându-se la nivelele superioare (4-5). Cauza acestei comportări o constituie cel mai probabil influența modurilor superioare de vibrație, combinată cu accelerații spectrale mai ridicate pentru aceste moduri la grupul de accelerograme cu perioada de colț scurtă.

Tabelul 4.7: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 1.0$, media analizelor dinamice.

set accel.		structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	DRN_{max}	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.010	0.010	0.009
	DRN_{per}	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
$T_C=1.4$	DRN_{max}	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008
	DRN_{per}	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.001	0.000	0.001	0.001

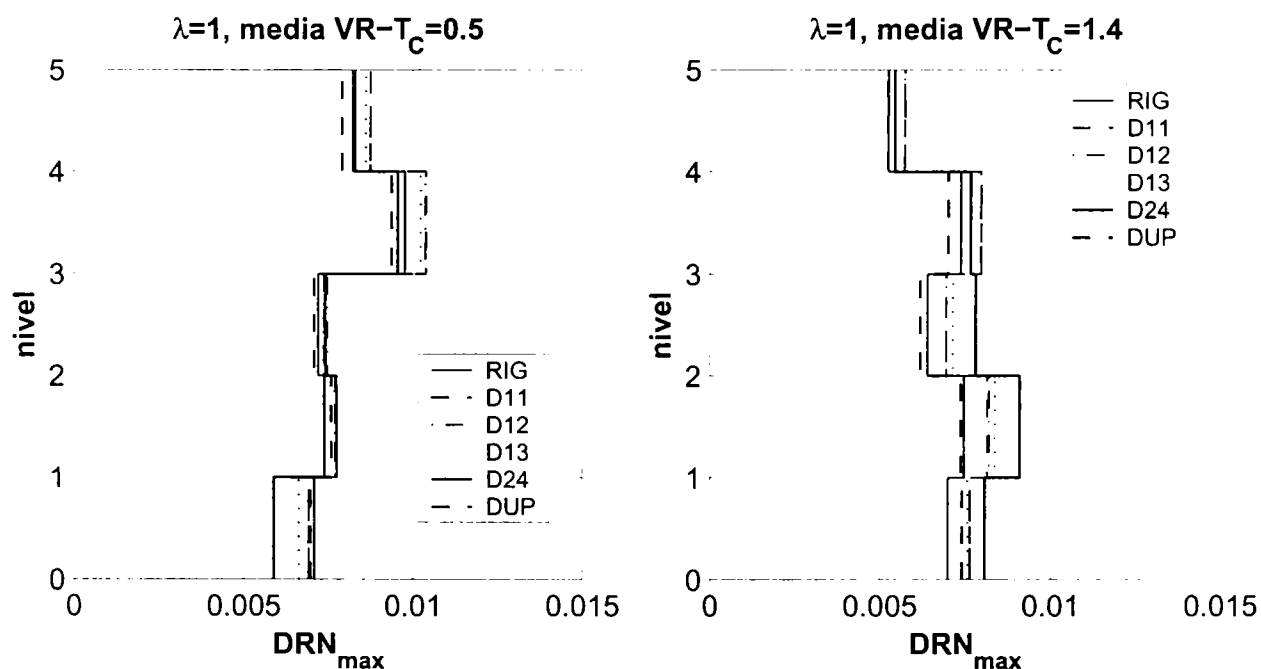


Figura 4.46: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=1$, structurile rigide și duale.

Multiplicatorii accelerogramei la atingerea criteriului de cedare ales ($DRN_{max}=3\%$) - λ_u sunt prezentați în Figura 4.47 și Figura 4.48 pentru cele două seturi de accelerograme utilizate în analiză. Se remarcă valorile sensibil mai mici (aproximativ de două ori) ale acestora în cazul setului de accelerograme cu perioada de colț mare ($T_C=1.4$). Tipologia structurii are o influență mult mai mică asupra parametrului λ_u , cadrele cu noduri parțial rezistente mai "slabe" (dual D24 și omogen F13) având totuși valori mai mari ale multiplicatorului ultim al accelerogramei. Cadrul dual rigid-articulat (DUP) are o comportare diferită la cele două tipuri de cutremure: mai favorabilă în cazul setului $T_C=0.5$ și mai defavorabilă în cazul $T_C=1.4$.

Rotirile plastice maxime pe grupuri de elemente, la atingerea criteriului de cedare sunt prezentate în Tabelul 4.8. Cadrul rigid (RIG) și cadrele duale sunt caracterizate de valori apropiate ale rotirilor plastice maxime în rigle și stâlpi. La cadrele duale, odată cu micșorarea capacității portante a nodurilor semi-rigide, cerința de rotire plastică în acestea crește. În cazul cadrelor omogene cu noduri parțial rezistente, rotirile plastice din rigle "migreză" către noduri. Tipul de mișcare seismică nu afectează rotirile plastice maxime din rigle, însă grupul de accelerograme $T_C=1.4$ impune deformații plastice mai mari în cazul stâlpilor.

Răspunsul structurilor la starea limită ultimă este astfel foarte bun, multiplicatorii accelerogramei la atingerea criteriului de cedare fiind mult superiori intensității seismice la SLU - $\lambda = 1.0$.

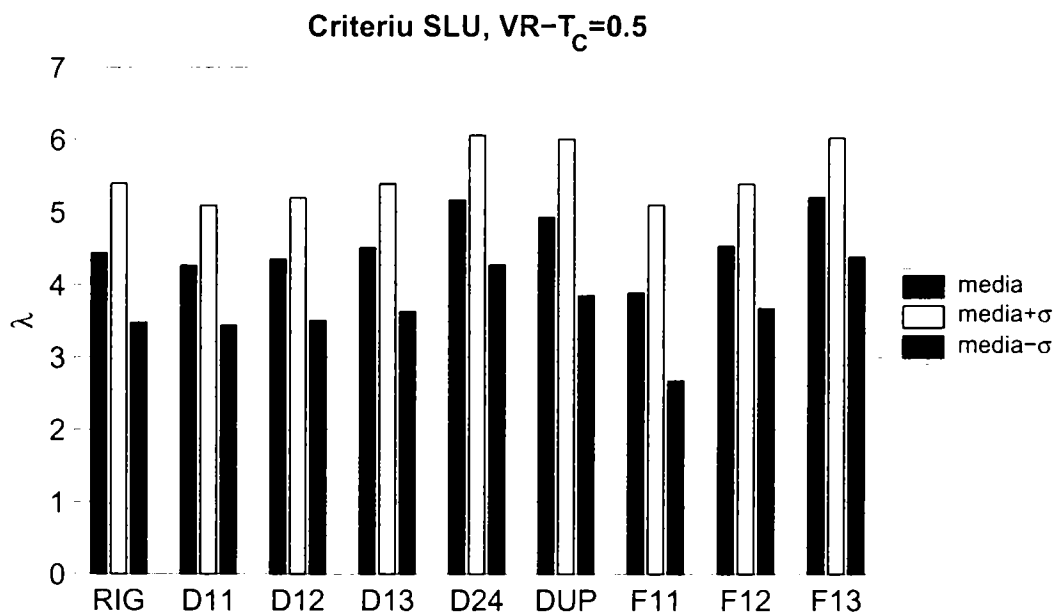


Figura 4.47: Multipliatorul accelerogramei $\lambda_{u \pm \sigma}$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=0.5$.

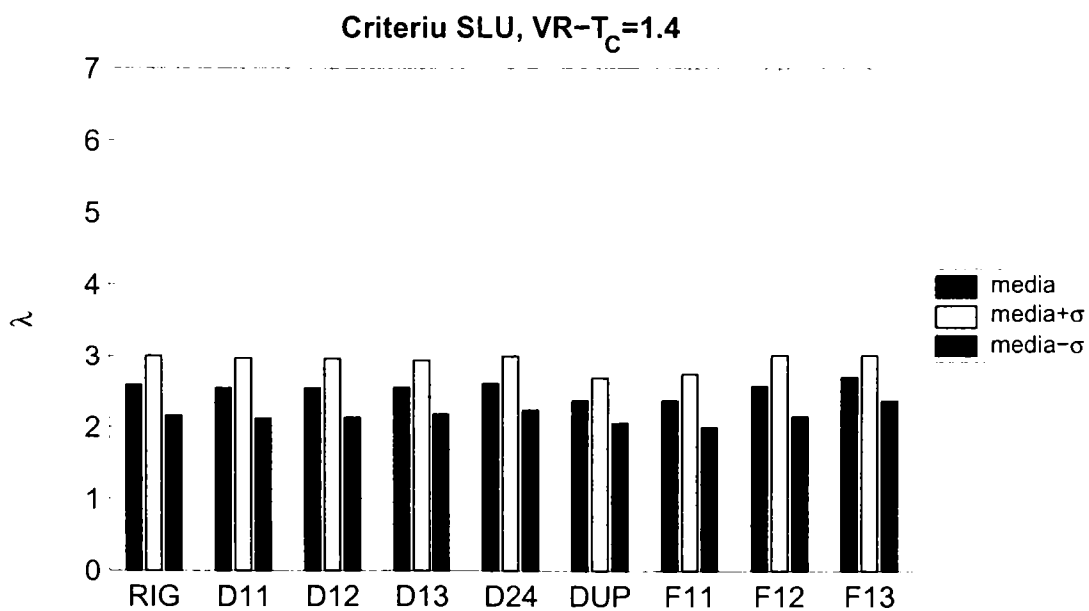


Figura 4.48: Multipliatorul accelerogramei $\lambda_{u \pm \sigma}$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=1.4$.

Tabelul 4.8: Rotiri plastice pe grupe de elemente la atingerea criteriului SLU – $DRN_{max}=3\%$, media analizelor dinamice.

set accel.	θ_{pl}	structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	stâlpi	0.022	0.020	0.020	0.020	0.022	0.023	0.024	0.022	0.022
	rigle	0.024	0.023	0.024	0.025	0.026	0.020	0.012	-	-
	noduri	-	0.006	0.021	0.026	0.031	-	0.005	0.021	0.025
$T_C=1.4$	stâlpi	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026
	rigle	0.025	0.025	0.026	0.026	0.026	0.019	0.013	-	-
	noduri	-	0.005	0.021	0.025	0.030	-	0.005	0.021	0.026

Multiplicatorii accelerogramei la atingerea instabilității dinamice sunt prezentați în Tabelul 4.9, pentru setul $T_C=1.4$ de mișcări seismice. Doar pentru trei dintre cutremure instabilitatea dinamică are loc pentru $\lambda < 7$. Mai mult decât atât, în cazul setului $T_C=0.5$, instabilitatea dinamică nu a fost detectată pentru multiplicatori ai accelerogramei inferioari valorii 7. Multiplicatorii accelerogramei la atingerea instabilității dinamice depășesc cu mult intensitatea corespunzătoare verificării stării limită de prevenire a colapsului ($\lambda=1.5$), astfel încât toate structurile au un răspuns satisfăcător din acest punct de vedere.

Tabelul 4.9: Multiplicatorul accelerogramei la atingerea instabilității dinamice, grupul $T_C=1.4$.

accelerograma	structura								
	RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
VR77-INC-NS	6.5	6.5	6.5	6.7	6.2	6.7	3	3.4	>7
VR86-ERE-N10W	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7	6.7	>7
VR86-INC-NS	>7	>7	>7	>7	>7	>7	6.5	>7	>7
VR86-MAG-NS	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7
VR90-ARM-S3E	4.6	4.7	4.8	4.9	4.7	4.6	4.4	4.8	5.3
VR90-INC-NS	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7	>7
VR90-MAG-NS	6.9	6.8	6.6	6.7	6.1	6.7	>7	>7	>7

Una dintre explicațiile acestei comportări "perfecte" a cadrelor necontravântuite studiate la SLU și PC poate fi găsită urmărind factorii de reducere a forțelor seismice descriși în capitolul 4.2.2 și sintetizați în Tabelul 4.10. Se pot remarca valorile ridicate ale suprarezistenței de proiectare R_{Sd} , structura rigidă, de exemplu, fiind supradimensionată cu un factor de 2.5 în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$. Suprarezistența de proiectare este și mai mare în cazul grupului de accelerograme $T_C=1.4$, din cauza unor cerințe mai mici la formarea primei articulații plastice. Această supradimensionare impresionantă a fost generată de verificarea criteriilor de proiectare impuse SLEN, adică a limitării deplasărilor relative de nivel. Această situație este caracteristică cadrelor metalice necontravântuite din cauza flexibilității lor mari, dar este agravată de cerințe de limitare a deplasărilor laterale mult mai severe decât în alte norme (vezi Figura 3.8). Cerințele restrictive ale stării limită de serviciu din Eurocode 8 (1994) au fost deseori criticate în literatura de specialitate (Mazzolani și Piluso, 1997). Cu toate că versiunea recentă a acestei norme (2003) a introdus o relaxare a deplasărilor relative de nivel (de la 0.006 la 0.0075 rad pentru elemente nestructurale ductile), acest fapt nu va afecta radical condițiile de proiectare a cadrelor necontravântuite. Diferența dintre Eurocode 8 și alte norme, care prevăd condiții SLEN mai puțin severe (UBC-97, AIJ_{LS}D-90), poate fi interpretată în termeni ai intervalului mediu de recurență pentru cutremurul de serviciu, mai mare în cazul normei europene. Astfel, Eurocode 8 limitează într-o măsură mai mare decât alte norme degradările

structurale în cazul unor cutremure frecvente. Oportunitatea acestei strategii este mai degrabă de natură economică, și probabil nu justifică adoptarea unor limite ale deplasărilor relative de nivel mai puțin severe.

Tabelul 4.10: Factori de reducere a forțelor seismice, media analizelor dinamice.

set accel.	factori de reducere	structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	R_{Sd}	2.5	2.5	2.5	2.0	1.3	2.8	3.3	2.7	1.8
	R_R	1.9	1.9	1.9	2.3	3.7	1.7	1.5	1.7	2.2
	R_S	4.8	4.8	4.8	4.5	4.5	4.7	4.9	4.5	3.8
	R_μ	4.9	4.6	4.7	5.2	5.9	5.7	4.3	5.5	7.6
	R	9.2	8.8	9.0	12.2	21.4	9.4	6.4	9.1	16.6
	R_d	23.6	22.1	22.6	23.9	26.3	26.4	21.1	24.8	29.3
$T_C=1.4$	R_{Sd}	2.7	2.6	2.6	2.4	1.5	2.9	3.4	2.9	2.0
	R_R	1.9	1.9	1.8	2.0	2.6	1.6	1.5	1.8	2.1
	R_S	5.0	5.0	4.9	4.6	4.0	4.7	5.1	5.1	4.2
	R_μ	2.2	2.4	2.4	2.5	3.2	2.2	2.0	2.2	2.8
	R	4.1	4.4	4.4	5.0	8.2	3.6	3.1	3.9	6.0
	R_d	11.2	11.6	11.6	11.7	12.6	10.3	10.3	11.1	11.7

După cum s-a menționat deja, suprarezistența de proiectare R_{Sd} este mai mare în cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$. În cazul structurilor semi-rigide omogene (Fxx) rigiditatea scăzută a nodurilor conduce la o creștere a R_{Sd} în cazul unei rezistențe totale (cadrul F11), dar și la o scădere a acesteia în cazul nodurilor parțial rezistente (cadrul F13). La cadrele duale doar nodurile cu o rezistență mică reduc suprarezistența de proiectare (cadrul D13 și D24). Cadrul dual rigid-articulat (DUP) a condus la o creștere a R_{Sd} față de cadrul rigid omogen.

Redundanța R_R are o tendință opusă suprarezistenței, aceasta fiind mai mare la cadrele duale și omogene cu noduri parțial rezistente și mai mică la cadrele F11 și DUP, în comparație cu cadrul rigid, deoarece forța tăietoare de bază la curgerea globală este afectată într-o măsură mai mică de rezistența nodurilor decât prima curgere.

Factorul de reducere datorat ductilității R_μ este afectat substanțial de conținutul de frecvențe al mișcării seismice, setul $T_C=1.4$ conducând la valori aproximativ de două ori mai mici decât $T_C=0.5$. Cadrele cu noduri parțial rezistente au condus la valori mai mari ale R_μ în comparație cu structura rigidă, în special datorită forței de curgere mai mici. Factorul de reducere datorat ductilității, căruia tradițional i se atribuie o importanță majoră în proiectarea antiseismică a structurilor, are același ordin de mărime cu suprarezistența totală R_S , și este chiar mai mic în cazul unor mișcări seismice cu perioada de colț mai mare decât perioada structurii.

Factorul de comportare R , care nu conține influența suprarezistenței de proiectare, are valori acoperitoare (mai mari decât factorul pentru care s-au proiectat structurile – $q=6$) în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$, dar descoperitoare în cazul grupului $T_C=1.4$. Cu toate că factorul de reducere total (sau de proiectare) R_d este acoperitor față de valoarea normativă în toate cazurile, nu poate fi trecută cu vederea influența majoră pe care o are conținutul de frecvențe al mișcării seismice asupra factorilor R , R_μ și R_d . Normele de proiectare actuale definesc factorii de reducere a forțelor seismice funcție doar de tipul și ductilitatea structurii, neglijând influența tipului de mișcare

seismică. Cu toate că Eurocode 8 prevede o reducere a factorului q pentru perioadele scurte (vezi Figura 3.1), această reducere este aplicată pentru structurile cu perioade mai mici decât perioada de control T_B și nu decât T_C .

Influența tipologiei structurii și a mișcării seismice

Figura 4.49 oferă o comparație a curbelor de capacitate a structurilor, determinate printr-o analiză statică neliniară cu o distribuție triunghiulară a forțelor laterale. Se poate observa că rigiditatea inițială a structurilor este aproximativ aceeași, cu toate că aceasta scade puțin la structurile duale în comparație cu cea rigidă. Rezistența parțială a nodurilor semi-rigide duce la scăderea forței tăietoare de bază capabile la cadrele duale. În cazul cadrelor semi-rigide omogene, în schimb, forța capabilă a cadrelor crește, efectul nodurilor parțial rezistente fiind practic eliminat de creșterea elementelor structurale din condiții de asigurare a rigidității structurii.

Rigiditatea inițială a structurilor fiind aproximativ aceeași, panta post-elastică a curbei de capacitate este proporțională cu parametrul de stabilitate γ (vezi Tabelul 4.11). Acesta variază puțin cu tipul structurii, fiind totuși mai mic în cazul structurii duale D24, ceea ce indică o influență mai mică a efectelor de ordinul II și un mecanism plastic mai favorabil.

Din cauza suprarezistenței mari, răspunsul structurilor la cutremurul de proiectare ($\lambda=1$) a depășit doar cu puțin limita elastică, structura păstrându-și per ansamblu caracteristicile elastice. Pentru a investiga performanța structurilor la o intensitate mai mare a cutremurului, care să inducă deformații plastice importante în structură, a fost considerat un multiplicator al accelerogramei $\lambda=3$, care corespunde mediei multiplicatorilor la atingerea $DRN_{max}=3\%$ la cele două seturi de mișcare seismică.

Deplasările relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda=3$ sunt prezentate în Tabelul 4.12. În comparație cu intensitatea cutremurului $\lambda=1$, are loc un schimb dramatic al cerințelor de deplasare maxime și permanente funcție de tipul de cutremur. Mișcarea seismică cu perioada de colț mare induce deplasări mult mai severe în structuri. Structura duală D24 și cea omogenă F13 înregistrează o ușoară diminuare a cerințelor de deplasare relativă de nivel maximă și permanentă. Evoluția deplasărilor relative de nivel pentru o gamă mai largă a parametrului λ este prezentată în Anexa II. Acțiunea benefică a nodurilor semi-rigide și parțial-rezistente (deplasări laterale mai mici în comparație cu structura rigidă) crește pentru intensități ridicate ale acțiunii seismice.

Distribuția DRN_{max} pe înălțimea structurii (vezi Figura 4.50 și Figura 4.51) denotă importanța covârșitoare a mișcării seismice asupra răspunsului structurilor, în comparație cu tipologia acestora. În cazul setului de accelerograme $T_C=0.5$ deplasările relative de nivel își păstrează relativa uniformitate pe înălțime, similar intensității $\lambda=1$, cerința maximă înregistrându-se la nivelul 4. În cazul setului $T_C=1.4$ în schimb, are loc o concentrare puternică a deplasărilor la nivelele inferioare (în special 1, dar și 2), sugerând un mecanism plastic parțial. Cadrele cu noduri parțial rezistente D13, D24 și F13 au o comportare mai favorabilă din acest punct de vedere, având nu numai cele mai mici cerințe ale deplasări maxime de nivel, dar și profilul cel mai uniform. Concentrarea deformațiilor plastice la nivelele inferioare pare să fie o consecință nu

numai a conținutului de frecvențe a mișcării seismice, ci și a cerinței globale de ductilitate, deoarece la multiplicatori mai mari ai accelerogramei, cerințele de *DRN* se concentrează la primul nivel și în cazul setului $T_c=0.5$.

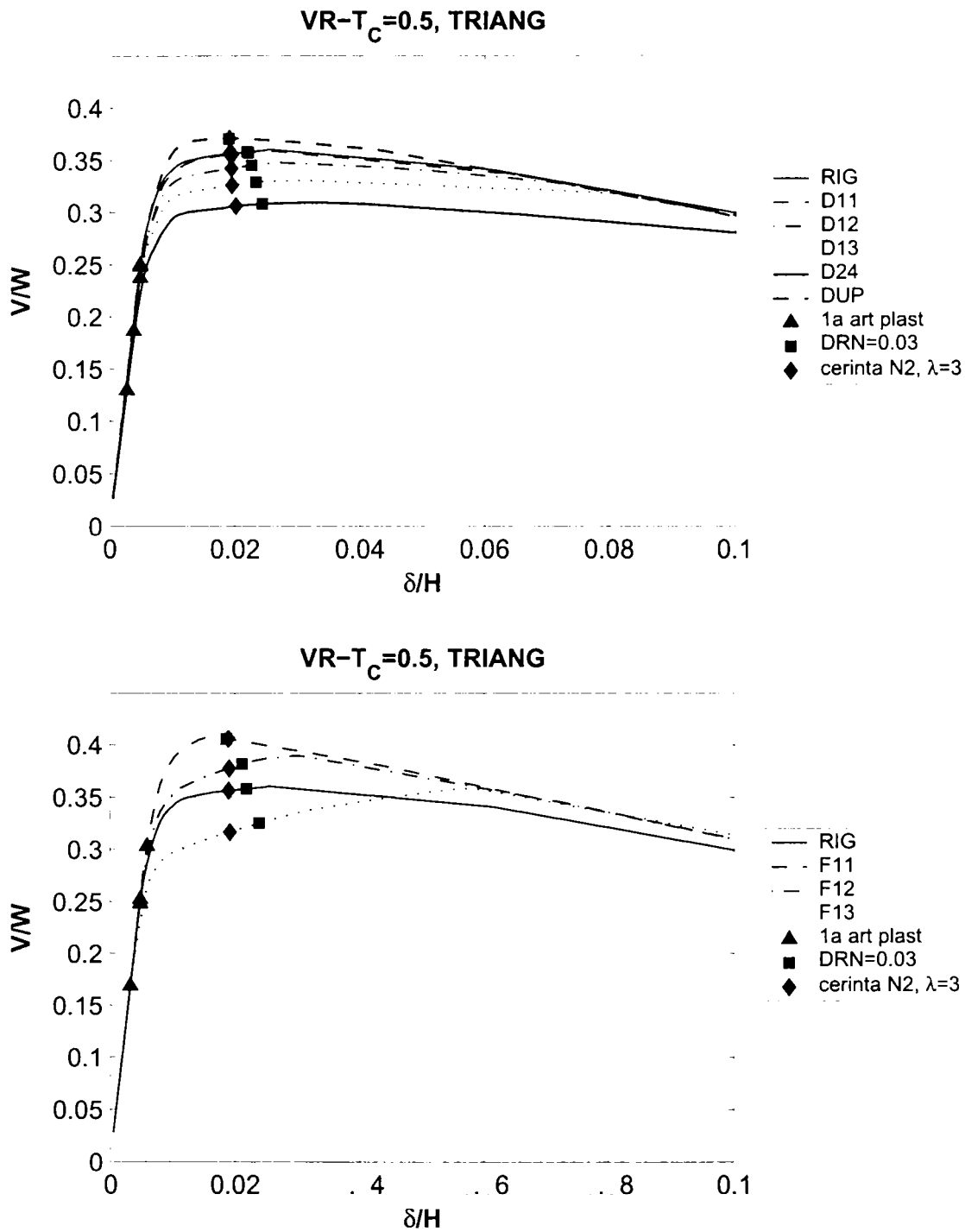


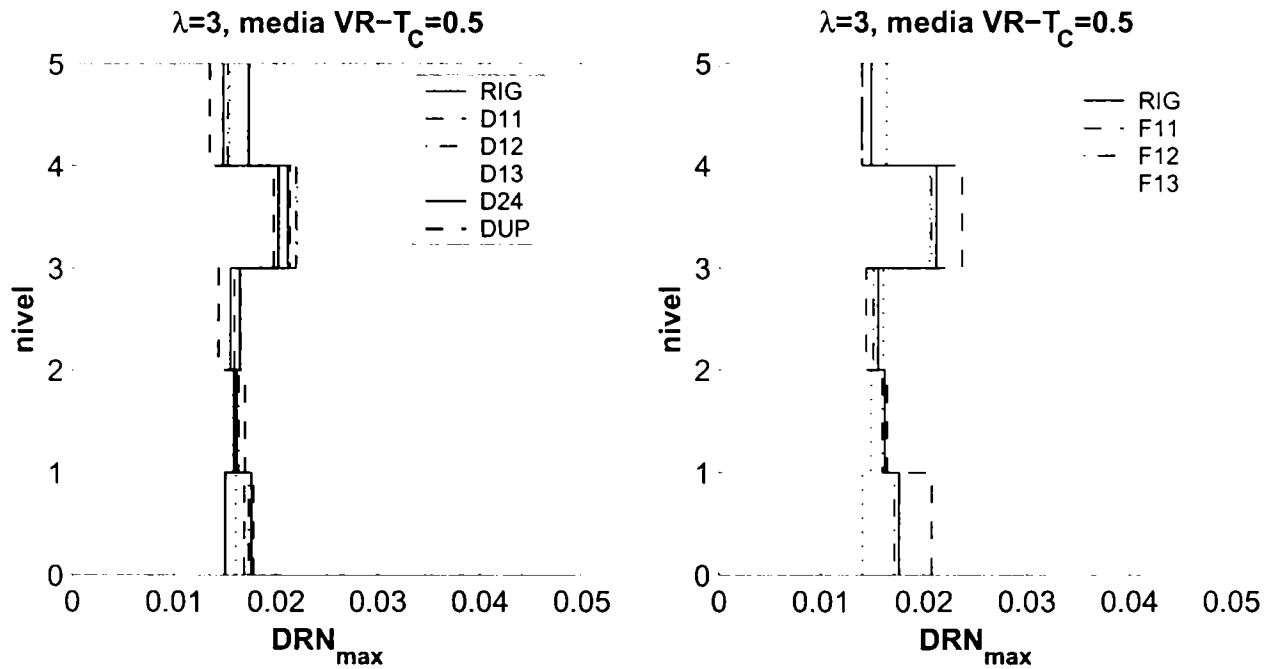
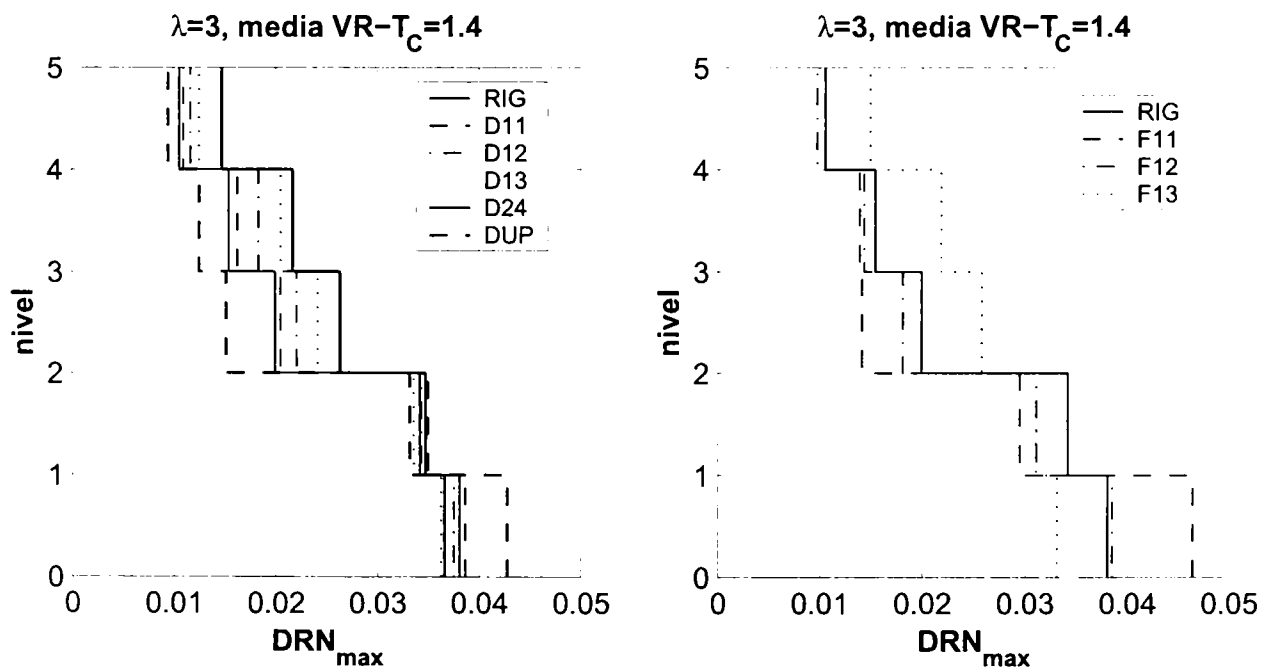
Figura 4.49: Curbele de capacitate pentru distribuția triunghiulară a forțelor laterale.

Tabelul 4.11: Coeficientul de stabilitate γ .

forțe laterale	structura								
	RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
TRIANG	-0.021	-0.022	-0.022	-0.022	-0.012	-0.022	-0.023	-0.024	-0.021
UNIF	-0.021	-0.021	-0.021	-0.021	-0.019	-0.022	-0.020	-0.020	-0.020

Tabelul 4.12: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 3.0$, media analizelor dinamice.

set accel.		structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	DRN_{max}	0.022	0.022	0.023	0.023	0.021	0.021	0.025	0.021	0.021
	DRN_{per}	0.007	0.006	0.007	0.007	0.006	0.007	0.011	0.006	0.005
$T_C=1.4$	DRN_{max}	0.038	0.039	0.038	0.036	0.037	0.043	0.046	0.038	0.033
	DRN_{per}	0.018	0.017	0.017	0.015	0.016	0.020	0.027	0.017	0.012

Figura 4.50: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.Figura 4.51: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

Cerințele de rotații plastice maxime pe grupe de elemente sunt prezentate în Figura 4.52 și Figura 4.53. În strânsă legătură cu deplasările relative de nivel, deformațiile

plastice locale sunt semnificativ mai ridicate în cazul grupului de accelerograme $T_C=1.4$. Cadrele cu noduri parțial rezistente D13, D24 și F13 rezultă cu solicitări plastice mai mici ale stâlpilor, în schimbul unor degradări mai pronunțate în noduri. Cadrele DUP și F11, care au o redundanță scăzută, sunt caracterizate de cerințe mai mari de rotiri plastice în stâlpi, ambele fenomene indicând o predispoziție către mecanisme parțiale de nivel. Configurațiile acestor cadre, cât și condițiile de proiectare au dus la raporturi mai defavorabile ale momentului capabil riglă/stâlp.

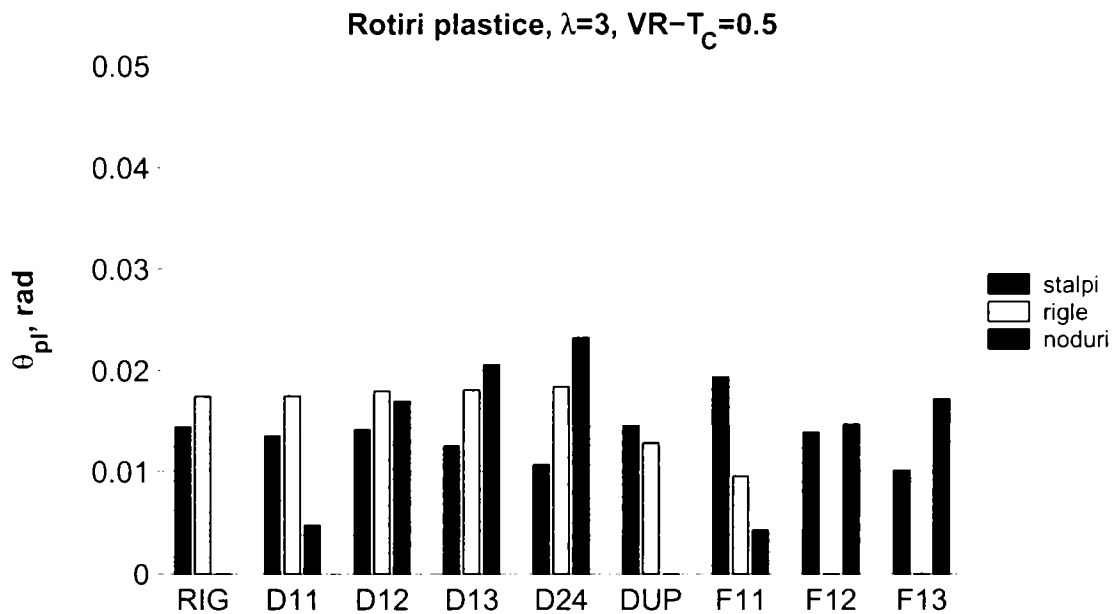


Figura 4.52: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.

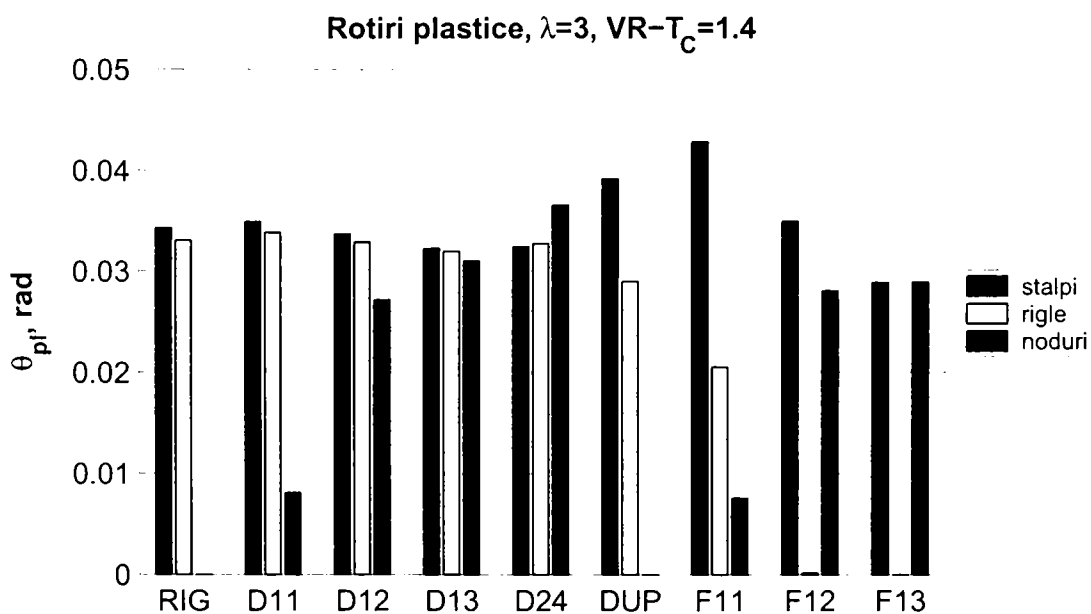
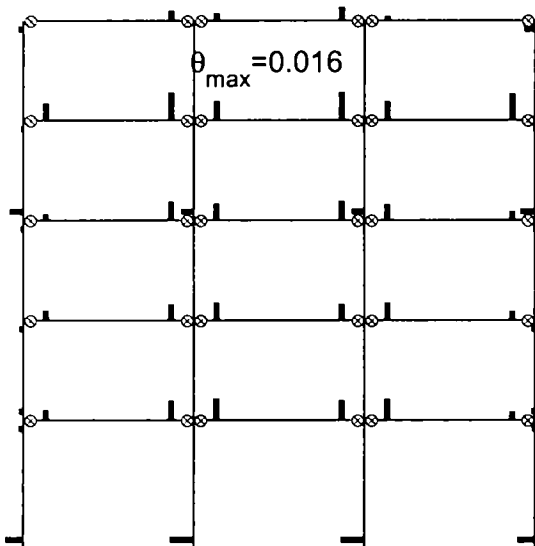
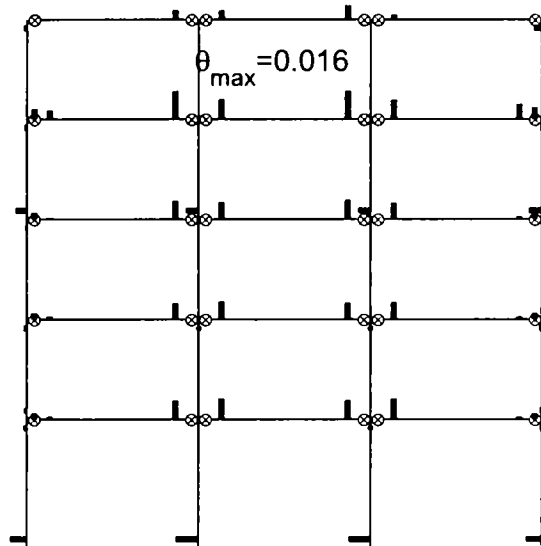
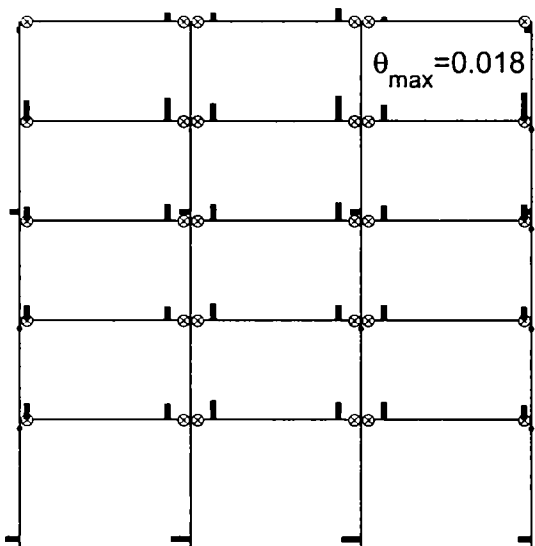
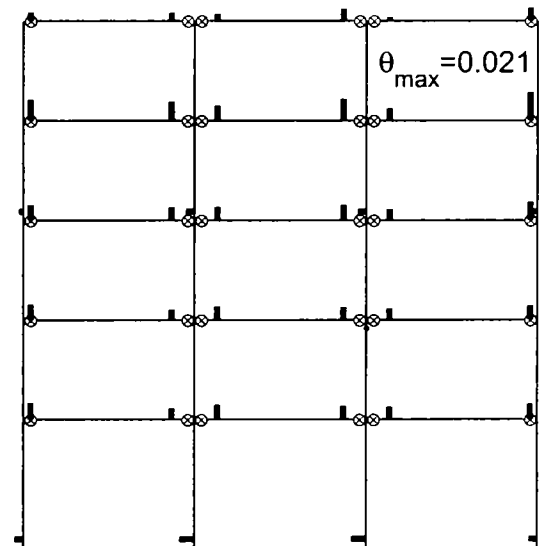
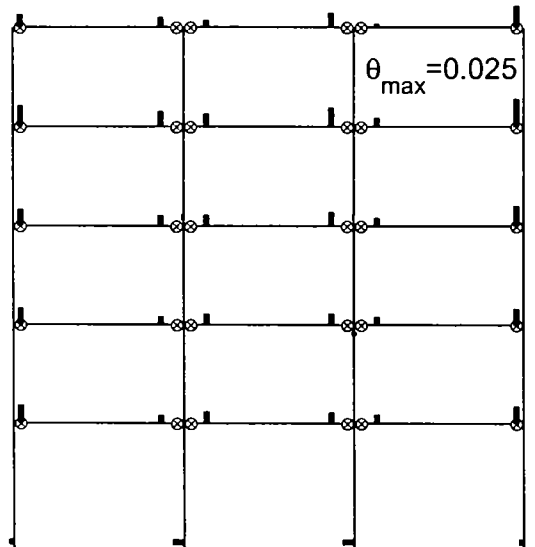
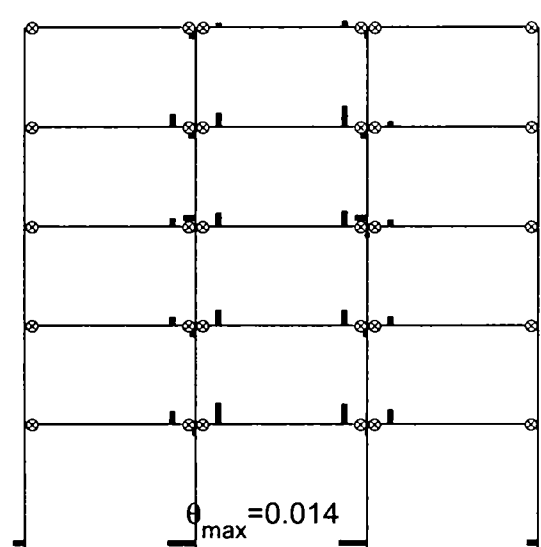


Figura 4.53: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

RIG, media $VR-T_C=0.5$, $\lambda=3$, θ_{pl} D11, media $VR-T_C=0.5$, $\lambda=3$, θ_{pl} D12, media $VR-T_C=0.5$, $\lambda=3$, θ_{pl} D13, media $VR-T_C=0.5$, $\lambda=3$, θ_{pl} D24, media $VR-T_C=0.5$, $\lambda=3$, θ_{pl} DUP, media $VR-T_C=0.5$, $\lambda=3$, θ_{pl} 

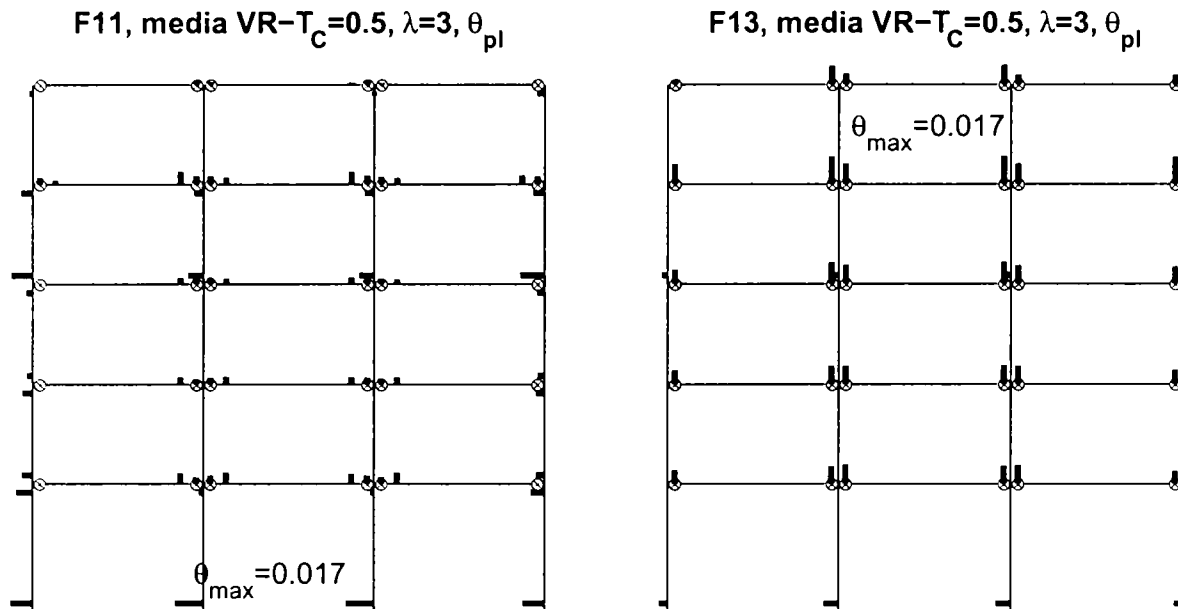


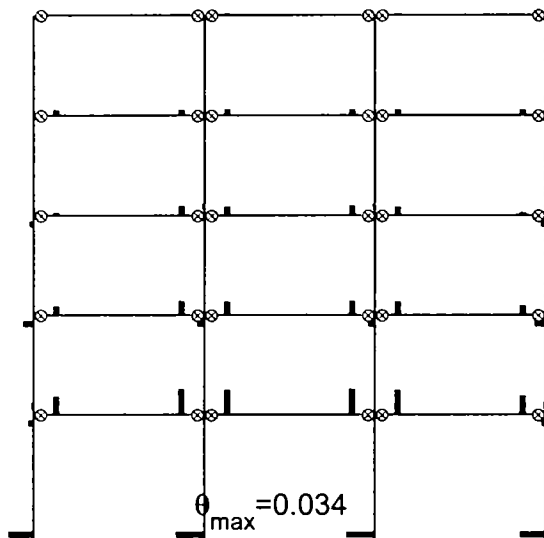
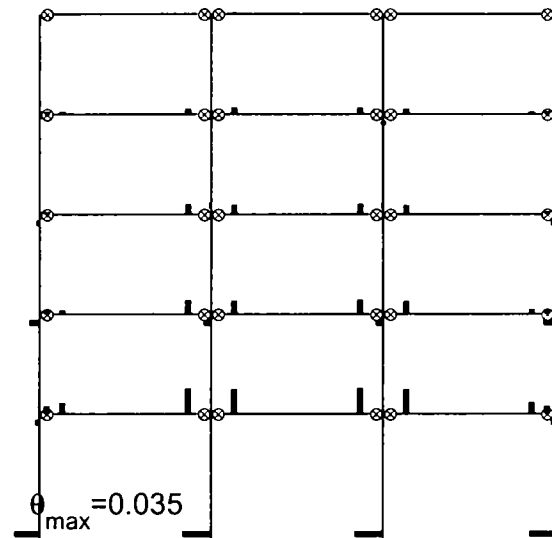
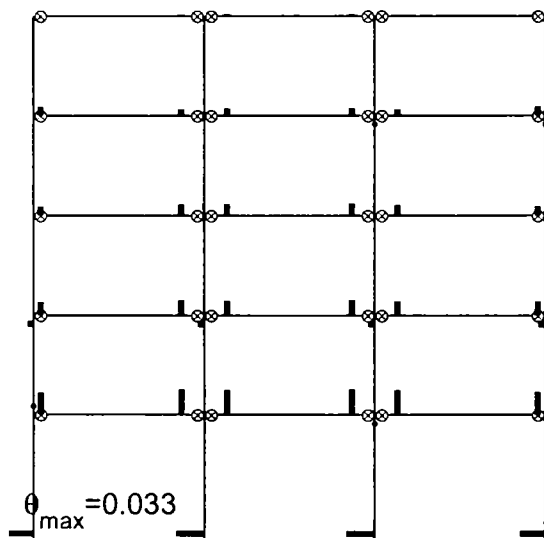
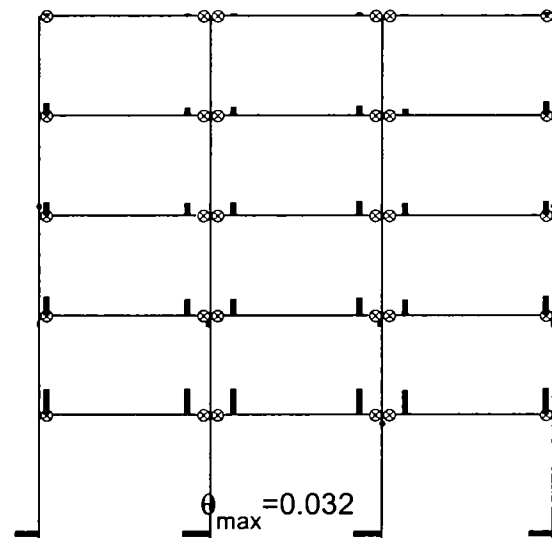
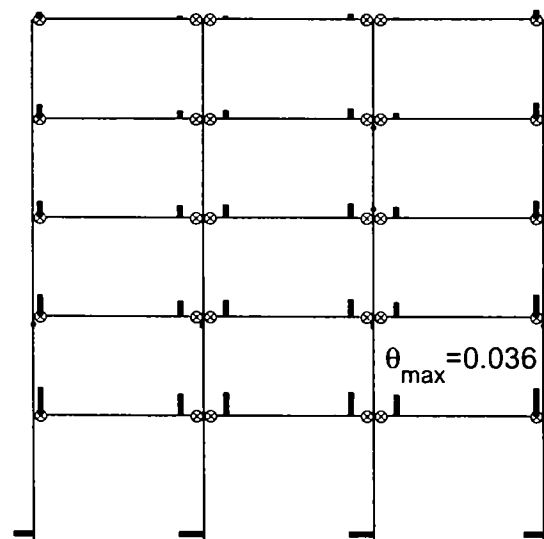
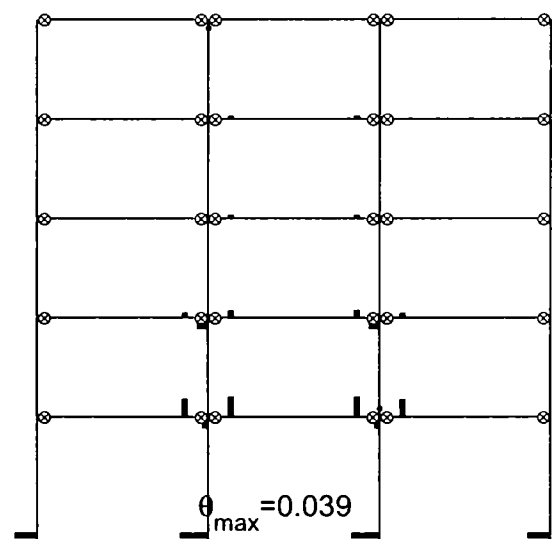
Figura 4.54: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.

Analiza doar a cerințelor maxime de deformații plastice pe grupe de elemente nu relevă distribuția acestora în structură. Acest din urmă aspect poate fi urmărit în Figura 4.54 și Figura 4.55. Se poate observa că rotirile maxime în stâlpi au loc la baza acestora, fiind astfel mai puțin influențate de tipologia structurii.

În cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$, cadrul rigid (RIG) prezintă deformații plastice în rigle distribuite relativ uniform pe înălțime, dar concentrate în special la îmbinările interioare. Stâlpii exteriori, datorită dispunerii după axa minimă de inerție, au rigiditate și moment capabil mai mici, ceea ce conduce și la cerințe plastice mai mici în riglele aferente. Cu excepția articulațiilor plastice la baza stâlpilor, cadrul rigid are formate articulații plastice în stâlpii de la nivelul 4, explicând cerințele mai ridicate ale *DRN* la acest nivel.

Cadrul D11, cu noduri exterioare semi-rigide și de egală rezistență, prezintă un tablou asemănător, dar deformațiile plastice în rigle în dreptul nodurilor exterioare sunt mai mici, din cauza distribuirii acestora între rigle și nodurile exterioare. Scăderea rezistenței nodurilor exterioare duce la diminuarea deformațiilor plastice în stâlpii exteriori, până la eliminarea completă a acestora (cu excepția bazei) în cazul cadrului D24, deformațiile plastice fiind preluate în totalitate de nodurile exterioare. Lipsa unor articulații plastice pe înălțimea stâlpilor exteriori, cu excepția bazei, are loc și în cazul cadrului dual rigid-articulat (DUP). Aceasta ar trebui să indice un mecanism plastic de tip global, ceea ce nu este însă în concordanță cu profilul deplasărilor relative de nivel pentru aceeași intensitate seismică din Figura 4.50. Contradicția poate fi explicată prin flexibilitatea mult mai mare a stâlpilor exteriori, care astfel joacă un rol minor în controlul mecanismului plastic.

Cadrul omogen cu noduri semi-rigide dar total rezistente (F11) prezintă rotiri plastice importante în stâlpi pe toată înălțimea, dar în special la nivelul 4. Rezistența parțială a nodurilor cadrului F13 redresează această situație, diminuând cerința de rotiri plastice în stâlpi și transferând-o către noduri.

RIG, media $VR-T_C=1.4$, $\lambda=3$, θ_{pl} D11, media $VR-T_C=1.4$, $\lambda=3$, θ_{pl} D12, media $VR-T_C=1.4$, $\lambda=3$, θ_{pl} D13, media $VR-T_C=1.4$, $\lambda=3$, θ_{pl} D24, media $VR-T_C=1.4$, $\lambda=3$, θ_{pl} DUP, media $VR-T_C=1.4$, $\lambda=3$, θ_{pl} 

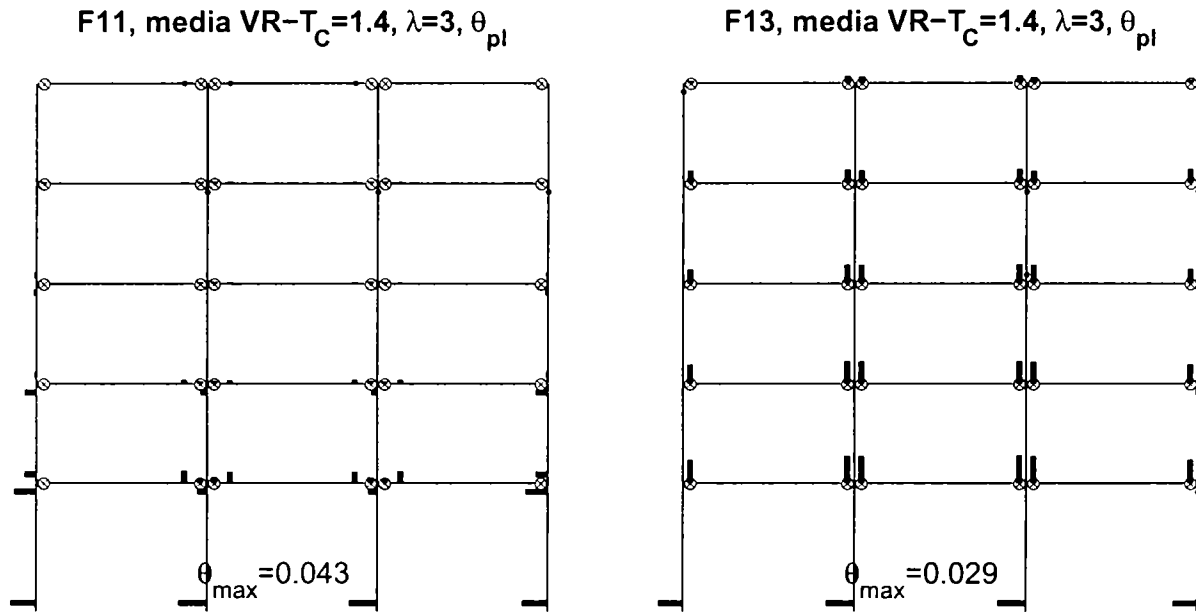


Figura 4.55: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

În cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$ cerința de deformații plastice în elementele structurii se concentrează la nivelele inferioare. Cu toate că există articulații plastice aproape pe toată înălțimea stâlpilor, cerințele de rotiri plastice indică un potențial mecanism plastic format din primele două nivele.

Influența caracteristicilor de rigiditate și rezistență ale nodurilor semi-rigide asupra distribuției cerințelor plastice la cadrele duale menține tendințele descrise pentru setul $T_C=0.5$ de mișcări seismice, dar articulațiile plastice pe înălțimea stâlpilor nu sunt eliminate complet nici la cadrul D24. Cu toate că structura rigid-articulată (DUP) reușește această "performanță", deplasările relative rămân concentrate la primul nivel (vezi Figura 4.51). Și în cazul structurilor omogene se păstrează tendințele descrise anterior, cu mențiunea că cerința de deformații plastice se concentrează la nivelul inferior.

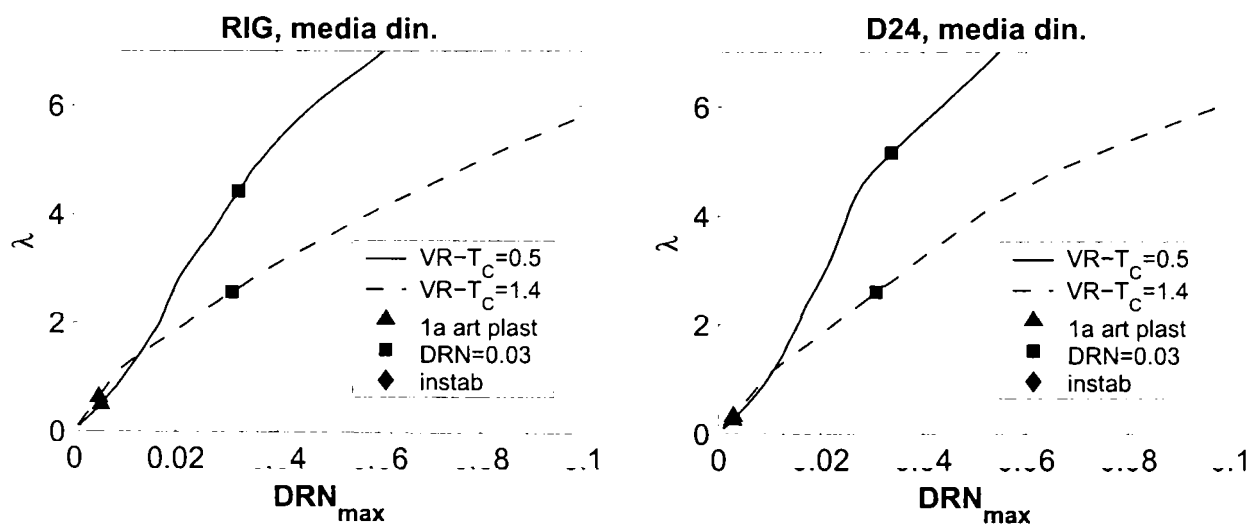


Figura 4.56: Comparația curbei $\lambda-DRN_{max}$ pentru cele două seturi de accelerograme.

Influența conținutului de frecvențe al mișcării seismice asupra răspunsului structurilor poate fi sintetizată pe baza curbelor $\lambda-DRN_{max}$ prezentate în Figura 4.56. La valori mici

ale intensității seismice, când răspunsul structurii este în esență elastic, cerința de deplasări relative de nivel este mai ridicată pentru setul $T_C=0.5$. Odată cu creșterea intensității seismice peste valori de aproximativ $\lambda=1.5$, atunci când răspunsul structurii este în domeniul plastic, are loc o inversare a cerințelor de deformare impuse structurilor, setul de mișcări seismice $T_C=1.4$ fiind deosebit de sever în comparație cu $T_C=0.5$ și ducând la o creștere rapidă a deformațiilor cu intensitatea seismică.

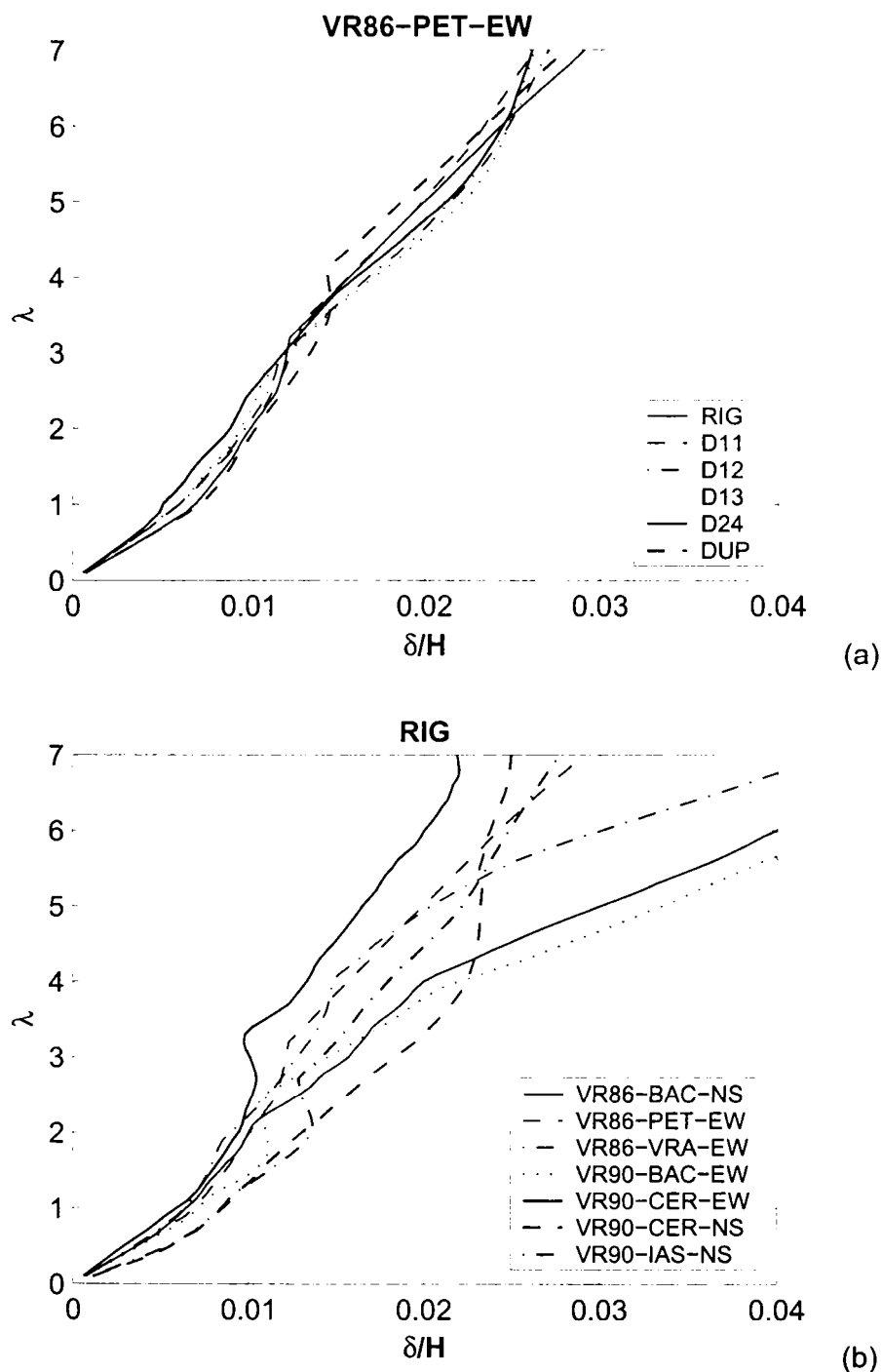


Figura 4.57: Influența tipologiei structurii (a) și a înregistrărilor seismice (b) asupra răspunsului seismic al structurilor rigide și duale.

Cu toate că tipologia structurilor studiate afectează răspunsul seismic al acestora, variabilitatea caracteristicilor mișcării seismice conduce la o dispersie net mai mare a rezultatelor în comparație cu proprietățile structurii (vezi Figura 4.57). Exemplul prezentat cuprinde cele 7 înregistrări din setul $T_C=0.5$, care au fost special alese și scalate pentru a reprezenta condiții similare de amplasament și sursă seismică, și care

au un conținut de frecvențe apropiat. Chiar și așa, variabilitatea răspunsului de la o înregistrare la alta este importantă, în comparație cu influența tipologiei structurii.

4.6.7 Comparație a metodelor de analiză

După cum s-a menționat anterior, metodele de analiză bazate pe deplasare, cum este și N2 (Fajfar, 2000), au avantajul că sunt mai simplu de efectuat și necesită volume mai reduse de calcul în comparație cu analiza dinamică neliniară. Cerința de deplasare conform metodei N2 a fost determinată pentru câteva nivele a intensității seismice și două distribuții ale forțelor laterale: triunghiulară (TRIANG) și uniformă (UNIF). Detalii ale procedurii de calcul sunt descrise în capitolul 4.6.4. În Tabelul 4.13 este prezentată o comparație a cerințelor de deplasare la vârf conform analizei dinamice și a metodei simplificate N2, pentru o intensitate a mișcării seismice dată de $\lambda = 3$. În cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$ (și a spectrului corespunzător pentru N2), cerința de deplasare estimată conform metodei N2 este supraestimată într-o oarecare măsură față de media analizelor dinamice, rezultatele bazate pe o UNIF fiind însă mai apropiate de aceasta. În cazul mișcării seismice $T_C=1.4$ corelarea dintre metodele de analiză este mai bună.

Estimarea deplasării relative de nivel maxime este prezentată în Tabelul 4.14. Ca și în cazul deplasării la vârf, metoda N2 este mai exactă în cazul mișcării seismice $T_C=1.4$, dar de această dată distribuția triunghiulară de forțe laterale oferă o corelare mai bună între metodele de analiză statică și dinamică neliniare.

Tabelul 4.13: Deplasarea la vârf δ/H : comparație între media analizelor dinamice și N2, $\lambda = 3$.

set accel.	metoda de analiză	structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	media din.	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.014	0.013	0.013
	N2-TRIANG	0.019	0.020	0.019	0.019	0.020	0.019	0.019	0.019	0.019
	N2-UNIF	0.016	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.017	0.017
$T_C=1.4$	media din.	0.023	0.024	0.024	0.025	0.026	0.022	0.022	0.022	0.024
	N2-TRIANG	0.026	0.027	0.027	0.027	0.029	0.026	0.026	0.026	0.027
	N2-UNIF	0.024	0.025	0.025	0.024	0.025	0.023	0.023	0.024	0.024

Tabelul 4.14: Deplasarea relativă de nivel DRN_{max} : comparație între media analizelor dinamice și N2, pentru $\lambda = 3$.

set accel.	metoda de analiză	structura								
		RIG	D11	D12	D13	D24	DUP	F11	F12	F13
$T_C=0.5$	media din.	0.022	0.022	0.023	0.023	0.021	0.021	0.025	0.021	0.021
	N2-TRIANG	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.030	0.031	0.027	0.024
	N2-UNIF	0.027	0.027	0.026	0.025	0.025	0.032	0.040	0.029	0.024
$T_C=1.4$	media din.	0.038	0.039	0.038	0.036	0.037	0.043	0.046	0.038	0.033
	N2-TRIANG	0.036	0.037	0.036	0.035	0.035	0.043	0.046	0.037	0.034
	N2-UNIF	0.044	0.045	0.041	0.037	0.036	0.052	0.067	0.052	0.036

Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime este comparată în Figura 4.58, pentru cadrul D24, două intensități a mișcării seismice ($\lambda=1$ și $\lambda=3$), tipul mișcării și distribuția forțelor laterale. Slaba corelare între analiza dinamică și N2 în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$ este scoasă în evidență și de neconcordanța între distribuția cerințelor de deplasare pe înălțimea structurii, mai ales în cazul $\lambda=3$. Metoda N2 bazată pe analiza statică neliniară prezice o concentrare a deformațiilor plastice în partea de

jos a structurii, în timp ce media analizelor dinamice indică deplasări mai mari la nivelul 4. Cu toate că și analiza dinamică tinde către concentrarea deformațiilor în partea inferioară a structurii, acest fenomen are loc numai pentru intensități mult mai mari ale mișcării seismice ($\lambda > 6.5$) în cazul mișcării $T_C=0.5$. Diferența dintre aceste rezultate poate fi explicată prin influența modurilor superioare de vibrație, care nu sunt considerate în cazul analizei statice neliniare.

O corelare net superioară între rezultatele analizei statice și dinamice se poate observa în cazul grupului $T_C=1.4$ de mișcări seismice, atât pentru cazurile prezentate în Figura 4.58, cât și pentru alte intensități seismice ($\lambda=0.5$) sau structuri. Per global, distribuția triunghiulară a oferit rezultate mai apropiate de analiza dinamică.

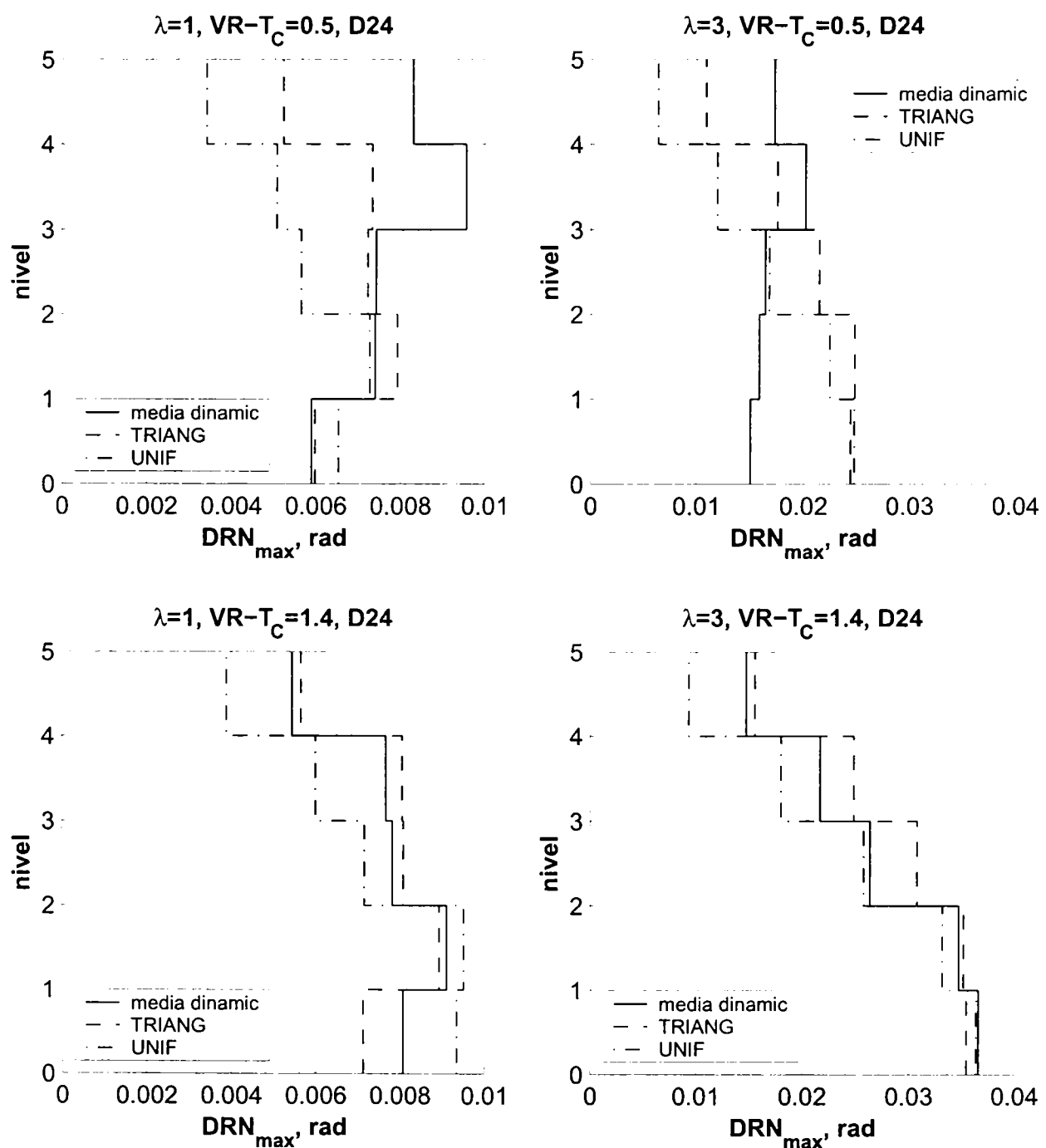


Figura 4.58: Distribuția DRN_{max} pe înălțime: comparație între media analizelor dinamice și N2.

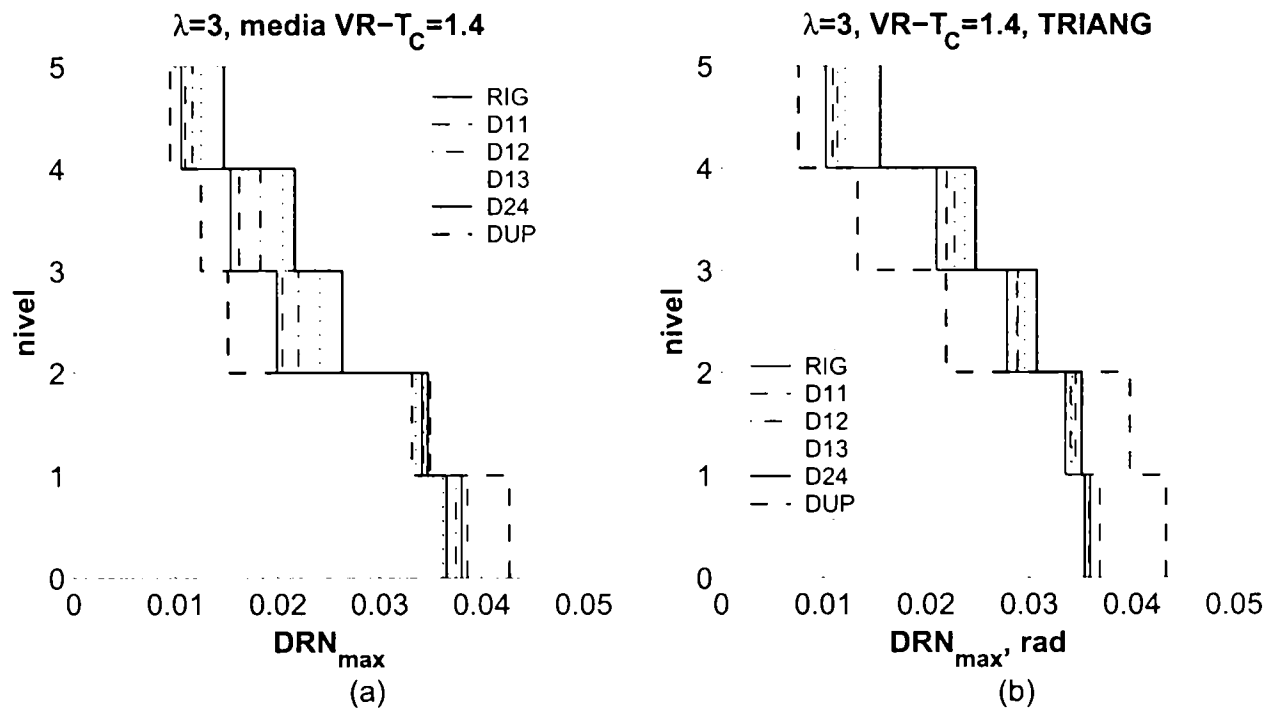


Figura 4.59: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme: media dinamic (a) și N2-TRIANG (b).

Cu toate că precizarea cerințelor de deplasare cu ajutorul metodei simplificate N2 nu este foarte exactă, în special atunci când modurile superioare de vibrație au un aport important la răspunsul structurii, aceasta este totuși un instrument util și relativ simplu pentru comparația performanțelor relative ale structurilor. De exemplu, analiza statică neliniară, cuplată cu N2, redă corect influența tipologiei structurii asupra distribuției cerințelor de deplasare pe înălțimea structurii (vezi Figura 4.51), indicând, în special potențialul mai ridicat al structurii rigid-articulate pentru formarea unui mecanism plastic de etaj.

4.6.8 Sinteză

Proiectarea cadrelor metalice necontravântuite în zone cu seismicitate ridicată conform Eurocode 8 este guvernată de asigurarea unei rigidități laterale suficiente pentru limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită a exploatării normale, de unde rezultă o supradimensionare considerabilă a structurii de rezistență ($R_{Sd} \cong 2.5$). În cazul schemelor omogene, această procedură de dimensionare rezultă în posibilitatea adoptării unor noduri parțial rezistente (dar rigide), la aceleași dimensiuni ale elementelor structurale ca și în cazul unor noduri cu rezistență totală. Utilizarea unor noduri semi-rigide (dar total rezistente) necesită creșterea secțiunilor riglelor, ceea ce duce la înrăutățirea raportului momentelor capabile riglă/stâlp și crește probabilitatea unor mecanisme plastice parțiale.

Cadrelor duale rigid-articulate, cu un număr redus de deschideri rigide, duc la creșterea elementelor structurale și implicit a masei structurii. În plus, aceste structuri au o redundanță scăzută față de cele rigide. Cadrele duale cu noduri exterioare semi-rigide și parțial rezistente nu necesită modificarea secțiunilor de elemente decât în cazul unor noduri foarte flexibile (cazul D24). Astfel, din punct de vedere al proiectării, utilizarea nodurilor semi-rigide și parțial rezistente în configurații duale prezintă avantajul reducerii numărului de noduri rigide fără a crește greutatea structurii.

Verificarea stărilor limită ale exploatării normale, ultime și de prevenire a colapsului au arătat un comportament satisfăcător al structurilor, indiferent de schema adoptată. Acest fapt este însă datorat în mare parte suprarezistenței de proiectare, care a preîntâmpinat cerințe globale ridicate în domeniul plastic. Cu excepția cadrelor duale și omogene cu noduri parțial rezistente, care au suferit plastificări în noduri la cutremurul SLEN, celelalte structuri au avut un răspuns elastic la această intensitate seismică.

La nivele ale intensității seismice care să solicite structura puternic în domeniul plastic, cadrele duale cu noduri parțial rezistente prezintă avantajul reducerii rotirilor plastice pe înălțimea stâlpilor exteriori, promovând un mecanism plastic global. Însă din cauza rigidității și momentului capabil reduce la stâlpii exteriori, dispuși după axa minimă de inerție, efectele acestui fenomen sunt reduse.

Conținutul de frecvențe al mișcării seismice joacă un rol important în răspunsul structurilor. În domeniul elastic, mișcările seismice cu perioada de colț T_C mai mică decât perioada fundamentală a structurii conduc la cerințe mai ridicate asupra structurilor decât mișcările cu perioada de colț mare, din cauza influenței modurilor superioare de vibrație. În cazul răspunsului în domeniul plastic, mișcările cu perioada de colț T_C mai mare decât perioada fundamentală a structurii conduc la cerințe de deplasări mult ridicate în comparație cu primul caz. Această situație are ca și rezultat factori de reducere a forțelor seismice sensibil mai mici în cazul mișcărilor cu perioada de colț mare. Normele actuale de proiectare seismică nu țin cont de acest aspect, factorii de reducere fiind funcție doar de tipul și ductilitatea structurii. Mișcarea seismică cu perioada de colț mare, în jur de 1.4 secunde, este un caz curent în România și este specifică terenurilor slabe.

Structura neomogenă a cadrelor duale, necesită o analiză mai evoluată decât cea convențională a forțelor statice echivalente. Ca și un minim, poate fi utilizată metoda statică neliniară, care, împreună cu metode bazate pe deplasare cum ar fi N2, oferă informații suplimentare asupra răspunsului inelastic și a capacității de deformație a structurii. O distribuție simplă, triunghiulară, a forțelor laterale a oferit rezultate comparabile calitativ și cantitativ cu răspunsul dinamic "exact". Totuși, analiza statică neliniară conduce la rezultate inexacte în cazul în care modurile superioare de vibrație afectează răspunsul seismic al structurii.

4.7 Influența configurației structurale și a criteriilor de proiectare

4.7.1 Configurațiile structurale și proiectarea structurilor

Studiul parametric asupra configurațiilor de cadre duale cu noduri semi-rigide descris în capitolul 4.6 s-a axat pe tipologii "impuse" de rațiuni de ordin constructiv (noduri exterioare după axa minimă a stâlpului). Așa cum s-a amintit anterior, există un șir de alte motive care încurajează configurațiile de cadre duale cu noduri rigide și semi-rigide. Multe tipuri de noduri riglă-stâlp parțial rezistente, realizate cu șuruburi, sunt relativ ușor de reparat după un cutremur major. Concentrarea deformațiilor plastice importante în nodurile parțial rezistente ar prezenta un avantaj suplimentar, acestea disipând o parte a energiei seismice. Momentele capabile mai mici ale nodurilor semi-rigide pot promova un mecanism plastic de tip global, prin reducerea solicitărilor transmise stâlpilor. În plus, în cazul nodurilor interioare, nodurile cu rezistență parțială

reduc solicitările impuse panoului de inimă al stâlpului, eliminând necesitatea unei rigidizări excesive a acestuia.

Pentru a investiga influența configurației duale asupra răspunsului seismic al cadrelor metalice necontravântuite, au fost considerate două configurații duale, împreună cu o configurație rigidă omogenă de referință (vezi Figura 4.60). Ambele cadre duale conțin același număr de noduri semi-rigide, care reprezintă o treime din numărul total de noduri riglă-stâlp.

Structura este un cadru metalic necontravântuit cu 3x3 deschideri și 5 nivele. Dimensiunile structurilor, încărcările considerate și procedura de proiectare sunt aceleași cu cele adoptate în cazul studiului din capitolul 4.6. Structura s-a considerat amplasată într-o zonă de seismicitate ridicată, și a fost proiectată conform Eurocode 3 și Eurocode 8, 1994. Încărcările normate au fost următoarele: încărcarea permanentă pe planșeu - $G_{pl}=4.75$ kN/mp; încărcarea permanentă a închiderilor exterioare - $G_{cf}=1.70$ kN/mp; încărcarea utilă - $Q=3.0$ kN/mp. Acțiunea seismică a fost definită de următorii parametri: accelerația maximă a terenului $PGA = 0.35g$; factorul de comportare $q=6$; clasa terenului - A; limita deplasării relative de nivel $d_{lim}=0.006 h$.

Proiectarea structurii cu noduri semi-rigide trebuie să fie însoțită de considerarea comportării reale a îmbinărilor pentru determinarea răspunsului structurii la solicitările exterioare. De aceea, fiecare schemă considerată a fost proiectată separat, ținând cont de caracteristicile nodurilor. După cum era de așteptat, procesul de dimensionare a cadrului a fost guvernat de condițiile de respectare a deplasărilor relative de nivel, și nu a cerințelor de rezistență.

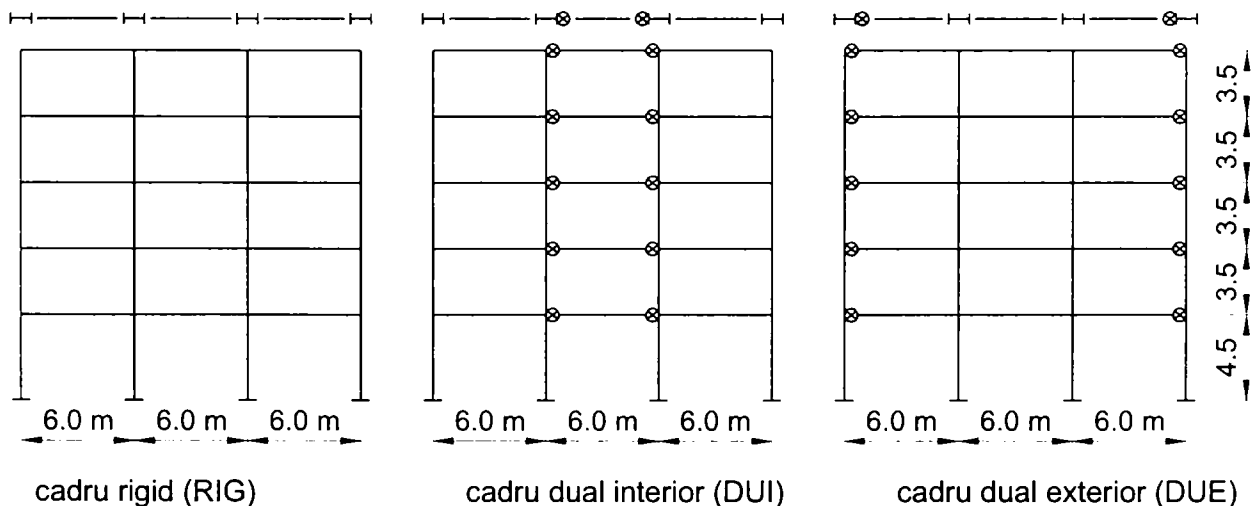


Figura 4.60: Configurațiile structurale considerate.

Îmbinările riglă-stâlp de tip semi-rigid au fost alese de tipul cu corniere. Aceste îmbinări sunt relativ slabe și deseori sunt considerate ca articulate. Totuși, elementele de îmbinare (corniera și șuruburile) prezintă avantajul că sunt ușor de înlocuit în cazul degradării în urma unui cutremur. Pe de altă parte, dacă sunt detaliate în mod corespunzător, aceste îmbinări pot transmite un moment semnificativ. Îmbinările riglă-stâlp au fost alese intenționat cu un moment capabil relativ mic, pentru a verifica posibilitatea de control a distribuției degradărilor în structură. Îmbinările rigide nu au fost dimensionate în mod explicit. O soluție posibilă poate fi o îmbinare sudată, cu eclise pe talpa riglei, care va îndepărta articulația plastică de la fața stâlpului. Este de

menționat faptul că panoul de inimă al stâlpului va trebui rigidizat cu plăci de inimă sau rigidizări diagonale, pentru ca nodul să fie rigid și total rezistent. Două configurații de noduri posibile pentru cadrele DUE și DUI sunt prezentate în Figura 4.61. Se poate observa că nodurile exterioare pentru configurație DUE sunt mult mai simple decât cele interioare pentru configurație DUI, deoarece panoul de inimă al stâlpului nu necesită rigidizări transversale și nici diagonale. De aceea, avantajele economice ale nodurilor semi-rigide sunt posibile numai în cazul configurației DUE.

Caracteristicile mecanice ale îmbinărilor au fost calculate conform Anexei J Eurocode 3 (1997), chiar dacă această normă oferă un model de calcul doar pentru încărcări monotone statice. S-au folosit corniere relativ groase, pentru a asigura un moment capabil suficient, totuși, cornierele au constituit elementul cel mai slab din îmbinare. Șuruburile au fost alese de înaltă rezistență pretensionate, pentru a elimina surse suplimentare de deformabilitate a îmbinării.

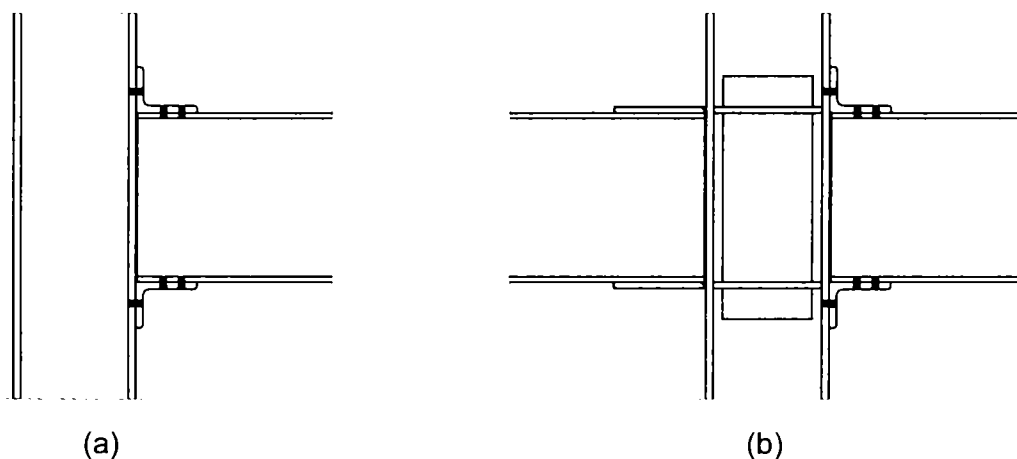


Figura 4.61: Configurații de noduri pentru cadrele DE (a) și DI (b).

Au fost folosite două strategii pentru dimensionarea structurii de rezistență. Prima strategie constă în a păstra secțiunea grinzii la minimul cerut de încărcările verticale din gruparea fundamentală și de a alege secțiuni ale stâlpului necesare pentru respectarea condiției de deformabilitate laterală sub acțiunea seismică (deplasările relative de nivel). Această strategie de dimensionare va promova un mecanism de cedare de tip global. Cadrele rezultate astfel au fost notate cu WB (riglă slabă). Cea de-a doua strategie constă în a crește atât secțiunea stâlpului, cât și a riglei pentru asigurarea condițiilor de deformabilitate, respectând în același timp criteriul de ierarhie (stâlp tare – riglă slabă, vezi ecuația (3.8)). Această procedură este mai eficientă pentru reducerea deplasărilor laterale ale cadrului decât creșterea doar a secțiunii stâlpilor (asigurarea efectului de cadru necesită rigidități apropiate ale stâlpului și riglei), dar are dezavantajul că mărește riscul unor mecanisme plastice de nivel. Cadrele dimensionate conform acestei strategii au fost notate cu SB (riglă tare). Raportul sumei momentelor capabile a stâlpilor $M_{Rd,c}$ pe suma momentelor capabile a riglelor $M_{Rd,b}$ (sau a nodurilor în cazul când acestea sunt parțial rezistente) - $\sum M_{Rd,c} / \sum M_{Rd,b}$ pentru structurile analizate este prezentat în Tabelul 4.17. Raportul minim prevăzut în Eurocode 8, 1994, (egal cu unitatea) este depășit confortabil de toate structurile. Totuși cadrele din seria WB sunt foarte acoperitoare, depășind cu aproximativ un factor de 3 valoarea normativă. Cadrele duale, indiferent de serie, îmbunătățesc simțitor raportul momentelor capabile riglă/stâlp, datorită rezistenței

parțiale a nodurilor semi-rigide. În general, acest fenomen are loc doar la o parte dintre noduri, funcție de tipologia structurii.

Perioadele fundamentale de vibrație și dimensiunile secțiunilor elementelor structurale sunt prezentate în Tabelul 4.15, iar greutatea structurii se poate urmări în Figura 4.62. Cadru rigid a fost dimensionat inițial, servind drept punct de pornire pentru cele duale. Pentru ambele serii de cadre, nu a fost necesară modificarea secțiunilor elementelor structurale la cadrele DUI față de cele RIG. În schimb, creșterea greutății structurii la cadrele DUE a fost de aproximativ 5% pentru ambele serii. Creșterea secțiunii riglei a fost mai eficientă decât mărirea secțiunii stâlpului. Greutatea cadrelor din seria WB a rezultat cu aproximativ 6% mai mare decât cea a cadrelor din seria SB.

Tabelul 4.15: Perioadele fundamentale de vibrație și dimensiunile elementelor structurale ale cadrelor.

Cadru	T_1 , s	nivelele 1-3		nivelele 4-5	
		rigle	stâlpi	rigle	stâlpi
WB-RIG	0.90	IPE450	HEB550	IPE400	HEB400
WB-DUI	0.95	IPE450	HEB550	IPE400	HEB400
WB-DUE	0.94	IPE450	HEB600	IPE450	HEB400
SB-RIG	0.90	IPE550	HEB400	IPE450	HEB300
SB-DUI	0.94	IPE550	HEB400	IPE450	HEB300
SB-DUE	0.94	IPE550	HEB450	IPE450	HEB320

Proprietățile nodurilor semi-rigide sunt date în Tabelul 4.16. $S_{j,ini}$ reprezintă rigiditatea inițială a nodului, S_b este rigiditatea la încovoiere a grinzii, M_j și $M_{pl,b}$ sunt momentele plastice ale nodului, respectiv grinzii. Cornierele sunt 200x200x24 cu șuruburi M24 gr 10.9 și 200x200x20 cu șuruburi M20 gr 10.9 pentru nivelele 1-3, respectiv 4-5. Nodurile semi-rigide de la seria DUE sunt mai flexibile decât cele de la seria DUI, din cauza contribuției panoului de inimă a stâlpului, care nu a fost rigidizat intenționat, pentru minimizarea costurilor de fabricație a nodului. Valorile reduse ale momentului capabil al nodului nu au influențat dimensionarea cadrelor, aceasta fiind determinată de condițiile de deformabilitate laterală.

Tabelul 4.16: Proprietățile nodurilor semi-rigide.

Cadru	nivele 1-3		nivele 4-5	
	$S_{j,ini}/S_b$	$M_j/M_{pl,b}$	$S_{j,ini}/S_b$	$M_j/M_{pl,b}$
WB-DUI	12.36	0.52	13.44	0.43
WB-DUE	7.43	0.52	7.54	0.52
SB-DUI	9.72	0.38	11.42	0.36
SB-DUE	5.12	0.38	6.20	0.36

Tabelul 4.17: Raportul $\sum M_{Rd,c} / \sum M_{Rd,b}$ la nodurile exterioare și cele interioare.

Cadru	nivelele 1-3		nivelele 4-5	
	noduri ext.	noduri int.	noduri ext.	noduri int.
WB-RIG	6.87	3.44	4.95	2.48
WB-DUI	6.87	4.52	4.95	3.46
WB-DUE	15.16	3.94	7.65	1.99
SB-RIG	2.33	1.16	2.29	1.15
SB-DUI	2.33	1.68	2.29	1.69
SB-DUE	7.52	1.43	7.33	1.32

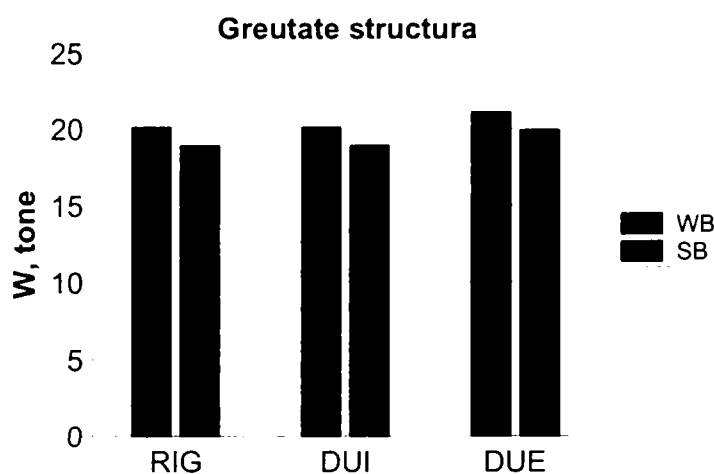


Figura 4.62: Greutatea structurilor dimensionate.

4.7.2 Modelarea structurilor, acțiunea seismică și stările limită

Evaluarea răspunsului seismic al structurilor analizate a fost efectuată cu ajutorul programului Drain2dx (Prakash și colab., 1993). Elementele liniare (riglele și stâlpii) au fost modelate cu elemente tip 02, comportarea plastică fiind concentrată la capetele elementelor, în articulații plastice punctuale cu o comportare elasto-plastică și o consolidare de 1% din rigiditatea inițială. Modulul de elasticitate al oțelului și limita de curgere au fost considerate egale cu cele de calcul ($E=210000 \text{ N/mm}^2$, $f_y=235/1.1=214 \text{ N/mm}^2$). În cazul stâlpilor a fost considerată interacțiunea moment-forță axială. Nodurile semi-rigide au fost modelate cu elemente de tip 04, de lungime zero, răspunsul acestora fiind de asemenea elasto-plastic și o consolidare de 1% din rigiditatea inițială.

Răspunsul seismic a fost evaluat printr-o serie de analize dinamice neliniare, cât și printr-o analiză statică neliniară. Au fost considerate efectele de ordinul II ($P-\Delta$). În cazul analizei dinamice, a fost prevăzută o amortizare Rayleigh de 2%, determinată pentru primul și al treilea mod propriu de vibrație.

S-au folosit aceleași două seturi a câte șapte accelerograme ($T_c=0.5$ și $T_c=1.4$), descrise în capitolul 2.5. Ținând cont de faptul că perioada proprie de vibrație a cadrelor studiate în acest caz este foarte apropiată de perioada fundamentală a cadrelor din capitolul 4.6, s-au folosit aceiași factori de scalare a spectrelor accelerogramelor la spectrul de calcul EC8. Spectrele de pseudo-accelerație țintă, împreună cu media spectrelor accelerogramelor au fost prezentate în Figura 4.36.

Procedura de evaluare a răspunsului seismic, metodele de analiză, stările limită și nivelurile acțiunii seismice sunt aceleași care au fost adoptate în capitolul 4.6. Stările limită verificate au fost cele ale exploatarei normale (SLEN), ultimă (SLU) și de prevenire a colapsului (PC). Nivelurile acțiunii seismice corespunzătoare au fost de $\lambda=0.5$, 1.0 și 1.5, iar condițiile de verificare a stărilor limită: limitarea deplasărilor relative de nivel la 0.006 rad (SLEN), limitarea deplasărilor relative de nivel la 0.03 rad (SLU) și instabilitatea dinamică (PC).

4.7.3 Răspunsul seismic

Performanța seismică a structurilor

Starea limită a exploatării normale, așa cum e definită de Eurocode 8, este îndeplinită de toate configurațiile structurale analizate (vezi Tabelul 4.18). Deplasările relative de nivel pentru $\lambda=0.5$ sunt confortabil mai mici decât limita normativă de 0.006 rad, în special pentru grupul de accelerograme $T_C=1.4$.

Tabelul 4.18: Deplasarea relativă de nivel maximă pentru $\lambda = 0.5$ (SLEN), media analizelor dinamice.

set accel.	structura					
	WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_C=0.5$	0.0049	0.0052	0.0053	0.0052	0.0054	0.0056
$T_C=1.4$	0.0035	0.0042	0.0042	0.0032	0.0038	0.0040

Tabelul 4.19: Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice, media analizelor dinamice.

set accel.		structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_C=0.5$	λ_1	0.50	0.19	0.43	0.63	0.26	0.35
	$\lambda_{1, \text{stâlpi}}$	1.36	1.80	1.30	0.68	0.63	0.72
	$\lambda_{1, \text{rigle}}$	0.50	0.44	0.43	0.65	0.58	0.59
	$\lambda_{1, \text{noduri}}$	-	0.19	0.44	-	0.26	0.35
$T_C=1.4$	λ_1	0.62	0.28	0.51	0.85	0.40	0.53
	$\lambda_{1, \text{stâlpi}}$	1.34	1.20	1.20	0.85	0.74	0.84
	$\lambda_{1, \text{rigle}}$	0.62	0.50	0.51	0.91	0.77	0.81
	$\lambda_{1, \text{noduri}}$	-	0.28	0.53	-	0.40	0.53

Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice în structură (λ_1) și separat pe grupe de elemente ($\lambda_{1, \text{stâlpi}}$, $\lambda_{1, \text{rigle}}$, $\lambda_{1, \text{noduri}}$) sunt prezentați în Tabelul 4.19. Structurile rigide (WB-RIG și SB-RIG) au un răspuns elastic la intensități cel puțin egale cu intensitatea SLEN ($\lambda=0.5$). Configurațiile duale, în special cea interioară (WB-DUI și SB-DUI) accelerează apariția primei articulații plastice, nu numai în nodurile semi-rigide, ci și în rigle sau stâlpi. Din cauza stâlpilor mult mai puternici, prima articulație în stâlpi apare foarte târziu ($\lambda > 1$) la structurile din seria WB, dar în schimb este accelerată plastificarea riglelor. Cadrele din seria WB sunt mai echilibrate din acest punct de vedere, primele plastificări în rigle și stâlpi producându-se la valori ale λ apropiate între ele (și mai mari decât 0.5). Grupul de accelerograme $T_C=0.5$ a impus cerințe mai ridicate la SLEN, datorită influenței modurilor superioare de vibrație. Masa efectivă modală fiind în jur de 80-85% pentru primul mod de vibrație și 10-12% pentru cel de-al doilea, mișcarea seismică definită de $T_C=0.5$ generează forțe și deplasări elastice mai mari decât cea definită de $T_C=1.4$.

Deplasările relative de nivel maxime și permanente pentru nivelul acțiunii seismice de proiectare ($\lambda=1$, IMR=475 ani, vezi Tabelul 4.20) sunt mult sub cele ce caracterizează degradările structurale la starea limită ultimă, de 3% respectiv 1%. Setul de accelerograme $T_C=0.5$ a impus cerințe de deplasare ceva mai ridicate. Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime este prezentată în Figura 4.63. Cu excepția unor deplasări relative de nivel maxime mai ridicate decât la structura rigidă, cadrele

duale au un răspuns satisfăcător. Tipul mișcării seismice are o influență moderată asupra răspunsului structurilor, grupul $T_C=0.5$ impunând cerințe mai ridicate la nivelul 4 (influența modurilor superioare).

Tabelul 4.20: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 1.0$, media analizelor dinamice.

set accel.		structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_C=0.5$	DRN_{max}	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010
	DRN_{per}	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
$T_C=1.4$	DRN_{max}	0.007	0.009	0.009	0.006	0.008	0.008
	DRN_{per}	0.001	0.001	0.001	0.000	0.001	0.000

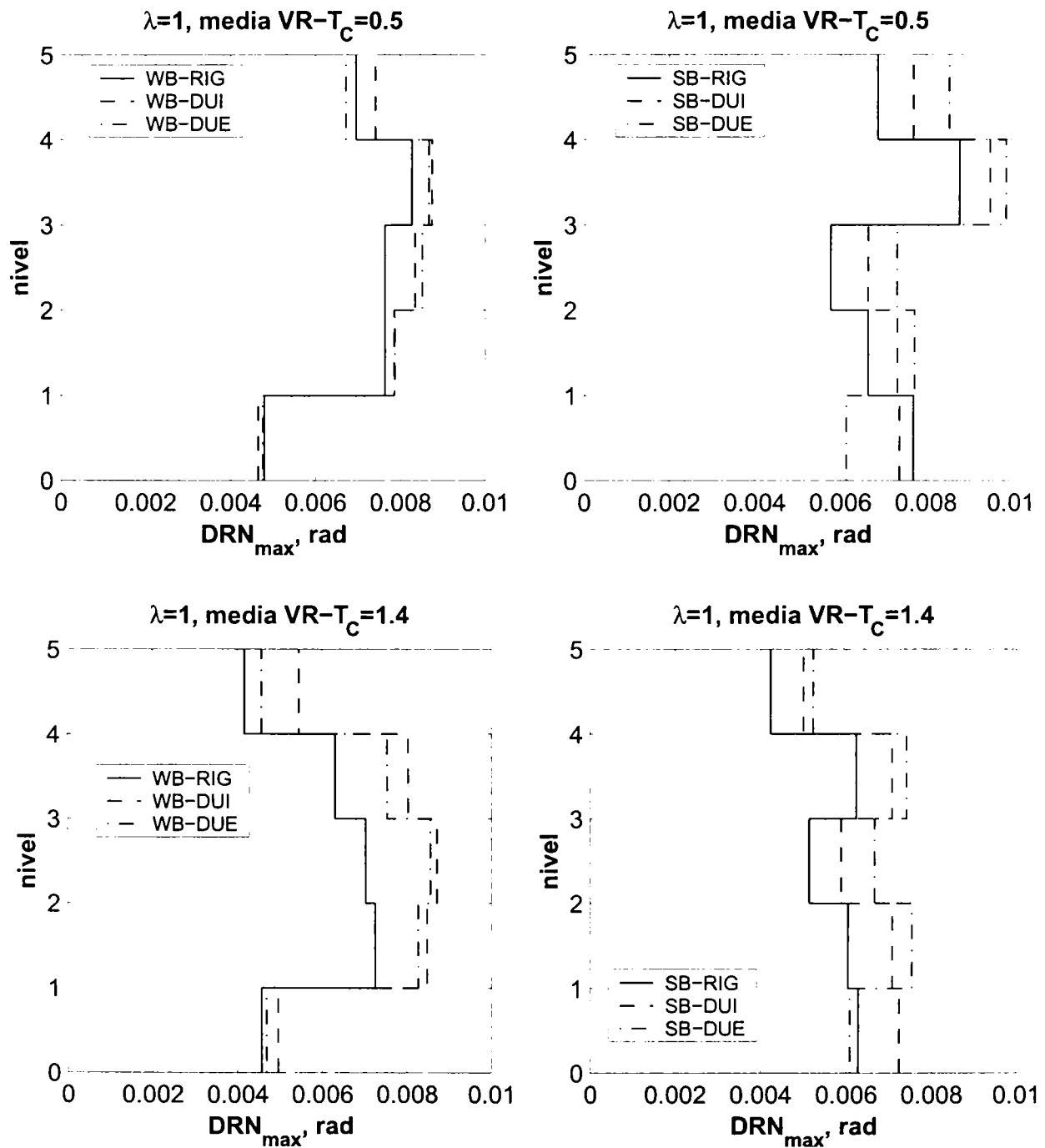


Figura 4.63: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=1$.

Multiplicatorii accelerogramei la atingerea criteriului de cedare ($DRN_{max}=3\%$) sunt prezentați în Figura 4.64 și Figura 4.65. Setul de accelerograme $T_C=1.4$ a rezultat în solicitări mult mai severe ale structurilor după plastificarea acestora, fiind caracterizat de valori mai mici ale intensității seismice la atingerea criteriului de cedare SLU. În cazul seriei WB, cadrele duale prezintă un răspuns mai slab decât cadrul rigid, în schimb au un răspuns mai bun în cazul seriei SB.

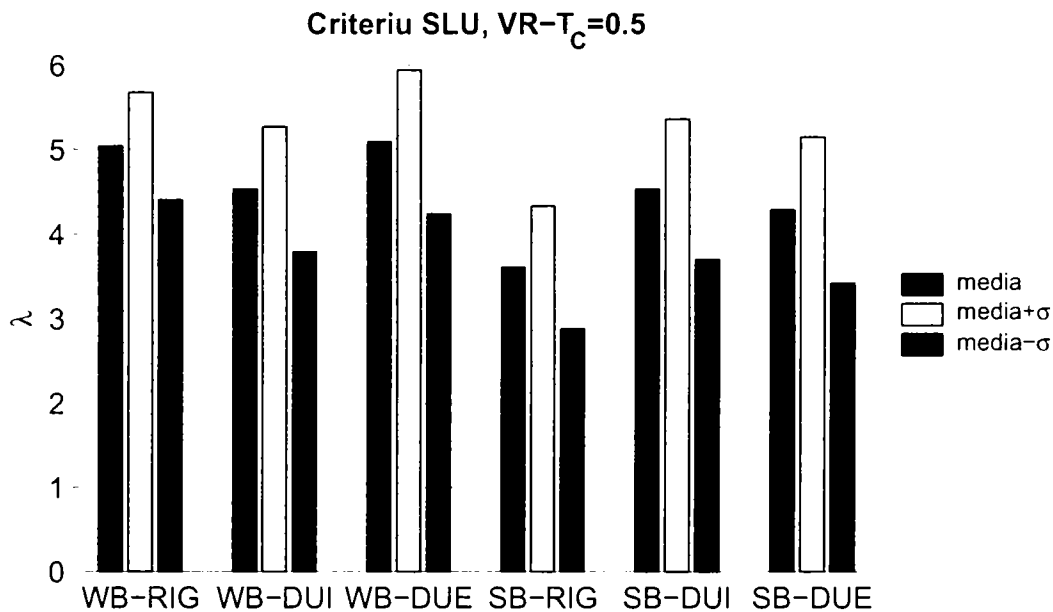


Figura 4.64: Multiplicatorul accelerogramei $\lambda_{\mu \pm \sigma}$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=0.5$.

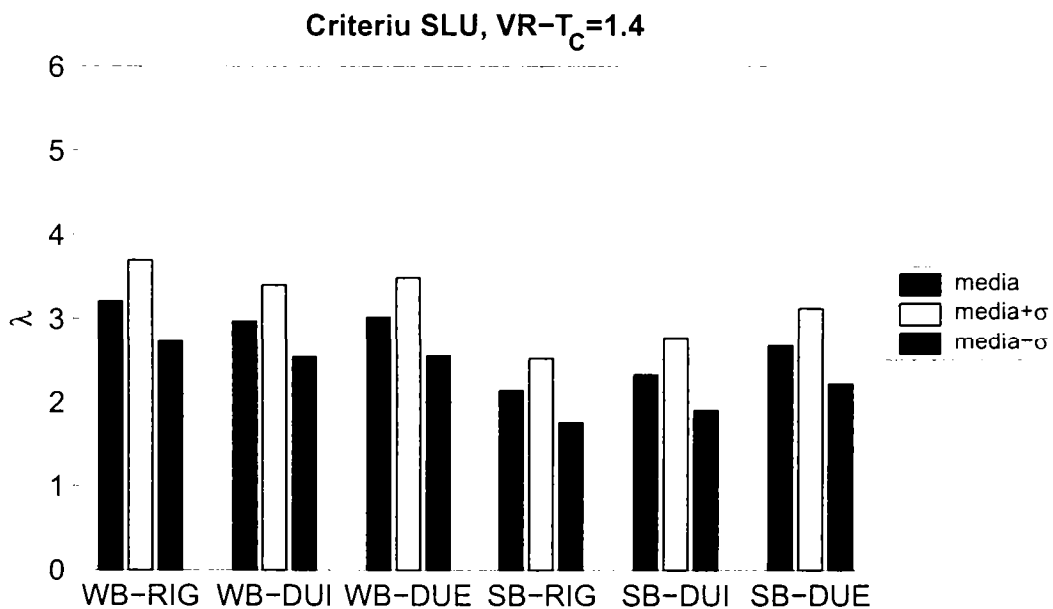


Figura 4.65: Multiplicatorul accelerogramei $\lambda_{\mu \pm \sigma}$ la atingerea criteriului de cedare la SLU, $T_C=1.4$.

Rotirile plastice maxime pe grupuri de elemente la atingerea criteriului de cedare sunt prezentate în Tabelul 4.21. În cazul seriei WB, cerința maximă de deformații plastice se înregistrează în rigle și noduri. Configurația structurii are o influență minimă asupra rotirilor plastice maxime, totuși, cadrele duale au condus la cerințe mai mici în stâlpi. În cazul seriei SB, Rotirile maxime se înregistrează în stâlpi, iar influența configurației structurale este mai importantă. Cadrele duale reduc cerința de deformație plastică în

stâlpi, solicitând mai puternic nodurile și riglele. Grupul de accelerograme $T_C=1.4$ are ca și efect o solicitare mult mai puternică a stâlpilor decât în cazul $T_C=0.5$, reducând la minim atât influența benefică a stâlpilor tari (seria WB), cât și a configurației duale (seria SB). Cu toate acestea, răspunsul structurilor la starea limită ultimă este foarte bun, multiplicatorii accelerogramei la atingerea criteriului de cedare fiind mult superiori intensității seismice la SLU - $\lambda = 1.0$.

Tabelul 4.21: Rotiri plastice pe grupe de elemente la atingerea criteriului SLU – $DRN_{max}=3\%$, media analizelor dinamice.

set accel.	θ_{pl}	structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_C=0.5$	stâlpi	0.015	0.013	0.014	0.027	0.025	0.021
	rigle	0.029	0.029	0.027	0.017	0.022	0.022
	noduri	0.000	0.029	0.029	0.000	0.023	0.030
$T_C=1.4$	stâlpi	0.022	0.021	0.020	0.026	0.026	0.026
	rigle	0.028	0.028	0.028	0.011	0.018	0.021
	noduri	0.000	0.028	0.029	0.000	0.018	0.028

Multiplicatorii accelerogramei la atingerea instabilității dinamice pentru setul $T_C=1.4$ de mișcări seismice sunt prezentați în Tabelul 4.22. În cazul grupului $T_C=0.5$ de mișcări seismice, doar cadrele SB-RIG și SB-DUI, sub acțiunea înregistrării VR86-MAG-NS au înregistrat multiplicatori ai accelerogramei mai mici decât șapte. Cadrele din seria WB au un răspuns net superior celor din seria SB, un singur caz înregistrând instabilitatea dinamică în intervalul investigat. În cadrul seriei SB, structura SB-DUE are un răspuns net mai favorabil. Dintre cadrele SB-DUI și SB-RIG cel rigid este în general mai sensibil la instabilitatea dinamică, dar influența înregistrărilor este mai mare. Totuși, multiplicatorii accelerogramei la atingerea instabilității dinamice depășesc cu mult intensitatea corespunzătoare verificării stării limită de prevenire a colapsului ($\lambda=1.5$), astfel încât toate structurile au un răspuns satisfăcător din acest punct de vedere.

Tabelul 4.22: Multiplicatorul accelerogramei la atingerea instabilității dinamice, grupul $T_C=1.4$.

accelerograma	structura					
	WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
VR77-INC-NS	>7	>7	>7	2.9	2.5	>7
VR86-ERE-N10W	>7	>7	>7	3.2	3.1	>7
VR86-INC-NS	>7	>7	>7	2.8	5.7	>7
VR86-MAG-NS	>7	>7	>7	>7	>7	>7
VR90-ARM-S3E	6.7	>7	>7	3.7	4	5.4
VR90-INC-NS	>7	>7	>7	4	4.8	>7
VR90-MAG-NS	>7	>7	>7	6.7	5.9	>7

Factorii de reducere a forțelor seismice evaluați în baza analizei dinamice incrementale, sunt prezentați în Tabelul 4.23. Ca și în cazul cadrelor necontravântuite analizate în capitolul 4.6, structurile posedă o suprarezistență de proiectare (R_{Sd}) deloc neglijabilă. Aceasta este mai mare la cadrele rigide ($R_{Sd}=2.5-3.4$), în special la seria SB. De notat totuși că structura rigidă SB-RIG are o greutate mai mică decât WB-RIG, suprarezistența mai mare fiind o consecință a distribuției optime a rigidității și rezistenței în cazul SB-RIG. Cadrele duale cu noduri interioare sunt caracterizate de cele mai mici valori ale suprarezistenței de proiectare.

Tabelul 4.23: Factori de reducere a forțelor seismice, media analizelor dinamice.

set accel.	factori de reducere	structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_C=0.5$	R_{Sd}	2.5	1.0	2.4	3.3	1.4	1.9
	R_R	2.0	5.8	2.3	1.3	3.1	2.6
	R_S	4.9	5.8	5.4	4.4	4.3	4.8
	R_μ	6.3	4.4	5.9	4.7	6.0	5.1
	R	11.8	24.9	12.8	6.3	18.2	12.7
	R_d	30.1	25.5	31.4	20.7	25.6	24.3
$T_C=1.4$	R_{Sd}	2.5	1.3	2.2	3.4	1.8	2.3
	R_R	1.8	3.4	2.1	1.3	2.6	2.1
	R_S	4.5	4.2	4.7	4.5	4.5	4.9
	R_μ	2.9	3.2	2.8	1.9	2.3	2.4
	R	5.2	10.9	6.0	2.5	5.8	5.0
	R_d	13.0	13.6	13.2	8.6	10.1	11.7

Redundanța R_R are o tendință opusă suprarezistenței, configurația duală și stâlpii mai tari ducând la o creștere a acesteia. Suprarezistența totală, fiind produsul factorilor R_{Sd} și R_R , este afectată mai puțin de tipul structurii fiind totuși mai mică în cazul grupului $T_C=1.4$ de accelerograme.

Factorul de reducere datorat ductilității R_μ este afectat substanțial de conținutul de frecvențe al mișcării seismice, setul $T_C=1.4$ conducând la valori aproximativ de două ori mai mici decât $T_C=0.5$. Cadrele duale au condus la valori mai mari ale R_μ în comparație cu structura rigidă, în special datorită forței de curgere mai mici.

Factorul de comportare R , care nu conține influența suprarezistenței de proiectare, are valori acoperitoare (mai mari decât factorul pentru care s-au proiectat structurile – $q=6$) în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$, dar descoperitoare în cazul grupului $T_C=1.4$, cu excepția cadrelor WD-DUI și WB-DUE. În toate cazurile factorul de reducere total (sau de proiectare) R_d este totuși acoperitor față de valorile prevăzute în norme.

Influența tipologiei structurii și a mișcării seismice

Curbelor de capacitate a structurilor, pentru o distribuție triunghiulară a forțelor laterale sunt prezentate în Figura 4.66. Rigiditatea inițială a structurilor scade puțin la structurile duale în comparație cu cele rigide. Rezistența parțială a nodurilor semi-rigide duce la scăderea forței tăietoare de bază capabile la cadrele duale DUI. Cadrele duale cu nodurile semi-rigide exterioare (DUE), din cauza rigidității reduse, au necesitat creșterea elementelor structurale, rezultând în forțe de bază capabile similare cu a structurilor rigide corespunzătoare.

Parametrul de stabilitate γ (vezi Tabelul 4.24) are valori similare în cadrul seriei WB de structuri, pentru ambele distribuții ale forțelor laterale. Cadrele din seria SB prezintă valori mult mai mari ale acestui parametru, indicând o sensibilitate la mecanismele plastice parțiale și la efectele de ordinul II în domeniul post-elastic. În cazul seriei SB, panta post-elastică a curbei de capacitate este sensibilă atât la tipologia structurii, cât și la distribuția forțelor laterale. Astfel, cadrul SB-DUE prezintă o ameliorare importantă a parametrului γ față de celelalte două cadre, dar acest efect este mai mic în cazul distribuției triunghiulare a forțelor laterale.

Răspunsul structurilor în termenii deplasărilor relative de nivel maxime și permanente, pentru un multiplicator al accelerogramei $\lambda=3$, care să solite structurile în domeniul post-elastic, este prezentat în Tabelul 4.25. Atât valorile maxime, cât și cele permanente ale DRN sunt puternic influențate de conținutul de frecvență al mișcărilor seismice, cât și al configurației structurale. Pentru aceeași intensitate seismică, cerința maximă de deplasare variază cu un factor având valoarea trei de la cazul cel mai favorabil la cel mai defavorabil. Setul de accelerograme $T_C=1.4$ a rezultat în o creștere a cerințelor de deplasări relative de nivel, în special a celor permanente. Seria SB este caracterizată de cerințe mai ridicate în comparație cu seria WB. Tipologia structurii are o influență minoră în cadrul seriei WB, structurile duale suferind o creștere ușoară a cerinței de deplasare, dar este importantă în cazul seriei SB, cadrele duale reducând DRN .

În Anexa II sunt prezentate curbele IDA pentru deplasarea maximă la vârf, normalizată la înălțimea structurii (δ/H) și deplasarea relativă de nivel maximă (DRN_{max}). Acestea permit urmărirea evoluției cerinței de deplasări laterale la diferite intensități ale mișcării seismice. Este interesant de observat că deplasările maxime la vârf și deplasările maxime de nivel au aceleași tendințe în cazul cadrelor din seria WB, iar configurațiile duale sunt caracterizate de cerințe mai ridicate de deplasări laterale. Situația se schimbă însă dramatic la seria SB, deplasările relative de nivel fiind mai mici la cadrele duale, în timp ce deplasările maxime la vârf continuă să fie mai mari la aceste configurații structurale. Această diferență de comportare își are explicația în importanța relativă a factorilor care afectează răspunsul seismic al cadrelor: rigiditatea/rezistența și mecanismul plastic. Cerința de deplasare maximă la vârf este controlată de rigiditatea și rezistența globală a structurii și este mai mare pentru cadrele duale, care, din cauza nodurilor semi-rigide și parțial rezistente, sunt mai flexibile și au o forță capabilă mai redusă în comparație cu structurile rigide. Cerința de deplasare relativă de nivel maximă este în schimb afectată într-o mare măsură de formarea unor mecanisme plastice parțiale. Cadrele cu stâlpii foarte puternici formează invariabil un mecanism plastic global, DRN_{max} fiind direct proporționale cu δ/H . Cadrele din seria SB, chiar dacă corespund cerințelor normative de stâlp tare – riglă slabă, sunt totuși afectate de formarea unor mecanisme plastice de nivel. În acest caz însă, cadrele duale, datorită nodurilor parțial rezistente și implicit a unor rapoarte a momentelor capabile riglă/stâlp mai favorabile, promovează un mecanism plastic de tip global, reducând DRN_{max} . Aceste raționamente sunt sprijinite și de distribuția cerințelor de ductilitate locală în structură, analizate în continuare.

Distribuția DRN_{max} pe înălțimea structurii este prezentată în Figura 4.67 și Figura 4.68. În cazul seriei WB de structuri, deplasările relative de nivel au o distribuție relativ uniformă pe înălțime pentru ambele tipuri de mișcare seismică. Valorile DRN_{max} sunt totuși mult mai mari în cazul grupului de accelerograme $T_C=1.4$, în timp ce grupul $T_C=0.5$ conduce la deplasări laterale mai mari la nivelele superioare. În cazul seriei SB, se evidențiază potențialul mai ridicat al cadrelor din această serie pentru mecanisme plastice parțiale, observându-se o concentrare puternică a cerințelor de deplasare laterală la primul nivel, în special la cadrul SB-RIG. Cadrele duale din această serie (SB-DUI, și într-o măsură mai mare SB-DUE), reușesc să reducă din acest handicap, ducând la o distribuție mai uniformă a cerinței de deplasare pe înălțime.

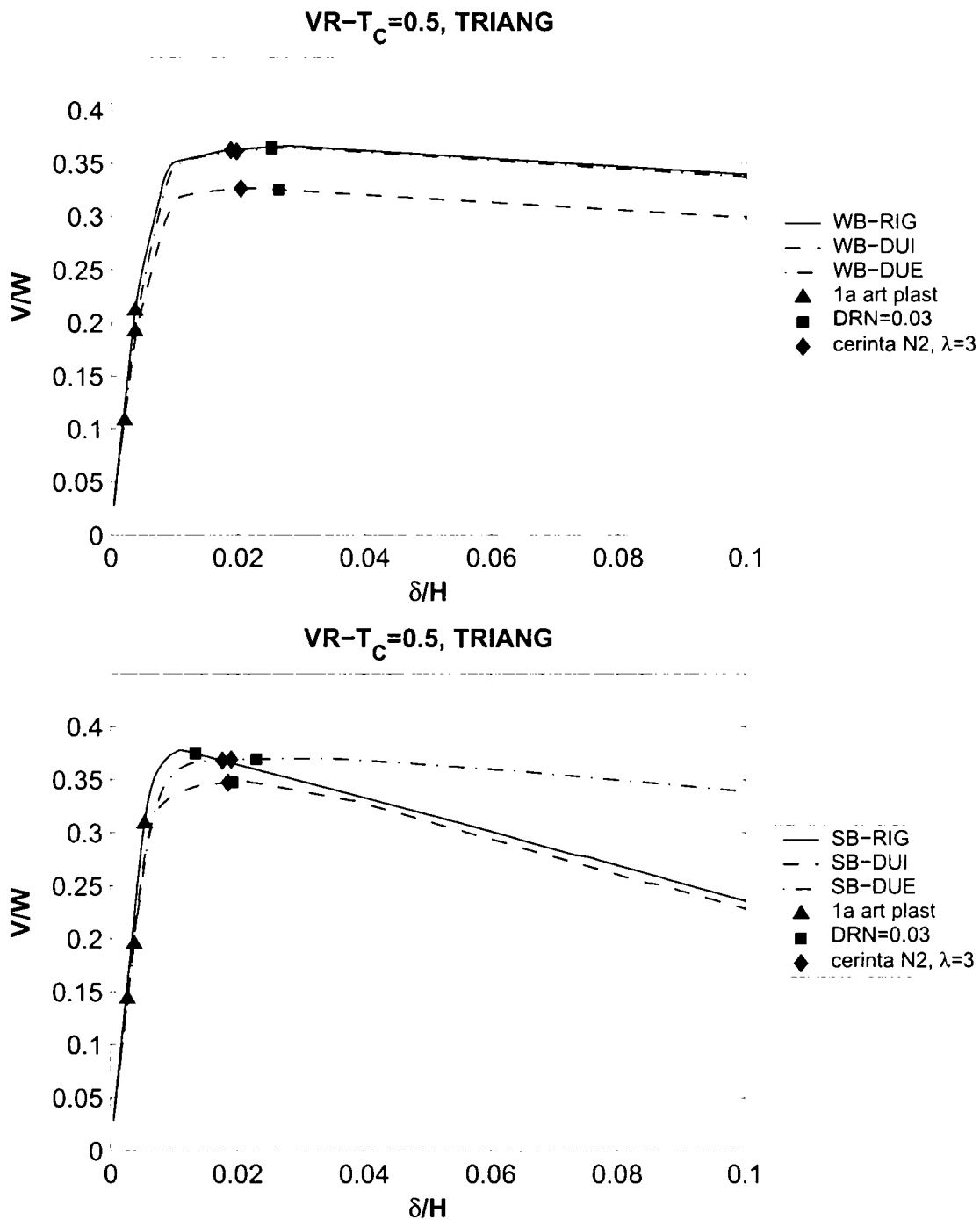


Figura 4.66: Curbele de capacitate pentru distribuția triunghiulară a forțelor laterale.

Tabelul 4.24: Coeficientul de stabilitate γ .

forțe laterale	structura					
	WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
TRIANG	-0.005	-0.006	-0.005	-0.027	-0.032	-0.007
UNIF	-0.003	-0.005	-0.005	-0.022	-0.026	-0.017

Tabelul 4.25: Deplasări relative de nivel maxime și permanente pentru $\lambda = 3.0$, media analizelor dinamice.

set accel.		structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_c=0.5$	DRN_{max}	0.017	0.019	0.017	0.027	0.023	0.023
	DRN_{per}	0.003	0.003	0.003	0.012	0.009	0.010
$T_c=1.4$	DRN_{max}	0.028	0.031	0.030	0.054	0.047	0.036
	DRN_{per}	0.015	0.016	0.014	0.035	0.024	0.018

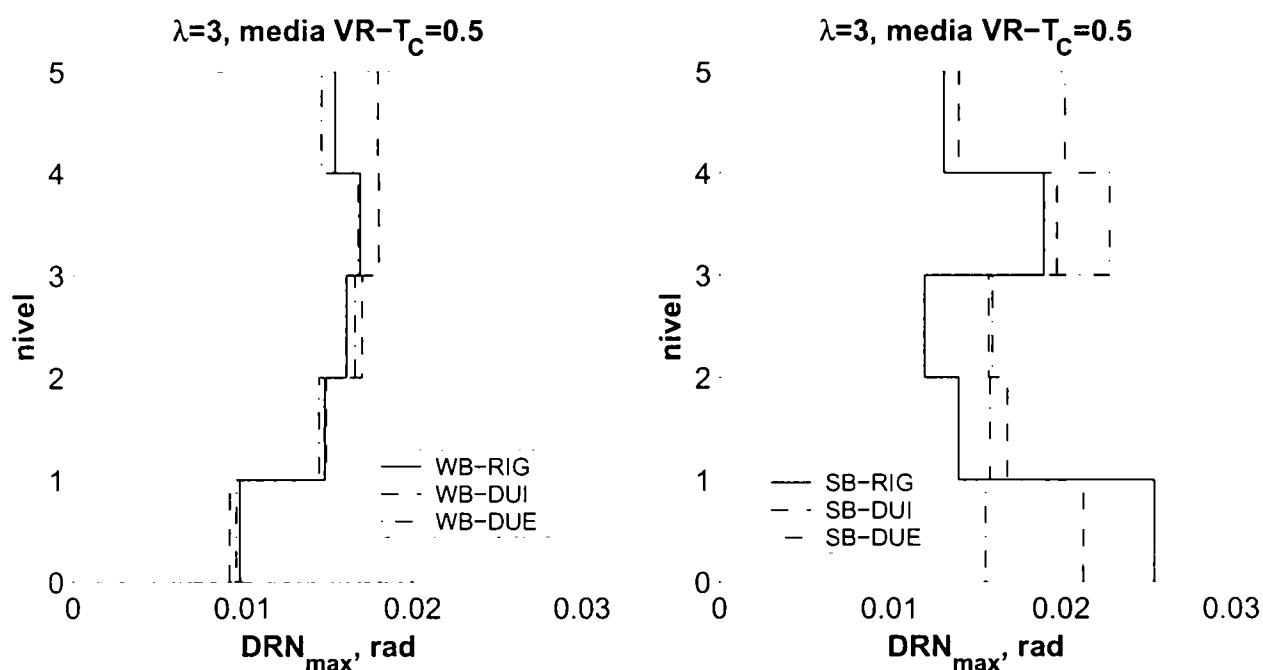


Figura 4.67: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_c=0.5$ de accelerograme.

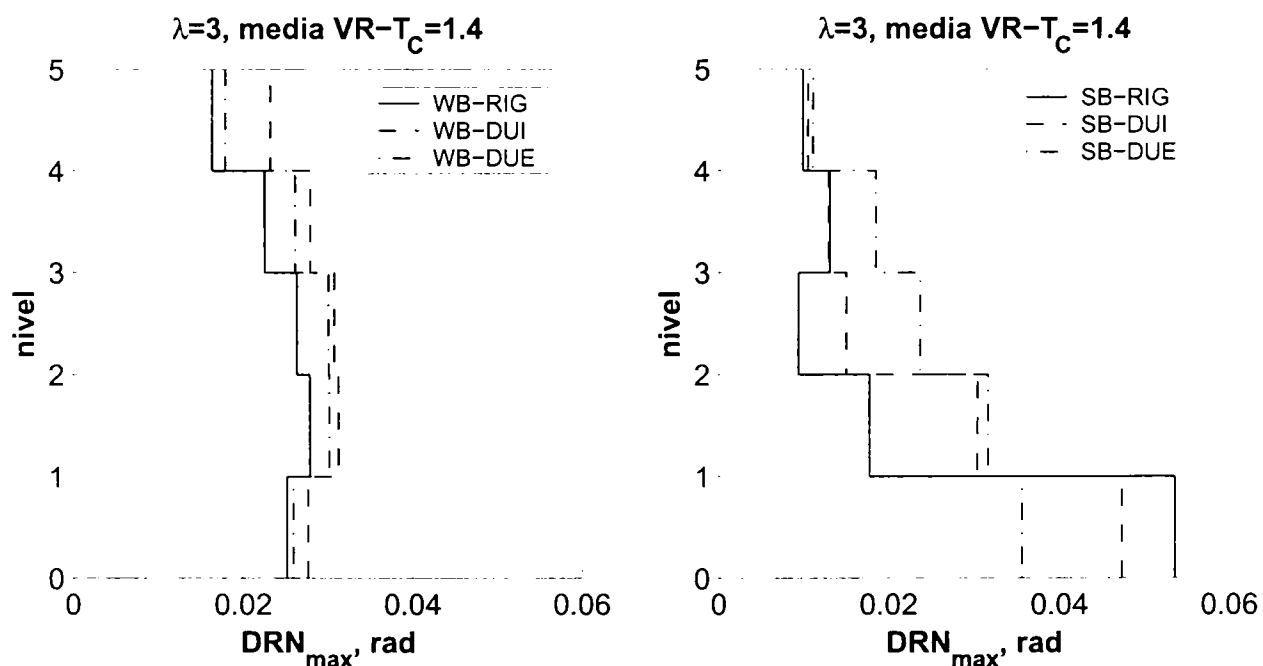


Figura 4.68: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_c=1.4$ de accelerograme.

Cerințele de rotiri plastice maxime pe grupe de elemente sunt prezentate în Figura 4.69 și Figura 4.70. Setul de accelerograme $T_c=1.4$, impune cerințe de deformații plastice mai ridicate în comparație cu $T_c=0.5$, solicitând în același timp mai puternic stâlpii. Concentrarea degradărilor în stâlpi este foarte evidentă în cazul seriei SB, în special la structura rigidă. Configurațiile duale sunt eficiente în limitarea acestui fenomen la cadrele din seria SB. Evoluția cerinței de rotiri plastice (maxime și acumulate) pe grupe de elemente funcție de intensitatea acțiunii seismice este prezentată în Anexa II.

Distribuția cerințelor de rotiri plastice în elementele structurii supuse setului de accelerograme $T_c=0.5$ pentru $\lambda=3$ este prezentată în Figura 4.71. Cadrele din seria WB

prezintă o comportare tipică unui mecanism plastic de tip global, articulațiile plastice formându-se aproape fără excepții la baza stâlpilor și la capetele riglelor sau în îmbinări. Cadrul WB-DI este "ideal" din acest punct de vedere, deoarece îmbinările parțial rezistente de la nodurile interioare îmbunătățesc raportul momentelor capabile riglă/stâlp chiar acolo unde era mai mare nevoie de acest lucru. Cadrele WB-RIG și WB-DUE prezintă rotații plastice minore în stâlpii interiori de la nivelele superioare, cei exteriori suferind articulații plastice doar la bază.

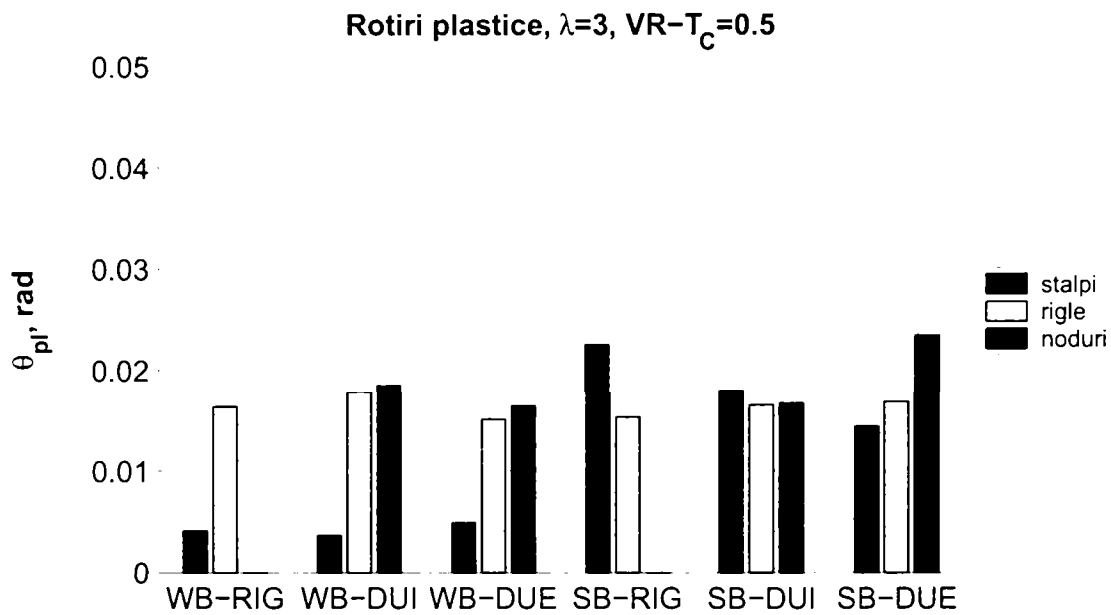


Figura 4.69: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, $T_C=0.5$.

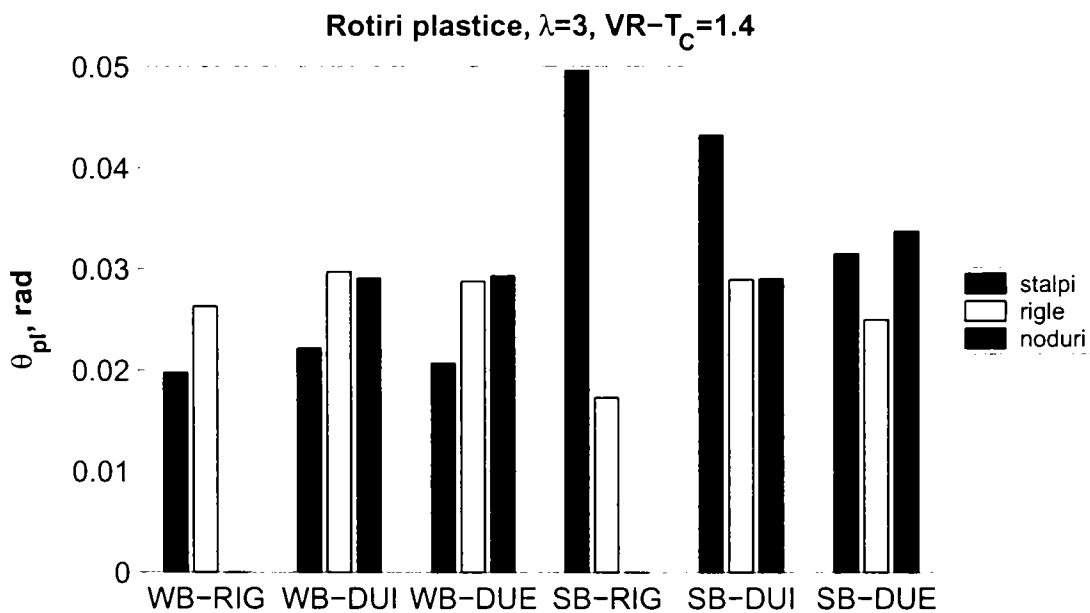


Figura 4.70: Rotirile plastice maxime pe grupe de elemente, $\lambda=3$, $T_C=1.4$.

Cadrele din seria SB prezintă distrugerii distribuite în toate elementele structurale, stâlpii fiind solicitați mult mai puternic decât în cazul celeilalte serii. Concentrarea cerinței de deformații plastice la capetele stâlpilor de la primul nivel indică un mecanism plastic de nivel în cazul structurii rigide. Configurațiile duale reduc rotațiile plastice pe înălțimea stâlpilor, cu toate că nu le elimină total. Acest fapt îmbunătățește totuși mecanismul plastic al structurilor, având o influență pozitivă asupra performanței seismice a structurii.

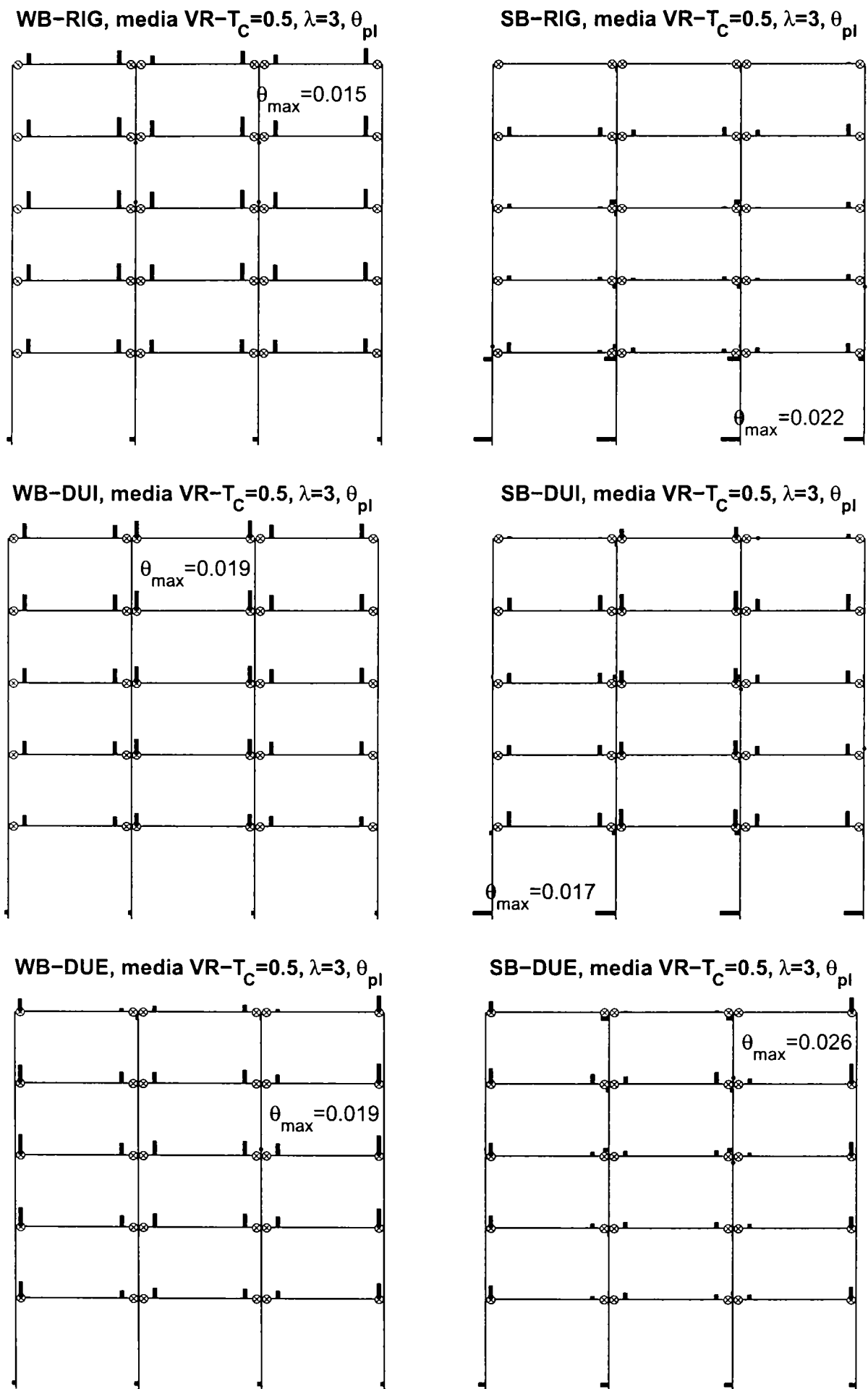


Figura 4.71: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.

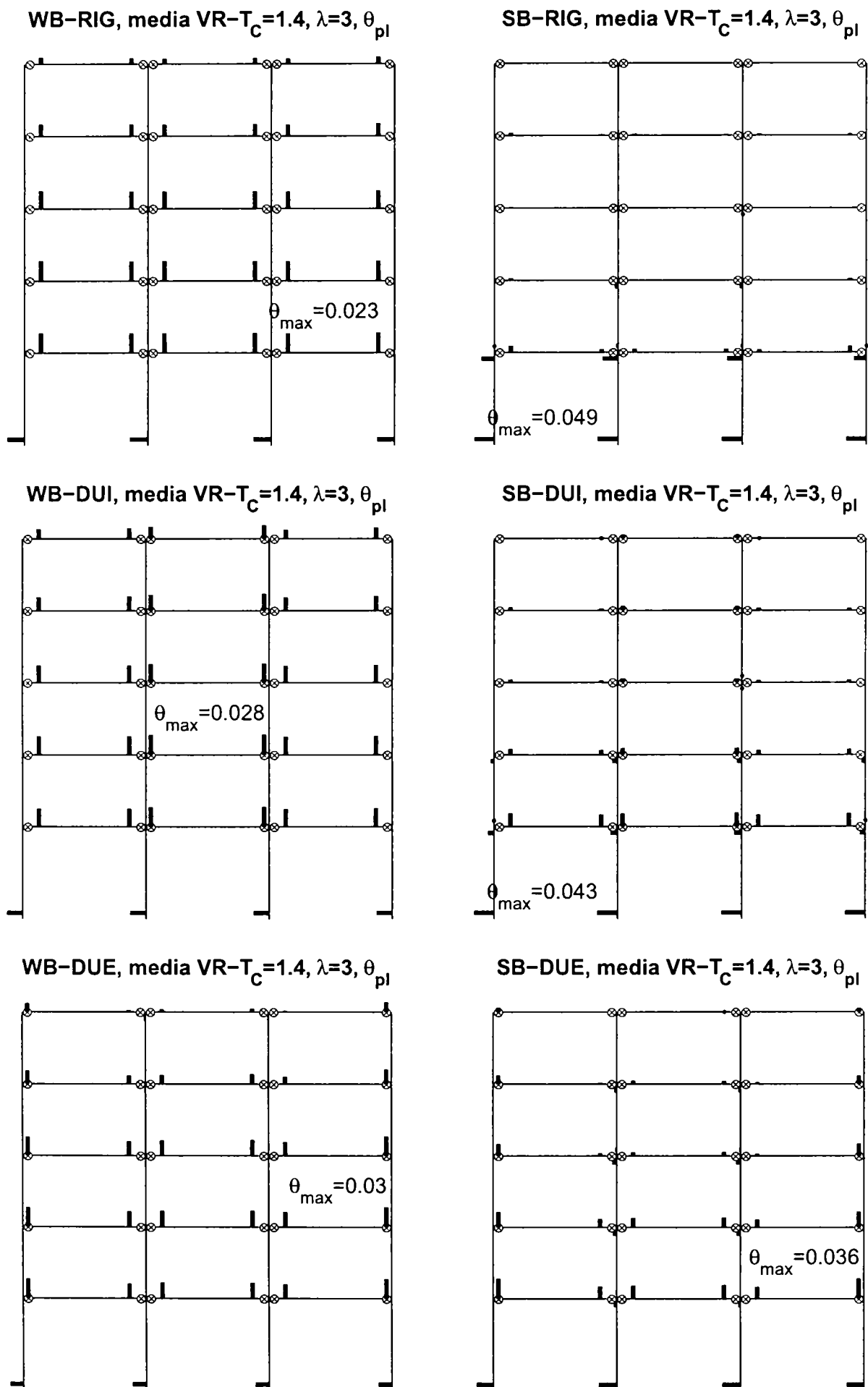


Figura 4.72: Distribuția rotirilor plastice maxime în structuri, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

În cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$ (Figura 4.72) distribuția deformațiilor plastice în elementele structurii urmează tendințele observate în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$, dar nivelele inferioare sunt solicitate mai puternic. Cu toate că baza stâlpilor de la cadrele WB suferă deformații plastice importante, acestea nu se extind pe înălțime. Mecanismul plastic este tot unul de tip global. Cadrul SB-RIG suferă o concentrare puternică a cerinței de deformații plastice în stâlpii de la primul nivel. Configurațiile duale, în special SB-DUE, reușesc să reducă cerința de deformații plastice pe înălțimea stâlpilor, promovând un mecanism plastic de tip global. Această acțiune benefică este totuși mai puțin eficientă decât în cazul setului de accelerograme $T_C=0.5$.

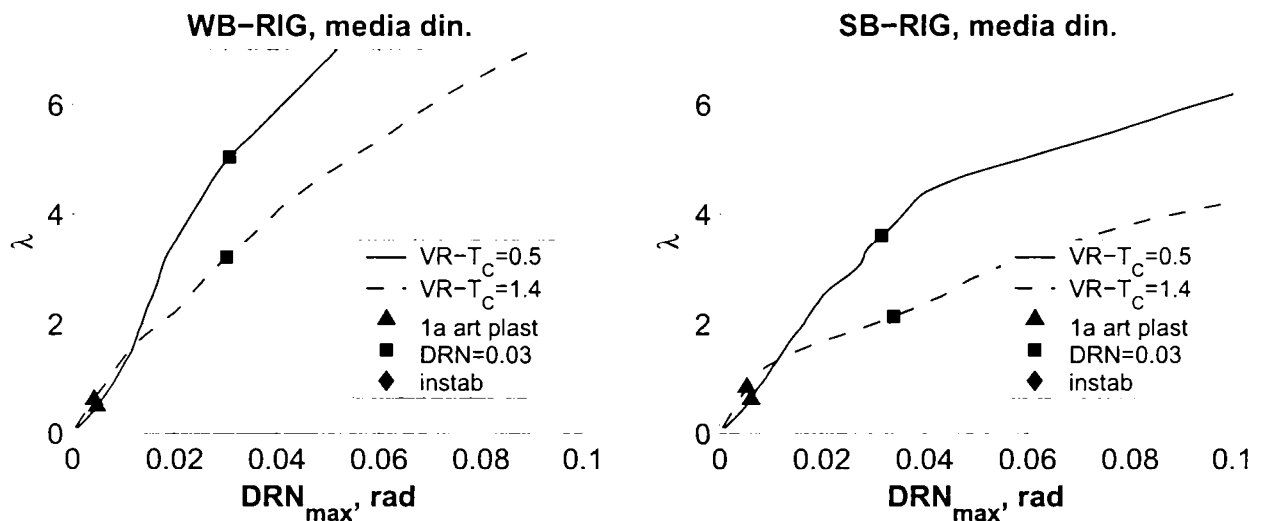


Figura 4.73: Compararea curbei $\lambda-DRN_{max}$ pentru cadrele rigide.

Influența conținutului de frecvențe al mișcării seismice și a mecanismului plastic a structurii asupra răspunsului seismic poate fi sintetizată pe baza curbelor $\lambda-DRN_{max}$ prezentate în Figura 4.73. La valori mici ale intensității seismice, când răspunsul structurii este în esență elastic, cerința de deplasări relative de nivel este mai ridicată pentru setul $T_C=0.5$, din cauza influenței modurilor superioare de vibrație. Odată cu creșterea intensității seismice peste valori de aproximativ $\lambda=1.5$, atunci când răspunsul structurii este în domeniul plastic, are loc o inversare a cerințelor de deformație impuse structurilor, setul de mișcări seismice $T_C=1.4$ fiind deosebit de sever în comparație cu $T_C=0.5$, și ducând la o creștere rapidă a deformațiilor cu intensitatea seismică. În același timp, mecanismul plastic al structurii are un rol determinant pentru performanța structurii în domeniul post-elastic. Un mecanism plastic global îmbunătățește considerabil răspunsul structurii, făcând-o mai puțin sensibilă la efectele unor mișcări seismice cu perioada de colț mai mare decât perioada structurii.

4.7.4 Compararea metodelor de analiză

În Tabelul 4.26 și Tabelul 4.27 sunt comparate cerințele de deplasare la vârf și de nivel estimate conform analizei dinamice și metodei simplificate N2, pentru o intensitate a mișcării seismice de $\lambda=3$. Corelarea dintre rezultatele celor două moduri de analiză este mai bună în cazul grupului de accelerograme $T_C=1.4$. Variația parametrilor de răspuns funcție de tipul mișcării și al structurii, este redată bine în termeni calitativi. Din punct de vedere cantitativ, metoda simplificată N2 oferă în general rezultate acoperitoare în comparație cu media analizelor dinamice. Totuși, în cazul structurii

rigide, deplasarea relativă de nivel maximă este supraestimată grosier, cu toate că deplasarea la vârf este într-o bună concordanță cu analiza dinamică.

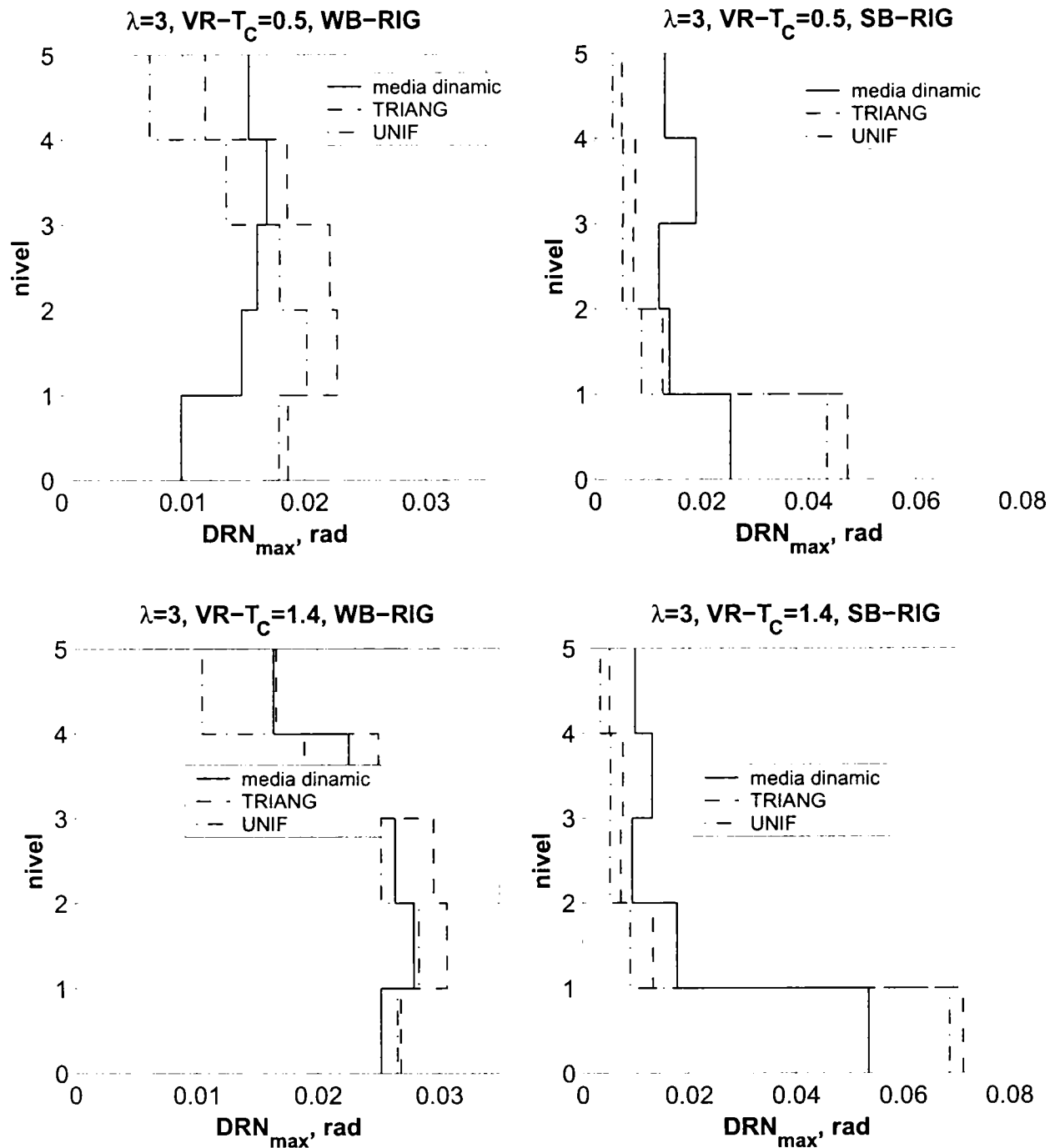


Figura 4.74: Distribuția DRN_{max} pe înălțime: comparație între media analizelor dinamice și N2.

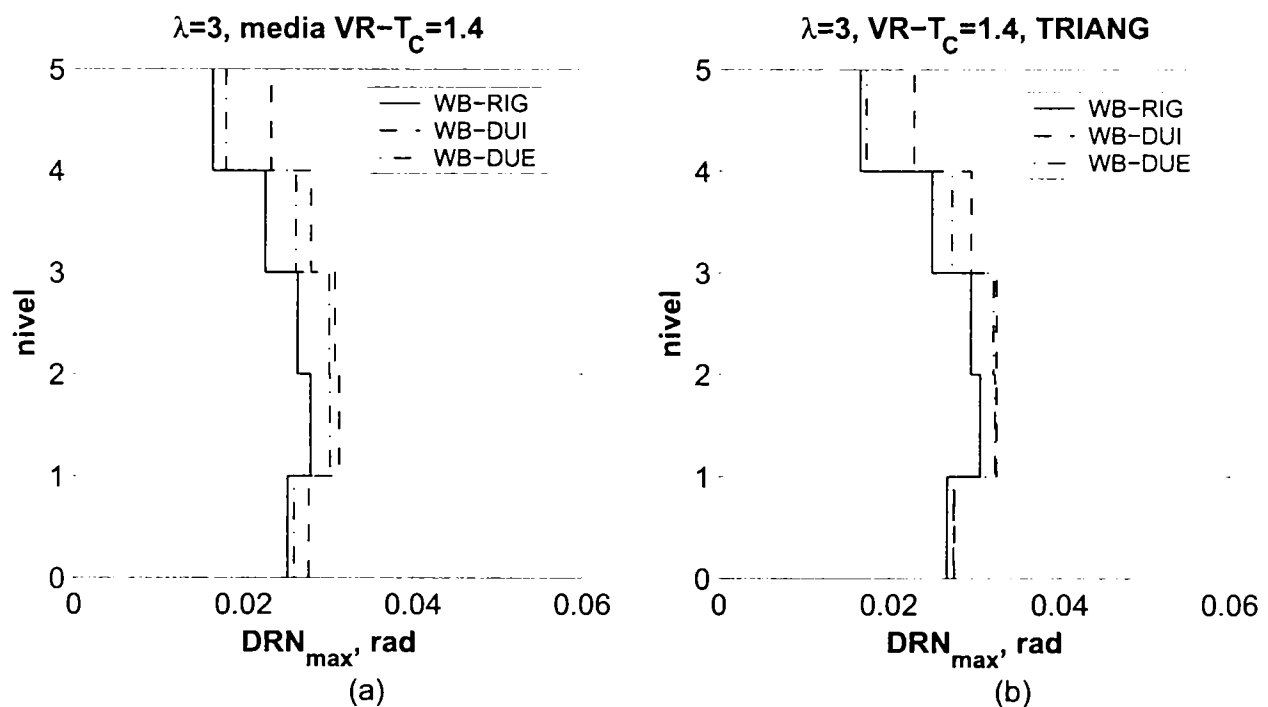
Tabelul 4.26: Deplasarea la vârf δH : comparație între media analizelor dinamice și N2, $\lambda = 3$.

set accel.	metoda de analiză	structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_c=0.5$	media din.	0.013	0.014	0.012	0.014	0.015	0.015
	N2-TRIANG	0.019	0.020	0.020	0.018	0.019	0.019
	N2-UNIF	0.016	0.017	0.016	0.015	0.016	0.016
$T_c=1.4$	media din.	0.023	0.027	0.025	0.020	0.023	0.023
	N2-TRIANG	0.026	0.029	0.027	0.023	0.026	0.026
	N2-UNIF	0.022	0.025	0.024	0.021	0.023	0.023

Tabelul 4.27: Deplasarea relativă de nivel DRN_{max} : comparație între media analizelor dinamice și N2, pentru $\lambda = 3$.

set accel.	metoda de analiză	structura					
		WB-RIG	WB-DUI	WB-DUE	SB-RIG	SB-DUI	SB-DUE
$T_C=0.5$	media din.	0.017	0.019	0.017	0.027	0.023	0.023
	N2-TRIANG	0.023	0.024	0.024	0.047	0.029	0.024
	N2-UNIF	0.020	0.021	0.021	0.043	0.037	0.025
$T_C=1.4$	media din.	0.028	0.031	0.030	0.054	0.047	0.036
	N2-TRIANG	0.031	0.033	0.032	0.071	0.043	0.034
	N2-UNIF	0.028	0.030	0.030	0.069	0.065	0.037

Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime funcție de tipul mișcării și distribuția forțelor laterale este comparată în Figura 4.74, pentru cadrele WB-RIG și SB-RIG, și o intensitate a mișcării seismice $\lambda=3$. Cu toate că forțele laterale UNIF au condus la valori maxime ale deplasărilor mai apropiate de analiza dinamică, distribuția acestora pe înălțime pare să fie redată mai bine de forțele laterale TRIANG. Metoda simplificată de estimare a cerinței de deplasare oferă rezultate satisfăcătoare în cazul unui răspuns dominat de modul întâi de vibrație (WB-RIG, $T_C=1.4$). Deplasările relative la nivelele superioare sunt subestimate atunci când modurile superioare de vibrație au un aport important la răspunsul structurii (WB-RIG, $T_C=0.5$). Pe de altă parte, efectul unor mecanisme plastice parțiale este supraestimat (WB-RIG, $T_C=1.4$).

Figura 4.75: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=3$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme: media dinamic (a) și N2-TRIANG (b).

Cu toate că metoda simplificată N2 de estimare a răspunsului seismic nu poate înlocui o analiză dinamică neliniară, ea oferă o metodă de estimare rapidă a cerințelor seismice a unei structuri. Influența tipologiei structurale este în general redată corect (vezi Figura 4.75).

4.7.5 Sintează

Configurațiile duale considerate în acest studiu au avut același număr de noduri semi-rigide. Din cele două scheme de dispunere a nodurilor, cadrele cu noduri semi-rigide interioare posedă o rigiditate mai mare în comparație cu dispunerea nodurilor semi-rigide la stâlpii exteriori. În cazul structurii studiate aici, configurația duală interioară (DUI) nu a necesitat creșterea elementelor structurale față de structura rigidă omogenă (RIG), așa cum a fost cazul configurației duale cu noduri exterioare (DUE). Aceasta se datorează faptului că primul mod de dispunere a nodurilor rigide asigură efectul de cadru pentru două dintre cele trei deschideri, în timp ce modul alternativ – doar pentru una dintre deschideri (vezi Figura 4.76). În condițiile în care starea limită a exploatarii normale dictează dimensionarea cadrelor metalice necontravântuite, este evident că structura cu mai multe cadre rigide (la același număr de noduri rigide și semi-rigide) oferă o soluție mai avantajoasă economic. Nodurile semi-rigide exterioare oferă totuși avantajul unor detalii mai simple și deci a unui cost mai redus, din cauza că nu necesită rigidizarea panoului de inimă al stâlpului.

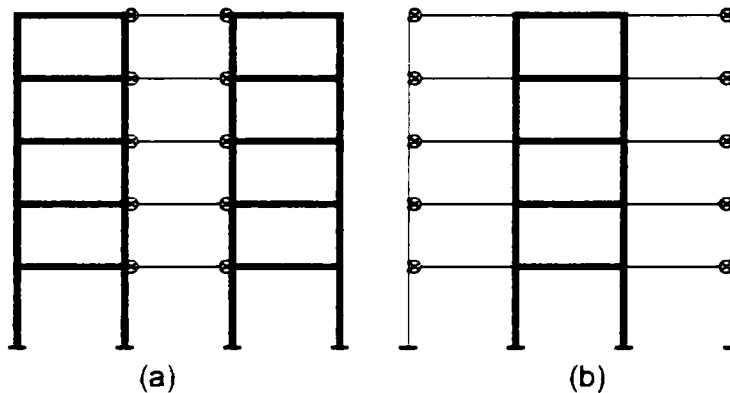


Figura 4.76: Efectul dispunerii nodurilor semi-rigide asupra rigidității structurii: configurația cu noduri interioare (a) și exterioare (b).

O altă diferență dintre schemele duale analizate o constituie modul în care nodurile semi-rigide și parțial rezistente îmbunătățesc raportul momentelor capabile riglă-stâlp. Configurația cu noduri semi-rigide interioare reduce eforturile transmise stâlpilor interiori, care sunt solicitați mai puternic din cauza riglelor concurente din ambele părți. Aceasta oferă avantajul unor cerințe mai uniforme impuse stâlpilor exteriori și a celor interiori, relaxând inclusiv necesitatea unei rigidizări excesive a panoului de inimă al stâlpului. Configurația duală cu noduri semi-rigide exterioare asigură rapoarte ale momentelor capabile riglă-stâlp mai avantajoase la stâlpii exteriori, situația fiind opusă însă la stâlpii interiori.

Lopez și Bento (2001) au propus un sistem dual format din cadre necontravântuite și pereți structurali (din beton armat), care să permită formarea de articulații plastice în stâlpi, asigurând mecanismul plastic global prin rigiditatea și rezistența peretelui structural, vezi Figura 4.77a. Această soluție permite relaxarea condițiilor de proiectare bazată pe capacitate impusă stâlpilor, asigurând în același timp un răspuns global favorabil. Tagawa și colab. (2003) au argumentat că un sistem similar poate fi folosit în cazul cadrelor necontravântuite metalice, rolul peretilor structurali fiind preluat de stâlpii exteriori, prinși articulați de rigle (vezi Figura 4.77b). Această schemă structurală este similară cadrelor DUE din studiul prezent. Cu toate că aceste cadre au avut un răspuns superior cadrelor rigide și a celui dual cu noduri interioare în cazul seriei SB, acest fapt

s-a datorat în mare parte procedurii de dimensionare a structurii, care a condus la folosirea unui stâlp mai puternic la această structură. O analiză similară efectuată pe o structură DUE, dar cu aceleași secțiuni ale stâlpilor cu structura rigidă a arătat un răspuns post-elastic foarte apropiat de configurația duală alternativă (DUI). În orice caz, prinderea articulată sau semi-rigidă a riglelor de stâlpii exteriori nu elimină solicitarea acestora la momente încovoietoare și nici formarea de articulații plastice. În comparație cu prinderea rigidă a riglelor (Figura 4.77c), prinderea articulată schimbă modul de încărcare al stâlpilor exteriori (Figura 4.77d), aceștia fiind deformați în curbura simplă (cu excepția primului nivel). Secțiunea stâlpilor exteriori, dacă sunt adoptate secțiuni similare celor pentru stâlpii interiori, nu asigură rezistența și nici rigiditatea necesară pentru eliminarea completă a articulațiilor plastice pe înălțime și implicit a unui mecanism plastic de tip global.

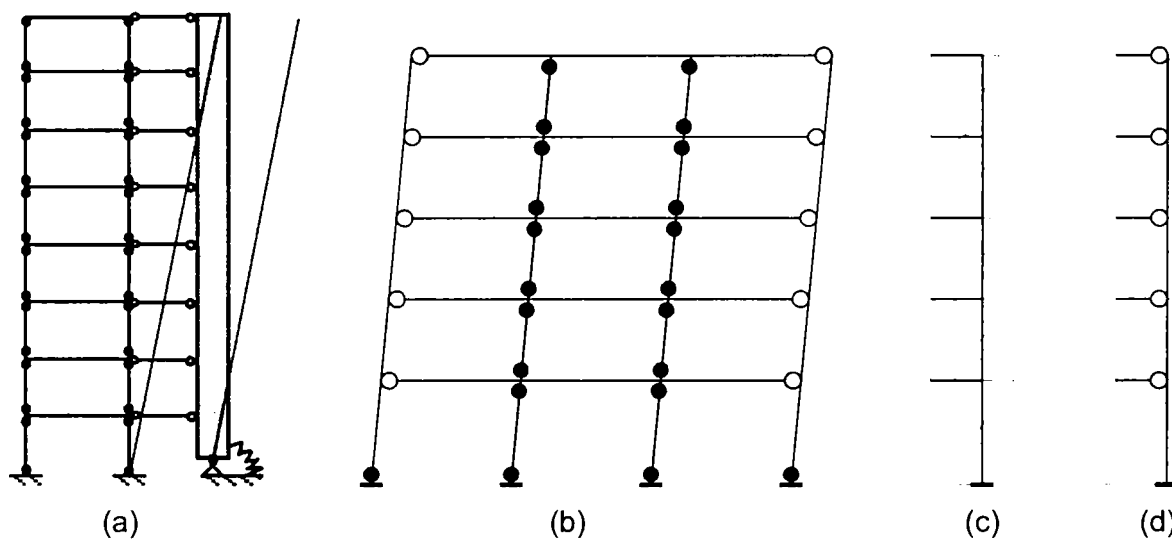


Figura 4.77: Cadre duale formate din cadre necontravântuite și pereți structurali Lopez și Bento, 2001 (a); posibilă aplicare a acestui sistem la cadrele duale necontravântuite, după Tagawa și colab, 2003 (b); momentele încovoietoare pe stâlpii exteriori la un cadru cu noduri exterioare rigide (c) și articulate (d).

Astfel, configurațiile duale cu noduri semi-rigide nu asigură în mod implicit un mecanism plastic global. Totuși, nodurile parțial rezistente reduc solicitările asupra stâlpilor adiacenți, reducând cerințele de deformații plastice impuse stâlpilor și preîntâmpinând formarea prematură a unor mecanisme plastice parțiale. Eficiența nodurilor semi-rigide în promovarea unui mecanism plastic global poate fi redusă la zero în cazul în care la dimensionarea structurii s-a asigurat un astfel de mecanism plastic prin alegerea unor stâlpi exagerat de puternici. În acest din urmă caz, cerința de deplasare la cadrele duale este mai ridicată decât la structura rigidă, din cauza unor rigidități și forțe capabile globale mai mici, cauzate de nodurile semi-rigide și parțial rezistente.

În cazul unor intensități reduse ale mișcării seismice, corespunzătoare stării limită a exploatarei normale, răspunsul global al structurii fiind elastic sau aproape elastic, mecanismul plastic nu are nici o relevanță. Cadrele duale sunt în schimb mai flexibile, și conduc la cerințe mai ridicate de deplasări laterale. În plus, acestea suferă degradări ale nodurilor semi-rigide și parțial rezistente la intensități ale acțiunii seismice sensibil mai mici decât nivelul corespunzător SLEN. Per ansamblu, cadrele duale prezintă un răspuns mai nefavorabil la starea limită a exploatarei normale în comparație cu structurile rigide.

4.8 Concluzii

Flexibilitatea cadrelor metalice necontravântuite și condițiile stringente de limitare a deplasărilor relative de nivel la starea limită a exploatarei normale din Eurocode 8 rezultă într-o supradimensionare a acestui tip de structuri din punctul de vedere al rezistenței necesare la starea limită ultimă. În cazul cadrelor rigide omogene, suprarezistența de proiectare a avut valori cuprinse între 2.5 și 3.4. Proiectarea guvernată de condițiile de rigiditate laterală și suprarezistența rezultată conduc la cerințe limitate de ductilitate la starea limită ultimă și la cea de prevenire a colapsului, verificarea acestora neîntâmpinând probleme.

Adoptarea unor noduri riglă-stâlp semi-rigide crește flexibilitatea configurațiilor structurale omogene, iar satisfacerea condițiilor de deformabilitate impune o compensare a acestora prin creșterea secțiunii riglelor. Această măsură în sine, în cazul unor noduri semi-rigide dar cu rezistența apropiată de cea a riglei nu este convenabilă, deoarece conduce la rapoarte ale momentelor capabile riglă-stâlp defavorabile. Momentul capabil redus al nodurilor semi-rigide / parțial rezistente are însă un efect favorabil asupra proiectării de capacitate a cadrelor necontravântuite. În același timp, rezistența redusă a nodurilor nu afectează dimensionarea cadrelor necontravântuite, din cauza suprarezistenței aferente. Cu toate că Eurocode 8 definește starea limită a exploatarei normale doar prin limitarea degradărilor nestructurale, în cazul cadrelor rigide limitarea deplasărilor relative de nivel asigură în mod implicit și un răspuns elastic la cutremurul de serviciu, adică limitarea degradărilor structurale. În cazul cadrelor cu noduri parțial-rezistente, suprarezistența de proiectare scade, și nodurile semi-rigide suferă deformații plastice la nivele ale acțiunii seismice inferioare cutremurului de serviciu.

Cadrelor duale cu noduri rigide și articulate prezintă unele avantaje de proiectare, cum ar fi eliminarea îmbinărilor după axa minimă de inerție a stâlpului, reducerea solicitării excesive a panoului de inimă al stâlpului la nodurile interioare, și îmbunătățirea rapoartelor momentelor capabile riglă-stâlp. Totuși, nodurile articulate reduc simțitor rigiditatea structurii și necesită secțiuni mai mari ale elementelor pentru asigurarea rigidității necesare. În același timp, structura rezultă cu mai puține zone disipative, iar optimizarea rigidității structurii poate încuraja proiectantul să folosească rigle mai puternice în comparație cu structurile rigide omogene, ceea ce conduce la favorizarea unor mecanisme plastice locale și la o redundanță scăzută a structurii.

Cadrelor necontravântuite cu noduri rigide și semi-rigide (și parțial rezistente) oferă un compromis între cadrele omogene (cu noduri rigide sau semi-rigide) și cele rigid-articulate. Spre deosebire de configurațiile rigid-articulate, cadrele duale cu noduri semi-rigide posedă o rigiditate globală mult mai bună, apropiată de cea a cadrelor rigide omogene (la aceleași secțiuni de elemente). Pentru optimizarea rigidității laterale a cadrelor duale, se va urmări asigurarea efectului de cadru rigid pentru cât mai multe deschideri, prin dispunerea nodurilor semi-rigide între deschideri cu noduri rigide. Această strategie asigură o eficiență mai mare a nodurilor rigide la cadrele duale, la același număr de noduri semi-rigide. Spre deosebire de cadrele omogene rigide, cadrele duale cu noduri semi-rigide oferă rapoarte ale momentelor capabile riglă-stâlp mai favorabile, reducând posibilitatea formării unor mecanisme plastice de nivel, îmbunătățind astfel capacitatea de disipare a energiei și răspunsul global al structurii.

Totuși, configurațiile duale în sine nu elimină complet formarea mecanismelor parțiale de nivel. Asigurarea unui mecanism plastic global poate fi realizată doar prin folosirea unei suprarezistențe exagerate a stâlpilor față de rigle. Această procedură de proiectare este însă inefficientă din punct de vedere al rigidității și conduce la o creștere a greutateii structurale. În cazul unor cadre cu un mecanism plastic garantat, configurațiile duale nu au nici o acțiune benefică asupra răspunsului seismic al structurii și duc la deformații laterale mai mari. Singurul avantaj îl constituie costul redus al nodurilor rigide.

Structurile uzuale proiectate conform Eurocode 8 rezultă cu stâlpi cu o suprarezistență minimă față de rigle, dar cu o distribuție optimă a rigidității elementelor structurale față de cadrele cu un mecanism plastic global. La acest mod de dimensionare, performanța cadrelor duale cu noduri rigide și semi-rigide este diferită funcție de intensitatea acțiunii seismice. La intensități mici, corespunzătoare stării limită a exploatații normale, configurațiile duale asigură rigiditatea necesară la forțe laterale (în multe cazuri fără o creștere a greutateii structurii față de structurile rigide), limitând degradările nestructurale. Totuși, spre deosebire de structurile rigide omogene, cadrele duale suferă degradări structurale la nivele ale acțiunii seismice chiar mai mici decât cele corespunzătoare stării limită a exploatații normale, prin plastificarea nodurilor semi-rigide.

La nivele ridicate ale acțiunii seismice, care induc cerințe de deplasare relativă de nivel apropiate de cele care definesc starea limită ultimă (deplasări laterale de nivel de aprox. 0.03 rad) sau mai mari, cadrele duale au un comportament superior celor omogene rigide. Aceasta se datorează în principal favorizării unui mecanism plastic de tip global, care preîntâmpină concentrarea cerințelor de deplasare într-un singur nivel și asigură o capacitate mai ridicată de disipare a energiei seismice. Același fenomen are ca efect un comportament superior al cadrelor duale la intensități foarte ridicate ale acțiunii seismice, acestea fiind mai puțin sensibile la atingerea instabilității dinamice, asociate stării limită de prevenire a colapsului.

Pentru alcătuirea cadrelor duale sunt de preferat noduri semi-rigide care să elimine sudura (pentru a putea înlocui facil elementele degradate în urma unui cutremur) și să fie ductile. Îmbinări care să combine aceste cerințe pot fi de exemplu cele cu corniere pe talpă și inimă, îmbinări cu T-uri, etc. Pentru asigurarea unei ductilități corespunzătoare, componenta cea mai slabă a îmbinării trebuie să aibă un mod de cedare ductil (talpa cornierei sau a T-ului la încovoiere asigură acest lucru).

Configurațiile duale cu noduri rigide și semi-rigide, chiar și atunci când ultimele au o rezistență relativ mică, nu asigură o izolare a deformațiilor plastice doar în nodurile semi-rigide. De aceea, în urma unui cutremur sever, rămâne problema remedierii degradărilor la nodurile rigide, mai greu de realizat.

Flexibilitatea ridicată a cadrelor necontravântuite amplasate pe terenuri tari are ca efect situarea perioadei fundamentale a structurii în domeniul de viteze spectrale constante. În aceste condiții, răspunsul inelastic al structurilor este guvernat de conceptul "deplasărilor egale", care asigură factori de reducere a forțelor seismice datorati ductilității relativ ridicați. Totuși, cutremurele locale afectate de efectul de directivitate și terenurile foarte slabe pot genera mișcări seismice cu un conținut bogat de frecvențe în domeniul perioadelor mai mari decât perioada fundamentală a cadrelor metalice

necontravântuite. Mișcări seismice cu perioada de colț T_C în jur de 1.4 secunde sunt specifice unor amplasamente pe terenuri slabe din România. Astfel de mișcări seismice nu afectează răspunsul elastic al cadrelor necontravântuite, cu perioada fundamentală mai mică decât perioada de colț, dar amplifică substanțial cerința de deplasare în domeniul inelastic de comportare. Pentru cadrele analizate în acest studiu, factorii medii de reducere a forțelor seismice datorati ductilității au suferit o reducere de la 5.4 în cazul mișcării seismice $T_C=0.5$ la 2.6 în cazul $T_C=1.4$. Acest aspect al interacțiunii dintre răspunsul inelastic al structurilor și tipul de mișcare seismică nu este reflectat în normele actuale anti-seismice și poate fi deosebit de periculos pentru structuri care nu posedă suprarezistența foarte mare generată de cerințele Eurocode 8 pentru starea limită a exploatării normale.

Analiza statică neliniară și metodele bazate pe deplasare (N2) oferă informații importante asupra răspunsului seismic al structurilor dominat de modul întâi de vibrație, comparabile calitativ și cantitativ cu rezultatele "exacte" ale analizei dinamice neliniare. Distribuția triunghiulară de forțe laterale a dat în general rezultate mai bune în comparație cu cea uniformă. Exactitatea analizei statice neliniare suferă în cazul în care modurile superioare de vibrație au un aport important la răspunsul structurii. În plus, analiza statică neliniară are tendința să supraestimeze cerința de deformație în nivelele afectate de mecanisme plastice parțiale. Cu toate acestea, metoda de analiză bazată pe deplasare oferă o estimare rapidă a răspunsului seismic al structurilor și este deosebit de utilă în cazul cadrelor duale, din cauza caracteristicilor diferite ale nodurilor rigide și a celor semi-rigide.

CADRE DUALE CONTRAVÂNTUITE EXCENTRIC

5.1 Introducere

Structurile de rezistență folosite în construcții pot fi reduse la un număr limitat de tipuri structurale bine definite. Acest lucru face posibilă schematizarea structurii, analiza și dimensionarea ei, funcție de încărcările la care este solicitată. Astfel, în cazul construcțiilor metalice multietajate, tipurile structurale de bază sunt (Figura 5.1):

- cadrele necontravântuite
- cadrele contravântuite centric (în X, K, V, etc.)
- cadrele contravântuite excentric
- diafragmele metalice (folosite cu precădere în SUA și Japonia). O categorie aparte a acestor tipuri de structuri o reprezintă cadrele cu diafragme din oțel cu limita de curgere redusă, care oferă o ductilitate excelentă. Aceste sisteme structurale sunt folosite aproape exclusiv în Japonia, unde au fost studiate în detaliu, inclusiv experimental
- cadrele duale, alcătuite din cadre metalice necontravântuite și una din variantele cadrelor contravântuite sau a diafragmelor metalice

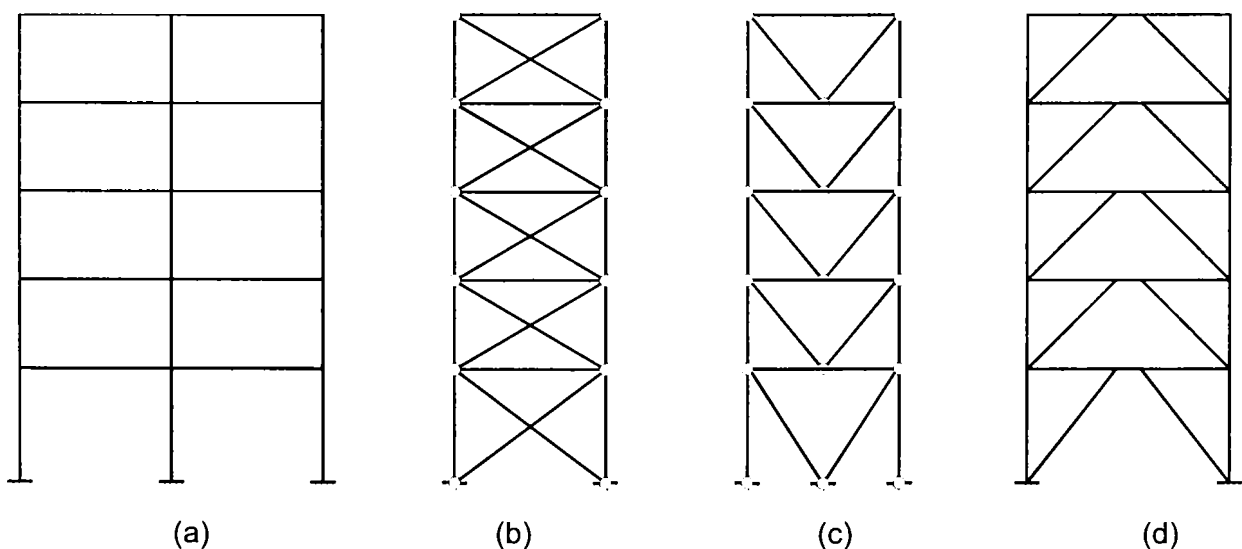


Figura 5.1: Principalele tipuri de structuri metalice: cadre necontravântuite (a), cadre contravântuite centric în X (b), cadre contravântuite centric în V (c), cadre contravântuite excentric (d), Eurocode 8, 1994.

În plus față de aceste tipuri structurale "pur metalice", se menționează soluțiile mixte, obținute prin combinarea unei structuri metalice cu elemente din beton armat sau zidărie (Eurocode 8, 1994). Structurile duale sunt folosite curent la structurile din beton armat, obținute prin combinarea pereților structurali cu cadre necontravântuite, fie prin legarea mai multor pereți structurali prin grinzi de cuplare.

Sisteme duale pot rezulta uneori din necesități de ordin arhitectonic și/sau economic. Astfel, travei formate din cadre contravântuite pentru limitarea deplasărilor laterale pot fi combinate cu travei din cadre necontravântuite pentru asigurarea unui spațiu liber. Conlucrarea celor două sisteme are loc prin efectul de șaibă rigidă al planșeelor, care trebuie să fie dimensionate pentru a putea transmite eforturile suplimentare datorate diferenței de rigiditate dintre cele două subsisteme.

Normele de proiectare antiseismică prevăd diverse criterii de proiectare și alcătuire pentru fiecare tip structural, pentru asigurarea unui comportament seismic adecvat. Cadrele duale sunt tratate în schimb mult mai sumar, proiectantul fiind îndrumat către criteriile de proiectare specifice structurilor componente în parte. În plus, se menționează doar că forțele laterale sunt preluate de către substructuri proporțional cu rigiditatea lor (Eurocode 8, 1994). Normele americane (NEHRP 2000) mai impun și condiții de rezistență, astfel, cadrele necontravântuite trebuie să fie capabile să preia cel puțin 25% din forța laterală de calcul pentru a califica ansamblul de cadre necontravântuite și cadre contravântuite/ în diafragme drept cadre duale. Acest criteriu este stabilit însă în mod arbitrar și nu are la bază un studiu specific (NEHRP 2000, comentarii).

Din punct de vedere al proiectării, structurile duale nu oferă un avantaj anume față de structurile omogene. De cele mai multe ori aportul cadrelor necontravântuite la rezistența de ansamblu a cadrelor duale este neglijată, forțele seismice fiind preluate de către substructura mai rigidă (cadre contravântuite/ în diafragme). Această abordare se datorează simplificării calculului structural și a verificărilor de siguranță necesare a fi efectuate, proiectantul având o libertate mai mare în optimizarea structurii, nefiind necesară, de exemplu, asigurarea unei suprazistențe a stâlpilor față de rigle în cazul cadrelor necontravântuite secundare. Structurile omogene, cu noduri articulate în deschiderile necontravântuite sunt preferate în multe cazuri, din cauza costului redus al acestor îmbinări.

Acest capitol studiază structurile duale obținute prin combinarea a două substructuri cu proprietăți (rigiditate, rezistență și ductilitate) substanțial diferite, cum ar fi cadrele contravântuite excentric combinate cu deschideri necontravântuite cu noduri rigide. Spre deosebire de cadrele duale necontravântuite, analizate în capitolul 4, componentele structurilor duale contravântuite/necontravântuite influențează într-o măsură mai mare caracteristicile globale ale structurii și este de așteptat ca și răspunsul seismic să fie afectat corespunzător.

5.2 Studii existente

Akiyama (1999) a arătat că structurile de tip "flexibil-rigid" sunt cele mai eficiente din punct de vedere seismic. Se așteaptă ca subsistemul flexibil să prevină deplasările relative de nivel excesive, iar cel rigid să disipeze energia seismică prin deformații plastice (vezi Figura 4.32). S-a propus o modalitate practică de obținere a unui astfel de sistem, prin combinarea unor variante speciale de îmbinări rigide și semi-rigide, adaptate sistemului constructiv folosit în Japonia. Soluția este prezentată mai amănunțit în capitolul 4.5. Partea problematică a soluției constă în faptul că subsistemul flexibil trebuie să posede o rezistență superioară celui rigid. Acesta poate fi însă dificil, dacă nu imposibil de realizat prin metode uzuale, cunoscut fiind faptul că

rezistența și rigiditatea sistemelor structurale sunt în relație directă, o creștere a rigidității ducând în general la o creștere a rezistenței.

Iyama și Kuwamura (1999) au studiat aspectul probabilistic al sistemelor duale cu un grad de libertate dinamică. Sistemul dual folosit de autori este alcătuit dintr-un cadru necontravântuit și unul contravântuit centric cu perioade proprii de vibrație diferite (vezi Figura 5.2). Structura duală obținută este denumită "rezistentă la cedare" deoarece furnizează o cale alternativă pentru încărcarea seismică (cadru necontravântuit) în cazul cedării sistemului primar (cadru contravântuit). Analizele dinamice efectuate au arătat că sistemul dual posedă un factor de siguranță superior celor omogene (formate doar din cadrul contravântuit sau cel necontravântuit), ținând cont de caracteristici necunoscute ale mișcărilor seismice viitoare. S-a arătat de asemenea că beneficiile sistemului dual sunt sporite pentru diferențe mari între perioadele proprii de vibrație a subsistemelor și atunci când ductilitatea subsistemelor este mică.

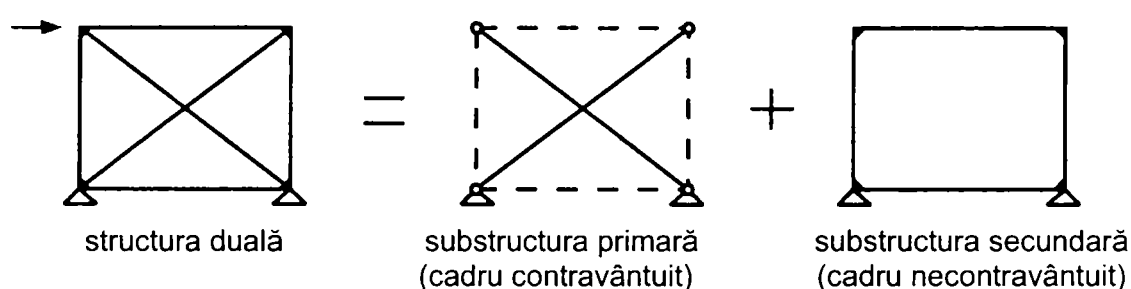


Figura 5.2: Alcătuirea sistemului dual studiat de către Iyama și Kuwamura (1999).

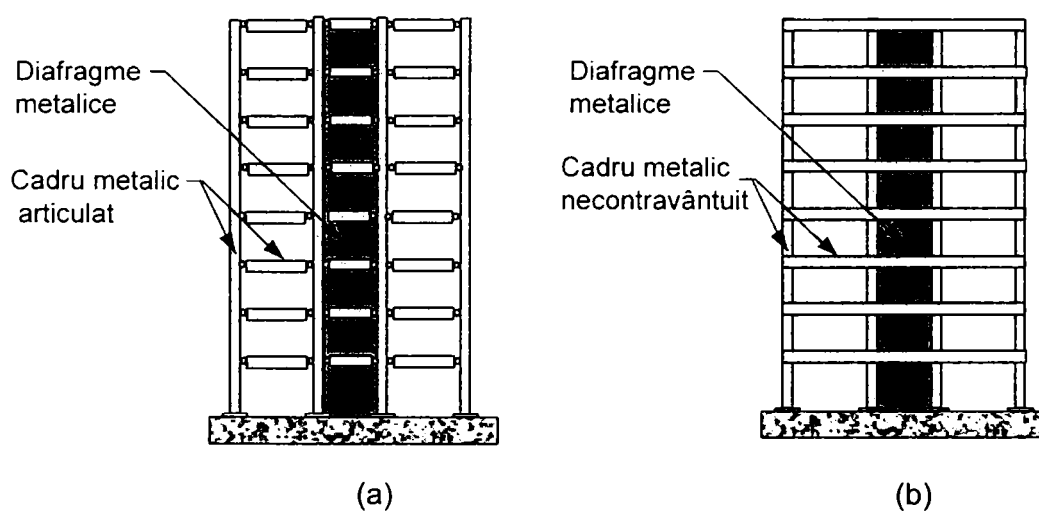


Figura 5.3. Cadre în diafragme metalice standard (a) și duale (b), Astaneh-Asl, 2001.

Astaneh-Asl (2001) a studiat structurile cu diafragme metalice, subliniind importanța liniilor multiple de rezistență, obținute în mod natural prin combinarea diafragmelor metalice și a cadrelor necontravântuite (vezi Figura 5.3). S-a arătat că dacă diafragma metalică este amplasată în interiorul unui cadru necontravântuit (și nu paralel cu acesta, în altă axă), prezența diafragmei la colțurile cadrului necontravântuit reduce cerința de ductilitate a îmbinărilor acestuia. În plus, atunci când diafragma este amplasată în interiorul cadrului necontravântuit, preluarea forțelor laterale de către cele două subsisteme este directă, nefiind nevoie de planșee rigide și puternice pentru transferul eforturilor între diafragme și cadrele necontravântuite. Chiar și atunci când structura în diafragme nu face parte dintr-un sistem dual, cadrele cu îmbinări articulate

se comportă mai mult sau mai puțin ca îmbinări semi-rigide, contribuind la sistemul de rezistență la forțe laterale. În cazul diafragmelor metalice care fac parte din cadre cu noduri articulate, cadrele articulate care se comportă ca și cadre semi-rigide furnizează un sistem secundar de siguranță pentru structura primară.

5.3 Principii de alcătuire a sistemelor duale

Folosind principii energetice, Akiyama (1999) a demonstrat eficiența din punct de vedere al comportamentului seismic al structurilor duale (rigid-flexibile), compuse din două subsisteme, din care unul (flexibil) să rămână elastic în timpul cutremurului, iar altul (rigid) să disipeze energie prin deformații plastice. Acest obiectiv se poate realiza alegând în mod corespunzător caracteristicile celor două sisteme componente (forța de curgere F_{yi} și rigiditatea K_i). Comportarea globală al unui cadru dual poate fi asimilată simplificat cu un sistem format din două resorturi elastice – perfect plastice (vezi Figura 5.4) legate în paralel. În domeniul elastic, se poate scrie pentru fiecare resort:

$$F_i = K_i \cdot \delta_i \quad (5.1)$$

unde F_i este forța aplicată, K_i este rigiditatea resortului i , δ_i este deformația resortului i .

Obiectivul realizării sistemului dual constă în dirijarea deformațiilor plastice (a disipării de energie) în subsistemul rigid (2). Pentru aceasta, rigiditățile inițiale ale celor două subsisteme trebuie astfel alese, ca să se împiedice apariția deformațiilor plastice în componenta flexibilă (1). Considerând necesară o deformație plastică δ_{pl2} (cerință de ductilitate) în resortul rigid, se poate scrie următoarea relație:

$$\delta_{y2} + \delta_{pl2} \leq \delta_{y1} \quad \text{sau, la limită,} \quad \delta_{y2} + \delta_{pl2} = \delta_{y1} \quad (5.2)$$

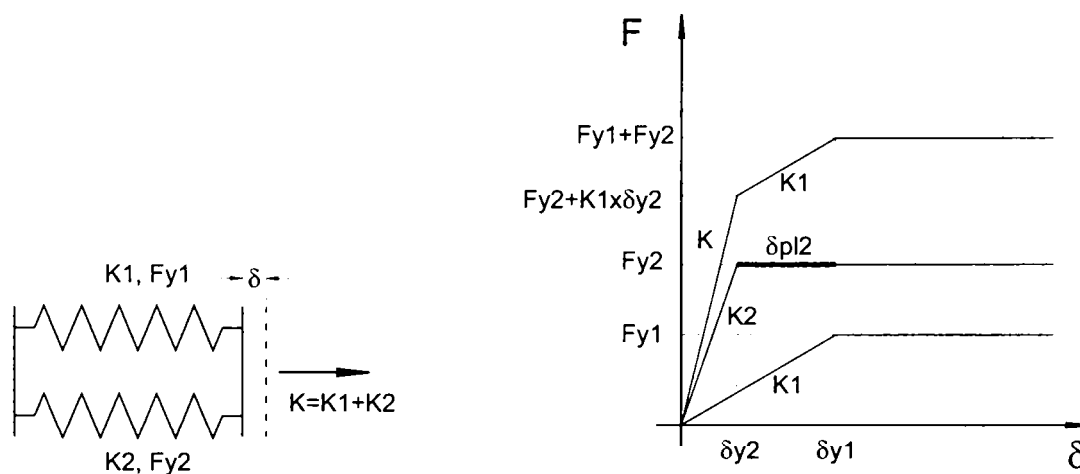


Figura 5.4: Model simplificat al unui sistem dual generalizat.

Dacă introducem notația:

$$\delta_{y2} + \delta_{pl2} = \delta_{y1} = \mu_D \cdot \delta_{y2} \quad (5.3)$$

unde μ_D reprezintă ductilitatea resortului 2 până la plastificarea resortului 1, rezultă în continuare:

$$\mu_D = \frac{F_{y1}}{F_{y2}} \cdot \frac{K_2}{K_1} \quad (5.4)$$

Ținând cont de faptul că există o corelare între rigiditatea structurii (K) și forța capabilă (F_y), și considerând în mod simplificat $F_{y1}/F_{y2}=0.5$ și o ductilitate necesară $\mu=4$, rezultă un raport necesar al rigidităților de $K_2/K_1=8$. Pentru investigarea posibilității obținerii unor cadre duale necontravântuite cu aceste proprietăți se poate folosi modelul din Figura 5.5. Modelul reprezintă un subansamblu extras dintr-un cadru real, pornind de la premiza că riglele sunt supuse încovoierii în curbă dublă, cu punctul de inflexiune situat la jumătatea deschiderii și considerând fiecare riglă aparținând la două nivele. Astfel, caracteristicile mecanice ale riglelor au fost înjumătățite. Acest model pare să fie reprezentativ pentru cadrele care cedează printr-un mecanism plastic global (Mazzolani și Piluso 1996). Rigiditatea stâlpilor este EI_c/h ; cea a riglelor este EI_b/L . Relația moment-rotire a îmbinării este modelată printr-o curbă biliniară care este definită complet de doi parametri: rigiditatea elastică K_φ și momentul capabil M_{uc} . Pentru domeniul elastic, diferența dintre o substructură cu noduri semi-rigide și una cu noduri rigide este guvernată de următorii parametri adimensionali (Mazzolani și Piluso 1996):

$$\zeta = \frac{E \cdot I_b / L}{E \cdot I_c / h}, \quad \bar{K} = \frac{K_\varphi \cdot L}{E \cdot I_b} \quad (5.5)$$

Rigiditatea laterală a substructurii (K_{lk}) este determinată de F/δ , conducând la relația:

$$K_{lk} = \frac{12 \cdot EI_c}{h^3} \cdot \frac{\bar{K} \cdot \zeta}{\bar{K} + 6 + \bar{K} \cdot \zeta} \quad (5.6)$$

Care, pentru cazul nodurilor rigide, duce la:

$$K_{lx} = \frac{12 \cdot EI_c}{h^3} \cdot \frac{\zeta}{1 + \zeta} \quad (5.7)$$

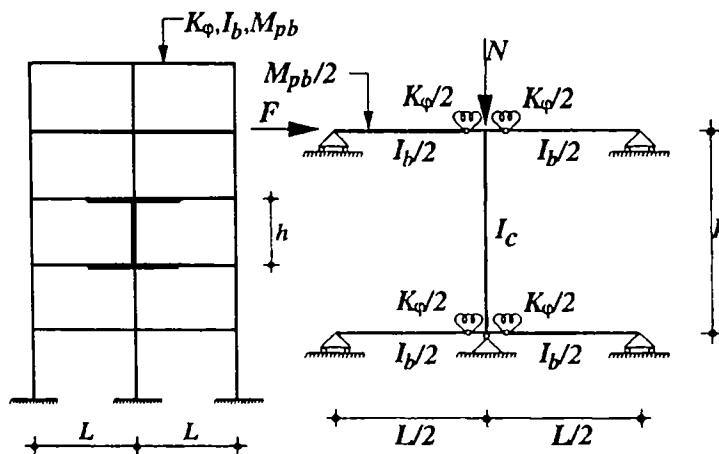


Figura 5.5. Substructura folosită pentru determinarea rigidității unui cadru metalic necontravântuit, (Mazzolani și Piluso 1996).

Considerând un cadru necontravântuit tipic, cu următoarele dimensiuni caracteristice: $L=6.0\text{m}$, $h=3.0\text{m}$, grinzile IPE550, stâlpii HEB360, se poate analiza influența rigidității îmbinării asupra rigidității substructurii. Relația dintre rigiditatea adimensională a

nodurilor (\bar{K}) și cea a substructurii ($\bar{K}_{ik} = K_{ik}/K_{ix}$) se poate urmări în Figura 5.6. Eurocode 3 clasifică îmbinările riglă-stâlp la cadrele necontravântuite funcție de rigiditatea lor inițială în felul următor (vezi Figura 4.8):

- $\bar{K} \leq 0.5$ - îmbinările pot fi considerate articulate
- $0.5 < \bar{K} < 25$ - îmbinările trebuie considerate semi-rigide
- $\bar{K} \geq 25$ - îmbinările pot fi considerate rigide

În relație cu valoarea $\bar{K}_{ik} = K_2/K_1 = 8 = (1/0.125)$ se poate trage concluzia că este practic imposibil să se obțină o valoare $\bar{K}_{ik} = 0.125$, deoarece aceasta ar necesita utilizarea unor îmbinări cu o rigiditate adimensională în jur de 0.5, adică niște îmbinări articulate. Iar îmbinările articulate nu pot asigura cadrelor necontravântuite minimumul de rigiditate și rezistență pentru folosirea lor în preluarea unor forțe laterale. În acest sens, cadrele duale obținute doar prin utilizarea nodurilor semi-rigide și rigide nu vor putea beneficia de toate avantajele oferite de conceptul de structură duală rigid-flexibilă.

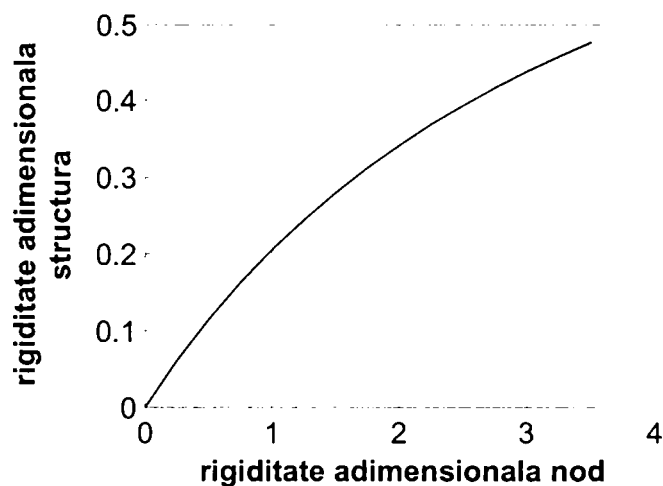


Figura 5.6: Influența rigidității nodului asupra rigidității structurii.

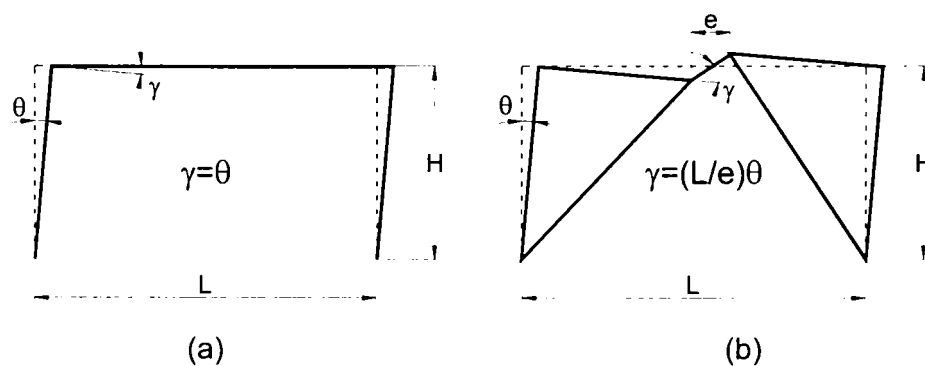


Figura 5.7: Modelul simplificat rigid-plastic al cadrelor necontravântuite (a) și a celor contravântuite excentric (b).

Ca alternativă la soluțiile de cadre duale analizate mai sus, se pot considera structurile metalice duale realizate prin combinarea cadrelor metalice necontravântuite cu noduri rigide sau semi-rigide și a cadrelor metalice contravântuite excentric. Comportarea simplificată a două substructuri de acest tip poate fi urmărită în Figura 5.7. Raportul rigidităților substructurii necontravântuite și contravântuite excentric, se situează în jurul valorii de $K_2/K_1 = 8$, ceea ce indică posibilitatea alcătuirii unei scheme duale eficiente

seismic. Diferența esențială între cele două sisteme este "amplificarea" solicitării elementului disipativ de la structura contravântuită excentric (link): $\gamma = \theta \cdot L/e$.

5.4 Răspunsul seismic al structurilor duale

5.4.1 Proiectarea și modelarea structurii

Obiectul studiului îl reprezintă o structură duală formată din cadre metalice necontravântuite și cadre contravântuite excentric. Structura este un cadru metalic cu 3x3 deschideri și 5 nivele, deschiderile de 5 m, iar înălțimea etajelor de 4.0 m pentru parter și 3.5 m pentru celelalte nivele. Deschiderea din mijloc este contravântuită excentric, vezi Figura 5.8. Construcția se presupune a fi amplasată într-o zonă seismică puternică, în condiții de amplasament cu un teren rigid. Secțiunile elementelor structurale sunt constante pentru nivele 1-5, cu excepția contravântuirilor, care au o secțiune mai mare la nivelul inferior. Structura a fost dimensionată conform prevederilor Eurocode 3 și Eurocode 8 (1994), pentru un oțel tip OL37 (S235). Încărcările normate considerate sunt identice celor considerate anterior în cazul structurilor necontravântuite: încărcarea permanentă pe planșeu - $G_{pl}=4.75$ kN/mp; încărcarea permanentă a închiderilor exterioare - $G_c=1.70$ kN/mp; încărcarea utilă - $Q=3.0$ kN/mp. Acțiunea seismică a fost definită de o accelerație maximă a terenului: $PGA=0.35g$; clasa terenului - A; factorul de reducere al forțelor seismice - $q_d=5.5$ (pentru cadre contravântuite excentric); limita deplasărilor relative de nivel - $d_{lim}=0.006h$.

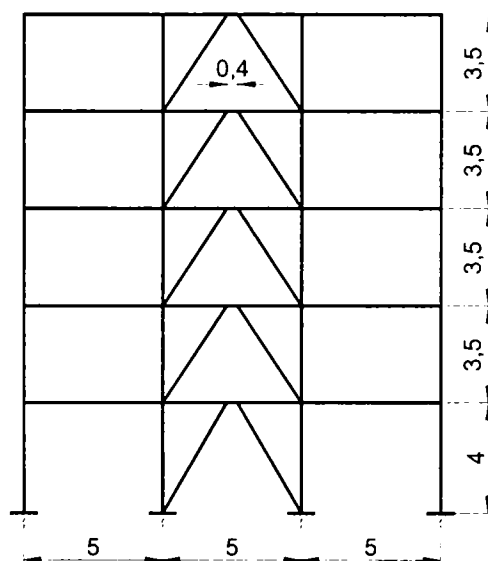


Figura 5.8: Dimensiunile cadrului dual analizat.

Siguranța structurii a fost verificată la stările limită ultime și ale exploatarei normale, pentru grupările de încărcări fundamentală și excepțională (seismică), alcătuite în conformitate cu normele europene. Calculul structurii la acțiunea seismică a fost efectuat printr-o analiză modală. Barele disipative (linkurile) au fost alese de tip scurt, care disipează energia seismică prin deformații de forfecare. Acestea au fost dimensionate din gruparea excepțională de încărcări, rezultând o secțiune IPE240 cu o lungime de 400 mm. Pentru asigurarea unei ductilități globale adecvate, stâlpii și contravântuirile trebuie protejate împotriva formării de articulații plastice. Eurocode 8

(1994) prevede în acest sens dimensionarea stâlpilor și a contravântuirilor la o forță axială generată de plastificarea și consolidarea linkului. Relația de verificare folosită de Eurocode 8 (1994) este:

$$N_{Rd}(M_{Sd}, V_{Sd}) \leq 1.2 \cdot (N_{Sd,G} + \alpha \cdot N_{Sd,E}) \quad (5.8)$$

unde $N_{Rd}(M_{Sd}, V_{Sd})$ este rezistența de calcul la forța axială conform Eurocode 3; $N_{Sd,G}$ este forța axială în stâlp sau contravântuire din încărcările gravitaționale a grupării seismice; $N_{Sd,E}$ este forța axială în stâlp sau contravântuire generată de încărcarea seismică; α - valoarea minimă a rapoartelor $V_{pl,Rd}/V_{Sd}$ pentru barele disipative, $V_{pl,Rd}$ fiind forța tăietoare plastică a secțiunii, iar V_{Sd} - forța tăietoare de calcul în combinația seismică de încărcări.

Practic, această procedură de calcul încearcă să estimeze, folosind principiile proiectării de capacitate, eforturile generate în elementele structurii de plastificarea și consolidarea barelor disipative. Verificarea prevăzută în Eurocode 8 (1994) se limitează la estimarea doar a forței axiale din stâlpi și contravântuiri. Alte norme, cum ar fi AISC 2002, impun asigurarea unei suprarezistențe și pentru riglele cadrului în afara linkului, verificarea efectuându-se nu numai pentru forța axială. Această din urmă abordare a fost folosită pentru dimensionarea elementelor structurii analizate, factorul de suprarezistență aplicându-se doar componente seismice a încărcării, așa cum o face și varianta mai recentă a normei Eurocode 8, 2003:

$$N_{Rd}(M_{Sd}, V_{Sd}) \leq N_{Sd,G} + 1.2 \cdot \alpha \cdot N_{Sd,E} \quad (5.9)$$

Valoarea factorului de suprarezistență 1.2α a fost de 1.7, eforturile generate conform ecuației (5.9) fiind determinante pentru dimensionarea contravântuirilor și a riglelor din deschiderea de mijloc. Riglele din deschiderile marginale și stâlpii, inclusiv cei interiori au fost dimensionați din gruparea fundamentală de încărcări. Starea limită a exploatarei normale a verificat pentru secțiunile determinate din starea limită ultimă. Dimensiunile elementelor pentru această structură, denumită în continuare "de bază" sunt prezentate în Tabelul 5.1.

Analiza neliniară a structurii a fost efectuată cu ajutorul programului Drain-3dx (Prakash și colab, 1994). Nodurile cadrului au fost considerate rigide. Pentru analiza dinamică neliniară a fost specificată o amortizare Rayleigh de 2%, determinată pentru primele două moduri de vibrație, care însumează 96% din masa modală efectivă. Au fost de asemenea considerate efectele de ordinul II (P-Δ).

Riglele, stâlpii și contravântuirile au fost modelate cu elemente tip 08, folosind câte o articulație plastică P-M la cele două capete. Articulațiile plastice sunt punctuale dar sunt formate din fibre, ceea ce permite considerarea directă interacțiunii moment-forță axială, cât și a eventualelor alungiri plastice ale elementelor. Au fost folosite câte 20 de fibre pentru discretizarea secțiunilor elementelor, după cum se poate vedea în Figura 5.9. Modulul de elasticitate al oțelului a fost considerat de 210000 N/mm², limita de curgere - cea nominală ($f_y=235$ N/mm²), iar consolidarea de 629 N/mm².

Linkurile au fost modelate tot cu elemente tip 08, folosind o articulație plastică de forfecare. Relația forță tăietoare - deplasare a avut la bază propunerile lui Ricles și colab, (1994), constând într-o înfășurătoare formată din patru segmente. Această

relație a fost adaptată opțiunilor de modelare din programul de analiză neliniară Drain-3dx, prin limitarea la o înfășurătoare triliniară. Figura 5.10 prezintă relația forță tăietoare – deplasare folosită, cât și comportarea ciclică a unui element de link din structura analizată. Forța tăietoare de curgere s-a obținut conform relației:

$$V_y = A_s \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (5.10)$$

unde A_s este aria de forfecare $(h-2t_f)t_w$; h – înălțimea profilului; t_f – grosimea tălpii; t_w – grosimea inimii; f_y – limita de curgere a oțelului.

Rigiditatea inițială de forfecare se obține pe baza relației clasice:

$$K_1 = \frac{G \cdot A_s}{e} \quad (5.11)$$

unde G este modulul de forfecare; e – lungimea linkului.

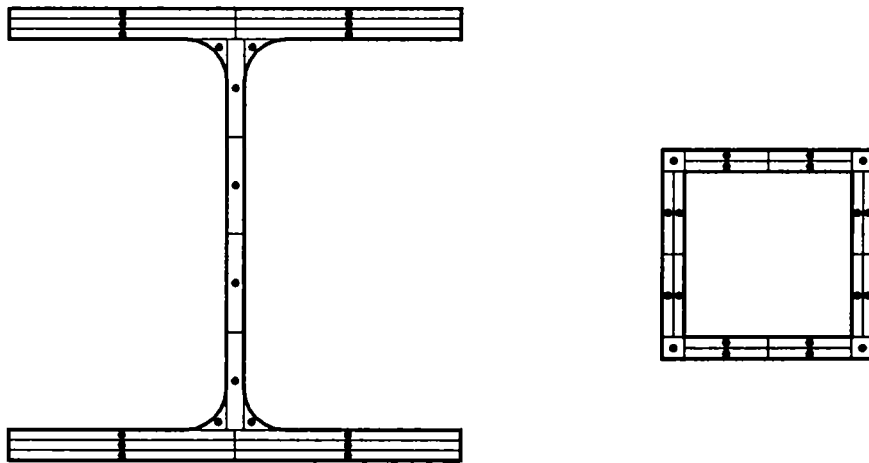


Figura 5.9: Discretizarea fibrelor pentru modelarea articulațiilor plastice la o secțiune dublu T (stâlp) și cheson (contravântuire).

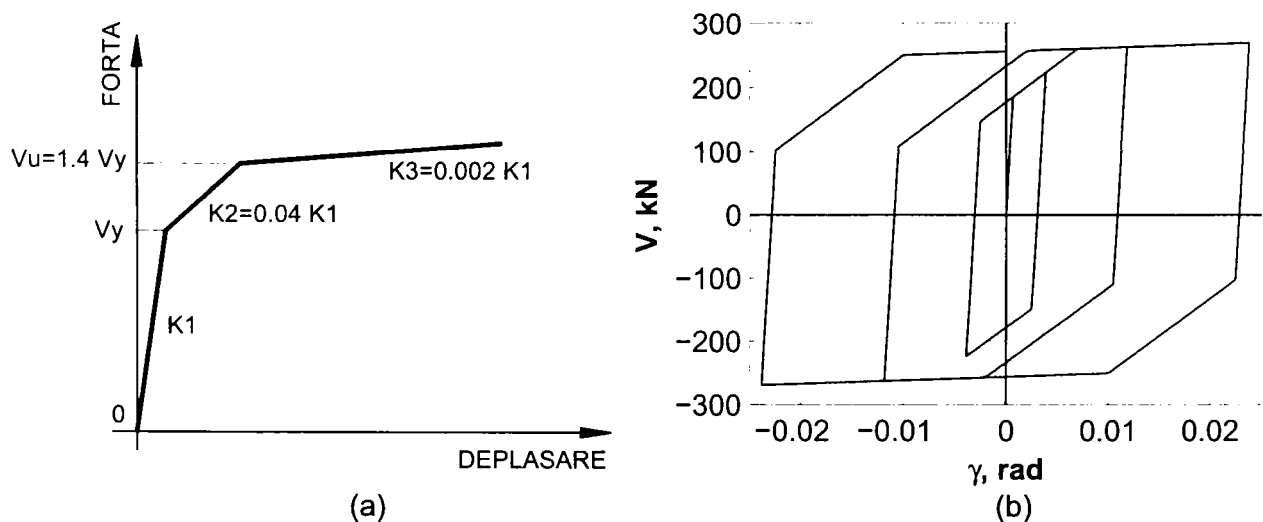


Figura 5.10: Relația forță-deplasare folosită pentru modelarea linkului (a) și răspunsul ciclic al modelului (b).

5.4.2 Alcătuirea configurațiilor duale

După cum s-a menționat anterior, o structură duală performantă din punct de vedere seismic trebuie să disipeze energia seismică în substructura rigidă, iar substructura flexibilă să intre cât mai târziu în curgere, împiedicând creșterea excesivă a deplasărilor relative de nivel tranzitorii și mai ales a celor remanente. Astfel, un indice al alcătuirii corecte a sistemului dual îl poate constitui ductilitatea μ_D (vezi ecuația (5.4) și Figura 5.4), care poate fi mărită în următoarele moduri:

- substructura flexibilă: prin creșterea forței de curgere și micșorarea rigidității
- substructura rigidă: prin scăderea forței de curgere și creșterea rigidității

Pentru sisteme cu mai multe grade de libertate dinamice, coeficientul μ_D poate fi definit ca și raportul deplasării la vârf la formarea primei articulații plastice în elementele nedisipative (δ_{nd}) și a celei la formarea primei articulații plastice în elementele disipative (δ_1) ale structurii:

$$\mu_D = \delta_{nd} / \delta_1 \quad (5.12)$$

Rezistența unui ansamblu structural este legată de rigiditatea acestuia, astfel încât măbind dimensiunile subansamblului flexibil pentru a-i mări rezistența, crește și rigiditatea acestuia, minimizând efectul dorit asupra structurii duale. În cazul oțelului, totuși, există posibilitatea creșterii forței de curgere fără a mări și rigiditatea, folosind un oțel cu o limită de curgere superioară, deoarece modulul de elasticitate este practic constant pentru oțelurile de construcție.

Tabelul 5.1: Dimensiunile elementelor pentru schemele duale considerate.

Structura	Linkuri+ grinzi centrale	Grinzi	Stâlpi	Contravântuiri
De bază - DUA _b	IPE 240 OL37	IPE 330 OL37	HEB 260 OL37	RHS 120x120x(7.1-12.5) OL37
Modificată I – DUA _I	IPE 240 OL37	IPE 450 OL37	HEB 260 OL37	RHS 120x120x(7.1-12.5) OL37
Modificată II – DUA _{II}	IPE 240 OL37	IPE 330 OL52	HEB 260 OL52	RHS 120x120x(7.1-12.5) OL37

Tabelul 5.2: Ductilitate convențională μ_D a structurilor duale.

forțe laterale	structura		
	DUA _b	DUA _I	DUA _{II}
TRIANG	2.94	3.27	4.98
UNIF	3.05	3.49	5.04

Aceste două căi de a îmbunătăți ductilitatea convențională μ_D a structurilor duale au fost studiate modificând structura de bază (DUA_b) prin mărirea dimensiunilor grinzilor din deschiderile necontravântuite (DUA_I) și folosind un oțel cu limita de curgere mai mare (DUA_{II}), vezi Tabelul 5.1. Pentru a determina influența celor două moduri de optimizare a ductilității convenționale s-a efectuat o analiză statică neliniară, cu două distribuții de forțe laterale: triunghiulară (TRIANG) și uniformă (UNIF). Figura 5.11 prezintă curbele de capacitate ale celor trei structuri. Rigiditatea inițială și formarea primei articulații în link sunt identice la structurile DUA_b și DUA_{II}, în schimb rezistența post-elastică este sensibil mai mare la structura modificată II, consecință a aceleiași rigidități a elementelor structurale în domeniul elastic, și a unei rezistențe superioare a

deschiderilor necontravântuite după plastificarea linkurilor. Structura DUA_I este mai rigidă decât celelalte două, cu toate acestea, formarea primei articulații plastice în link și rezistența globală sunt apropiate de cele ale structurii DUA_{II} . Structura modificată II prezintă avantajul unei comportări elastice a substructurii flexibile până la valori mai mari ale deplasării la vârf, precum și atingerea capacității de deformare în elementele structurale la o deplasare globală mai mare. Această soluție structurală, care folosește calități diferite de oțel pentru substructura rigidă (deschiderea de mijloc, contravântuită excentric) și cea flexibilă (deschiderile marginale, necontravântuite), este cea mai eficientă în sensul creșterii μ_D , după cum se poate observa din Tabelul 5.2.

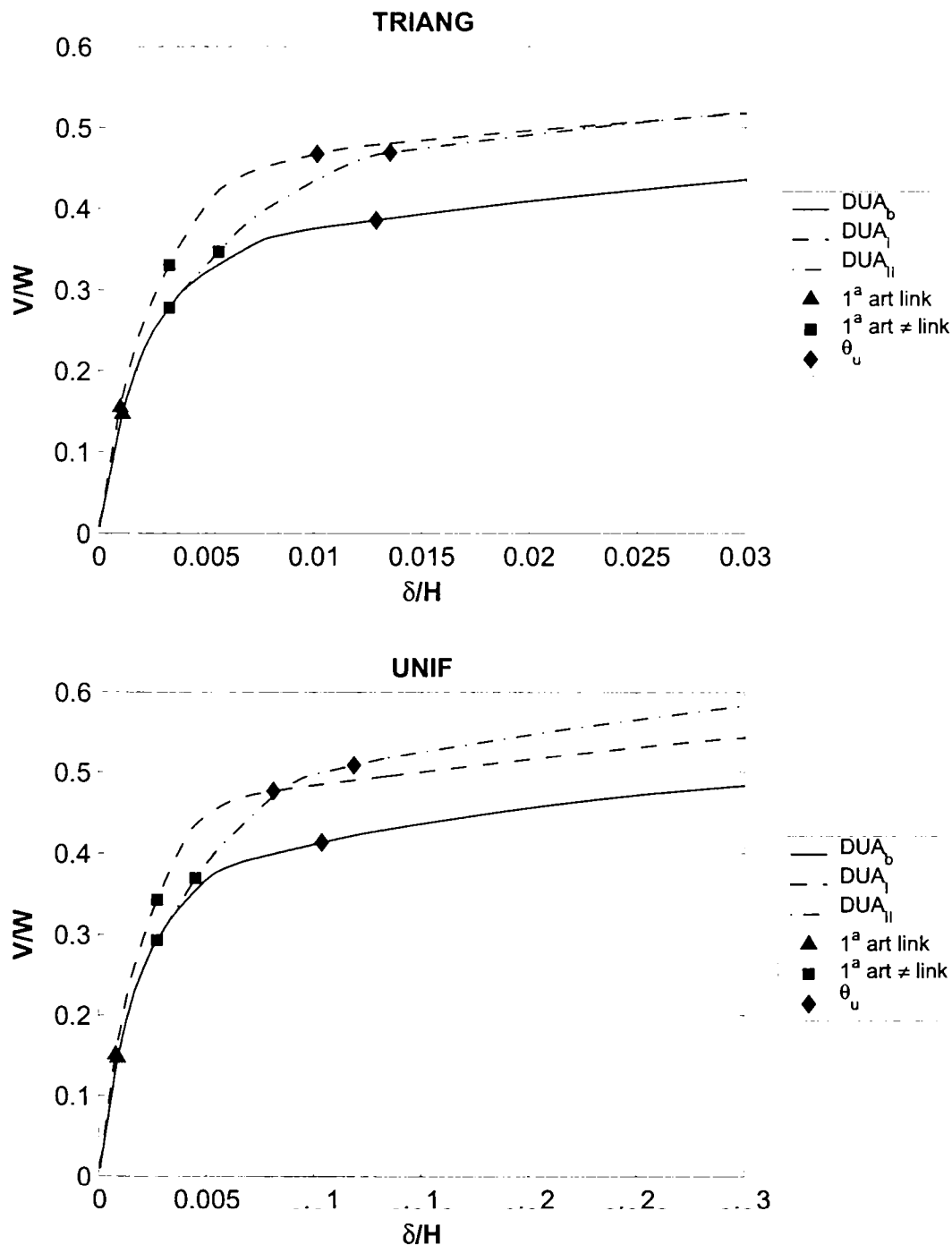


Figura 5.11: Curbele de capacitate ale structurilor duale: distribuțiile triunghiulare și uniforme ale forțelor laterale.

5.4.3 Răspunsul seismic al cadrelor duale cu contravântuiri excentrice

Pornind de la rezultatele prezentate mai sus, s-a reținut structura modificată II (numită în continuare DUA), pentru a evalua influența unei configurații duale asupra răspunsului seismic al structurii. O structură corespunzătoare omogenă (EBF) a fost obținută prin articularea riglelor din deschiderile unu și trei, păstrând doar deschiderea contravântuită excentric ca sistem de rezistență la forțe laterale (vezi Figura 5.12). Verificările de rezistență, stabilitate și deformații ale structurii omogene nu au necesitat modificarea secțiunilor elementelor. În domeniul elastic, sporul de rigiditate globală al structurii adus de deschiderile necontravântuite este minor. Combinat cu un factor de reducere al forțelor seismice identic pentru structurile duale și omogene, aceasta a dus la aproximativ aceleași solicitări ale elementelor disipative (linkuri). În cazul riglelor articulate la structura omogenă, care au fost dimensionate din gruparea fundamentală, creșterea momentului maxim a fost compensată de rezistența superioară a oțelului (OL52 față de OL37) adoptat la structurile DUA și EBF, față de dimensionarea inițială (structura DUA_b). Perioadele proprii de vibrație ale modului fundamental au constituit 0.58 și 0.64 secunde, pentru structura duală, respectiv cea omogenă.

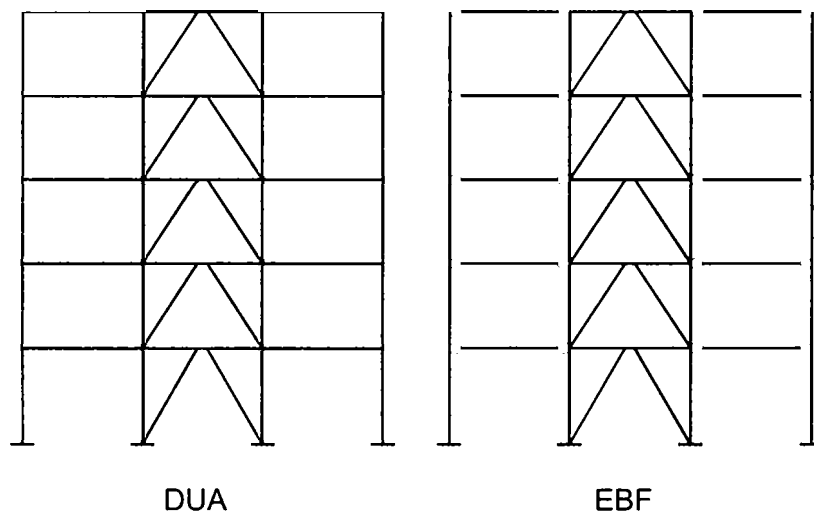


Figura 5.12: Configurația duală (DUA) și cea omogenă (EBF).

Deformațiile plastice de forfecare în inima linkurilor oferă în general o ductilitate excelentă (Kasai și Popov, 1986). Prevederile normative pentru capacitatea de deformare a elementelor disipative scurte variază între 0.08 rad (AISC 2002) și 0.11 rad (FEMA 356, 2000). În această lucrare, s-a folosit o deformație ultimă a linkurilor de $\gamma_u=0.1$ rad. Capacitatea de rotire plastică θ_u a elementelor încovoiate (rigle, stâlpi și contravântuiri) a fost stabilită la 0.03 rad. Criteriul de cedare corespunzător stării limită ultime (SLU) a fost determinat la atingerea deformațiilor ultime (γ_u , θ_u) în elementele structurii. Nivelul de performanță pentru starea limită a exploatarei normale (SLEN) a fost limitarea deplasărilor relative de nivel la 0.006 h, iar cel pentru starea limită de prevenire a colapsului (PC) – atingerea instabilității dinamice. Nivelul acțiunii seismice corespunzător SLEN, SLU și PC a fost $\lambda=0.5$, $\lambda=1.0$ și respectiv $\lambda=1.5$. Detalii asupra metodologiei folosite pentru determinarea nivelelor de performanță și a acțiunii seismice au fost prezentate în capitolul 4.

Analiza dinamică neliniară a fost efectuată cu cele două seturi a câte șapte accelerograme din sursa seismică Vrancea ($T_c=0.5$ și $T_c=1.4$) selectate în capitolul 2.

Pentru a asigura o intensitate a acțiunii seismice aproximativ egală cu cea de proiectare, spectrele țintă ale grupurilor $T_C=0.5$ și $T_C=1.4$ au fost scalate la aceeași accelerație spectrală în domeniul de perioade 0.58-0.64 secunde cu cea a spectrului EC8 clasa A de teren ($T_C=0.4$). În Figura 5.13a sunt prezentate cele trei spectre de pseudo-acclerație țintă, iar Figura 5.13b prezintă spectrele țintă $T_C=0.5$ și $T_C=1.4$ scalate, împreună cu media spectrelor accelerogramelor asociate. În urma acestei proceduri au rezultat accelerații de vârf ale terenului $PGA=0.28g$ pentru setul $T_C=0.5$ și $PGA=0.23g$ pentru setul $T_C=1.4$, corespunzătoare $PGA=0.35g$ în cazul spectrului EC8 teren A.

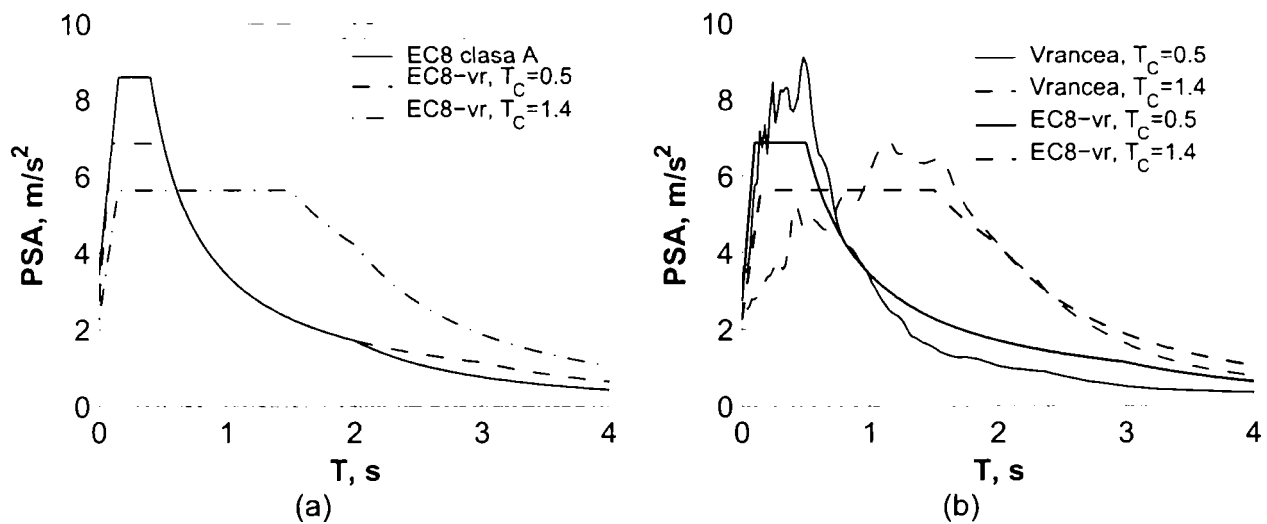


Figura 5.13: Scalarea spectrelor de pseudo-acclerație țintă (a), și media spectrelor celor două seturi de accelerograme (b).

În prima etapă s-a efectuat o analiză statică neliniară, curbele caracteristice de capacitate pentru o distribuție triunghiulară a forțelor laterale fiind prezentate în Figura 5.14. Cerința de deplasare a fost estimată cu metoda N2 (Fajfar, 2000), descrisă în paragraful 3.8.3. Reprezentarea grafică a procedurii este exemplificată în Anexa III. Ca evenimente importante în răspunsul structurii au fost alese formarea primei articulații plastice în link, formarea primei articulații plastice în afara linkului, și atingerea deformației ultime în elementele structurale. În domeniul elastic structura omogenă este mai flexibilă decât cea duală, dar diferențele sunt relativ mici. Forța tăietoare de bază la formarea primei articulații plastice în link are și ea valori apropiate la cele două structuri. Aceste observații indică faptul că răspunsul elastic, ca și procesul de dimensionare a unor structuri duale de acest tip sunt controlate de proprietățile cadrului contravântuit excentric, deschiderile necontravântuite având o influență minoră.

Ambele structuri au o consolidare importantă în domeniul post-elastic, cadrul dual fiind caracterizat totuși de o rigiditate post-elastică mai mare față de cel omogen. Diferențele dintre răspunsul celor două structuri încep să se facă simțite după plastificarea elementelor disipative principale (linkurile). La atingerea capacității de deformare în elemente, structura duală are un spor al rezistenței globale de 50%. Criteriul capacității de deformare locală a elementelor structurale a fost guvernat de atingerea deformației ultime în linkuri. Formarea primei articulații plastice în afara linkurilor are loc la aproximativ aceeași deplasare globală a celor două structuri. Aceiași observație este valabilă și în cazul atingerii deformației ultime a linkului.

Cerința de deplasare estimată conform metodei N2 este puternic influențată de tipul mișcării seismice, fiind mult mai ridicată în cazul mișcării seismice cu perioada de colț mai mare decât perioada fundamentală a structurii. Cadrul dual este caracterizat de cerințe mai mici de deformații globale, indicând un răspuns seismic mai favorabil în comparație cu structura omogenă. Acest fenomen este mai pronunțat în cazul mișcării seismice $T_c=1.4$, structura omogenă atingând la limită criteriul de cedare la SLU.

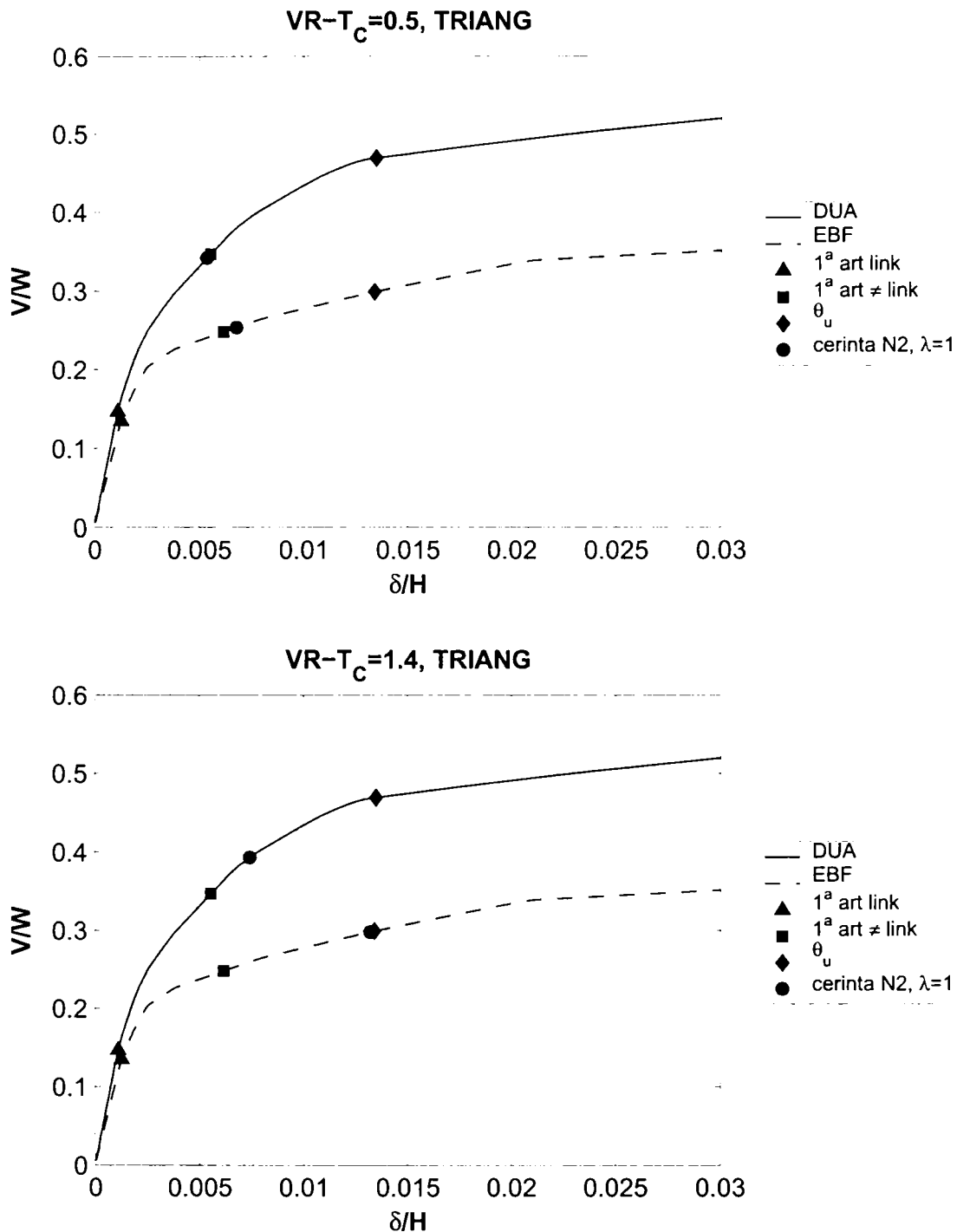


Figura 5.14: Curbele de capacitate pentru structurile DUA și EBF.

Deplasarea relativă de nivel maximă DRN_{max} a structurilor la starea limită a exploatării normale, determinată în urma analizei dinamice neliniare a fost inferioară nivelului de performanță ales (0.006 rad), fiind cuprinsă între 0.0023 și 0.003 rad. Cerințele de deplasare laterală au fost ușor mai mari în cazul grupului de accelerograme $T_c=0.5$. Degradarea elementelor structurale la SLEN a cuprins doar linkurile (vezi Tabelul 5.3),

celelalte elemente având un răspuns elastic. Plastificarea elementelor structurale (cu excepția stâlpilor) a avut loc la intensități mai mici ale mișcării seismice în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$, configurația duală întârziind formarea articulațiilor plastice în structură.

Tabelul 5.3: Multiplicatorii accelerogramei la formarea primei articulații plastice, media analizelor dinamice.

set accel.	structura	$\lambda_{1, \text{stâlpi}}$	$\lambda_{1, \text{rigle}}$	$\lambda_{1, \text{link}}$	$\lambda_{1, \text{CV}}$
$T_C=0.5$	DUA	2.18	0.78	0.20	0.73
	EBF	2.75	0.71	0.20	0.56
$T_C=1.4$	DUA	1.40	0.86	0.29	0.80
	EBF	1.38	0.67	0.30	0.66

Nivelul de performanță asociat intensității seismice de proiectare ($\lambda=1$) este îndeplinit de ambele structuri, indiferent de tipul mișcării seismice. Deformațiile maxime în linkuri sunt mult sub cele ultime (vezi Tabelul 5.4), iar deplasările relative de nivel maxime, cu excepția unui singur caz, se încadrează în limita de 0.006 rad, indicând o limitare a distrugerilor nestructurale chiar și la nivelul SLU al acțiunii seismice. Stâlpii, riglele și contravântuirile au suferit doar o curgere incipientă, nivelul degradărilor în aceste elemente fiind nesemnificativ. Mișcarea seismică $T_C=1.4$ a generat cerințe mai ridicate de deformații în elementele disipative, deplasări relative de nivel maxime și permanente. Configurația structurii a avut o influență minoră asupra performanței seismice în cazul grupului de accelerograme $T_C=0.5$, în schimb a fost mai pronunțată pentru $T_C=1.4$, structura duală reducând atât cerințele globale de deplasări (δ/H), cât și cele de nivel (DRN_{max}). Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime pentru $\lambda=1$ este prezentată în Figura 5.15. Deplasările maxime sunt înregistrate la nivelele inferioare pentru ambele tipuri de mișcări seismice și configurații structurale. Totuși, structura duală (DUA) este caracterizată de o distribuție mai uniformă a cerințelor de deplasare, fiind afectată într-o măsură mai mică de tipul mișcării seismice. Acest fenomen este valabil și în cazul cerințelor locale de deformații în barele disipative (vezi Figura 5.16). Totuși, deformațiile plastice în linkuri, în strânsă legătură cu cerința de deplasări relative de nivel, suferă o concentrare la nivelurile inferioare, reducând astfel capacitatea globală de disipare a energiei.

Multiplicatorul accelerogramei λ_u la atingerea criteriului de cedare SLU (deformații ultime în elementele structurale) este prezentat în Tabelul 5.5. În general, criteriul de cedare a fost guvernat de atingerea deformației ultime în linkuri, cu excepția câtorva cazuri din setul de accelerograme $T_C=0.5$, care au fost limitate de capacitatea de rotire plastică a contravântuirilor. În cazul setului de accelerograme $T_C=0.5$, ambele structuri posedă o siguranță apreciabilă ($\lambda_u \gg 1$), în schimb aceasta este mult mai mică în cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$. Din nou, configurația duală îmbunătățește performanța structurii (λ_u mai mari în cazul DUA), acest efect fiind maxim în cazul grupului $T_C=1.4$ și aproape nesemnificativ pentru $T_C=0.5$.

Instabilitatea dinamică nu a fost detectată pentru valori ale intensității seismice inferioare unui multiplicator $\lambda=7$ la accelerogramele din setul $T_C=0.5$. În cazul grupului de accelerograme $T_C=1.4$, există o probabilitate mult mai ridicată a acestui mod de cedare, rezultatele fiind prezentate în Tabelul 5.6. În general, multiplicatorii accelerogramei la atingerea instabilității dinamice sunt superiori intensității seismice corespunzătoare stării limită de prevenire a colapsului ($\lambda=1.5$), cu excepția structurii

EBF sub acțiunea accelerogramei VR77-INC-NS. Configurația duală oferă o siguranță mai mare la starea limită a prevenirii colapsului.

Tabelul 5.4: Cerința de deformație în link (γ_{link}), deplasare la vârf δ/H , deplasarea relativă de nivel maximă (DRN_{max}) și permanentă (DRN_{per}) pentru $\lambda=1$.

structura	γ_{link} , rad		δ/H		DRN_{max} , rad		DRN_{per} , rad	
	$T_C=0.5$	$T_C=1.4$	$T_C=0.5$	$T_C=1.4$	$T_C=0.5$	$T_C=1.4$	$T_C=0.5$	$T_C=1.4$
DUA	0.020	0.024	0.0031	0.0036	0.0050	0.0059	0.0002	0.0011
EBF	0.018	0.034	0.0034	0.0051	0.0056	0.0091	0.0002	0.0032

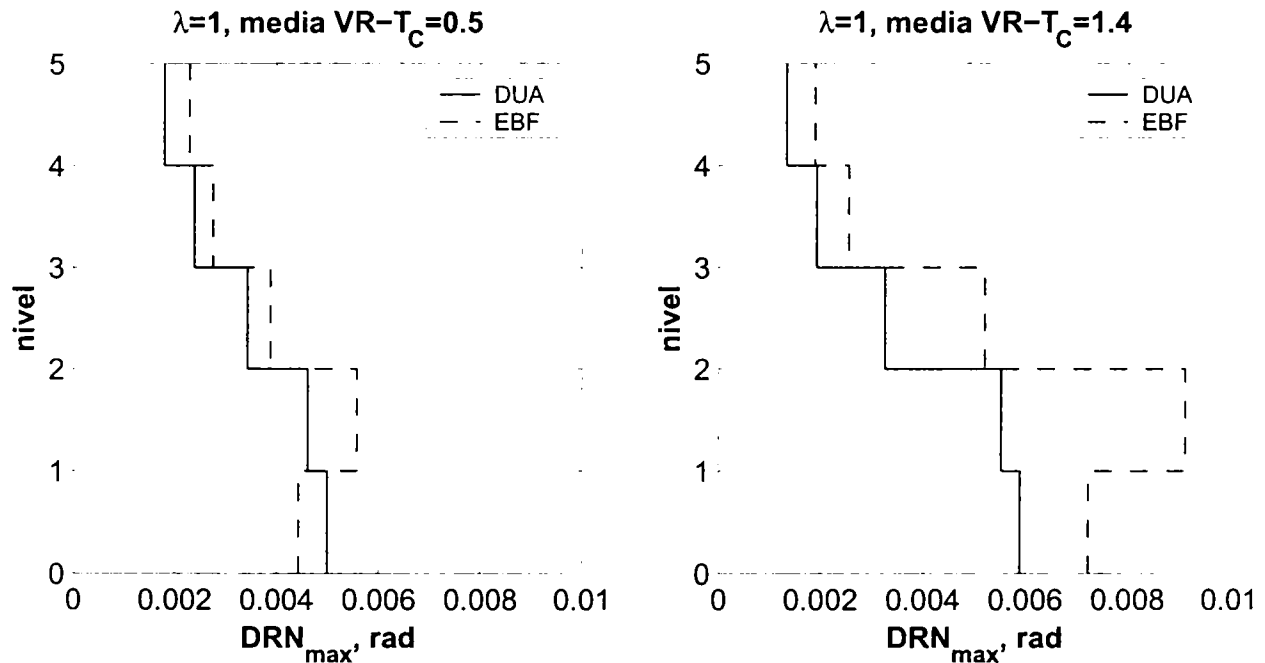


Figura 5.15: Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime, $\lambda=1$.

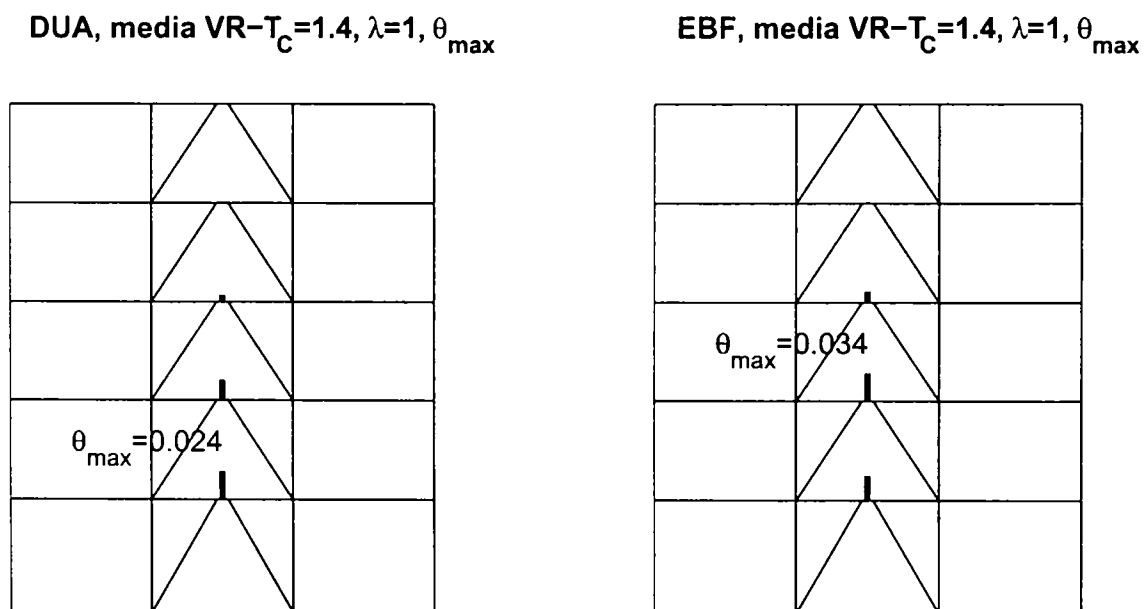


Figura 5.16: Distribuția cerințelor de deformații maxime în structuri, $\lambda=1$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

Tabelul 5.5: Multiplicatorul accelerogramei λ_u la atingerea criteriului de cedare SLU.

structura	$T_C=0.5$	$T_C=1.4$
DUA	4.55	2.15
EBF	4.47	1.72

Tabelul 5.6: Multiplicatorul accelerogramei la atingerea instabilității dinamice, grupul $T_C=1.4$.

accelerograma	DUA	EBF
VR77-INC-NS	2.2	1.2
VR86-ERE-N10W	3.6	2.8
VR86-INC-NS	>7	>7
VR86-MAG-NS	>7	>7
VR90-ARM-S3E	3.4	3.4
VR90-INC-NS	5	3.6
VR90-MAG-NS	4.6	3.2

Dimensionarea cadrelor contravântuite excentric fiind determinată de starea limită ultimă în gruparea seismică de încărcări, a rezultat o suprarezistență de proiectare foarte mică, valorile R_{Sd} fiind cuprinse între 1.02-1.04. În consecință, singura sursă de suprarezistență R_S este redundanța R_R . Aceasta din urmă are valori mai ridicate în cazul structurii duale și setului de accelerograme $T_C=0.5$. Factorul de reducere datorat ductilității R_μ suferă o diminuare apreciabilă de la grupul de accelerograme $T_C=0.5$ la $T_C=1.4$, depinzând puternic de conținutul de frecvențe al mișcării seismice. Factorii de comportare R și cel de reducere total au valori apropiate (lipsa suprarezistenței de proiectare) și sunt sensibil mai mici pentru mișcarea seismică $T_C=1.4$. În cazul structurii omogene sub acțiunea mișcării seismice cu perioada de colț mare, aceștia se situează în jurul valorii prevăzute în Eurocode 8 (1994) pentru cadrele metalice contravântuite excentric ($q=5.5$), dar mai mici decât cea prevăzută în norma americană NEHRP 2000 ($R=8$).

Tabelul 5.7: Factori de reducere a forțelor seismice, media analizelor dinamice.

set accel	structura	R_{Sd}	R_R	R_S	R_μ	R	R_d
$T_C=0.5$	DUA	1.0	4.0	4.2	6.1	24.2	25.2
	EBF	1.0	3.1	3.1	8.1	22.3	22.7
$T_C=1.4$	DUA	1.0	3.7	3.8	2.1	7.7	8.0
	EBF	1.0	2.7	2.8	2.1	5.8	5.9

Performanța superioară a configurației duale față de cea omogenă este oglindită în valori mai mari ale factorilor de comportare R , acest din urmă aspect nu se regăsește însă în normele de proiectare antiseismică. Utilizarea aceluiași factori de reducere pentru structurile contravântuite excentric și cele duale cu contravântuiri excentrice și cadre necontravântuite rigide este conservatoare și admisibilă pentru simplificarea normei. Pe de altă parte, variația factorului de reducere total funcție de conținutul de frecvență al mișcării seismice, neglijat de normele actuale de calcul anti-seismic, este descoperitoare în cazul unor structuri relativ rigide, situate în amplasamente capabile să producă mișcări seismice cu perioada de colț T_C mai mare decât perioada fundamentală a structurii. Acest aspect este deosebit de important în contextul condițiilor seismice din România, recunoscute pentru potențialul lor ridicat de a genera mișcări seismice cu un conținut bogat de frecvențe în domeniul perioadelor de 1.4-1.5 secunde.

O comparație a deplasărilor maxime la vârf la cele două structuri, cât și a deplasărilor relative de nivel maxime este prezentată în Figura 5.17. În cazul setului de accelerograme $T_c=0.5$ diferența dintre cerința de deplasare globală a celor două structuri este minimă, răspunsul lor fiind foarte apropiat pentru o gamă largă a intensității seismice. Deplasările inelastice sunt apropiate de cele elastice, în general chiar mai mici decât acestea. Deplasările maxime de nivel DRN_{max} sunt totuși mai mari la structura omogenă (EBF). După cum s-a menționat deja, acest răspuns este o consecință a faptului că structura duală împiedecă concentrarea cerințelor de deplasare la un singur nivel, favorizând un mecanism plastic de tip global.

În cazul grupului de accelerograme $T_c=1.4$ structura duală este caracterizată de cerințe mai mici atât la nivel global (δH), cât și local (DRN_{max}). Deplasările globale inelastice cresc repede cu intensitatea seismică și sunt mai mari decât cele elastice (și decât cele generate de grupul $T_c=0.5$). Efectul unor deplasări de nivel mai uniforme pe înălțime este deosebit de benefic în cazul $T_c=1.4$, efectul configurației duale fiind mai pronunțat decât în cazul anterior. Importanța diferită a configurației structurale asupra cerinței de deplasare la vârf își are explicația în relația dintre perioada fundamentală a structurii și caracteristicile spectrale ale mișcării seismice. În cazul setului de accelerograme $T_c=0.5$, perioada proprie de vibrație a structurilor DUA și EBF se află în domeniul de viteză spectrală constantă ($T_c < T < T_D$), astfel încât comportarea structurală este guvernată de principiul "deplasărilor egale". Diferența dintre consolidarea post-elastică mai mare a structurii DUA (vezi Figura 5.14) are o influență minoră asupra răspunsului structurii. Pentru grupul $T_c=1.4$, perioada proprie de vibrație a structurilor se află în domeniul de accelerație spectrală constantă ($T < T_c$), astfel încât structura inelastică este caracterizată de deplasări mai mari decât în structura infinit elastică. În acest caz consolidarea post-elastică semnificativă a structurii DUA are un efect benefic, ducând la diminuarea deplasărilor globale ale structurii.

Pentru intensități ale mișcării seismice caracterizate de $\lambda < 2-3$, configurația duală reduce semnificativ deplasările permanente ale structurii (vezi Anexa III). Totuși, pentru intensități mai mari situația se inversează. Configurația duală este eficientă în reducerea deformațiilor permanente aproximativ până la nivele ale intensității seismice care produc deformații plastice în deschiderile necontravântuite rigide, eliminând efectul substructurii flexibile.

Cu toate că primele deformații plastice în substructura flexibilă apar pentru multiplicatori ai accelerogramei $\lambda < 1$, acestea devin semnificative ($\theta_{pl} > 0.005$) numai pentru $\lambda > 2.5$ în cazul $T_c=0.5$ și $\lambda > 1.8$ în cazul $T_c=1.4$. Structura duală reduce cerințele de deformații plastice în contravântuiri în comparație cu structura omogenă, dar rotirile plastice în rigle și stâlpi sunt mai mari în cazul configurației duale. Per ansamblu, degradările structurale în substructura flexibilă sunt minore pentru nivele ale mișcării seismice corespunzătoare stărilor limită ultime și de prevenire a colapsului ($\lambda=1.0-1.5$). Aceasta reprezintă un avantaj în sensul reducerii numărului de intervenții pentru remedierea degradărilor structurale în cazul unui cutremur cu intensitatea celui de proiectare.

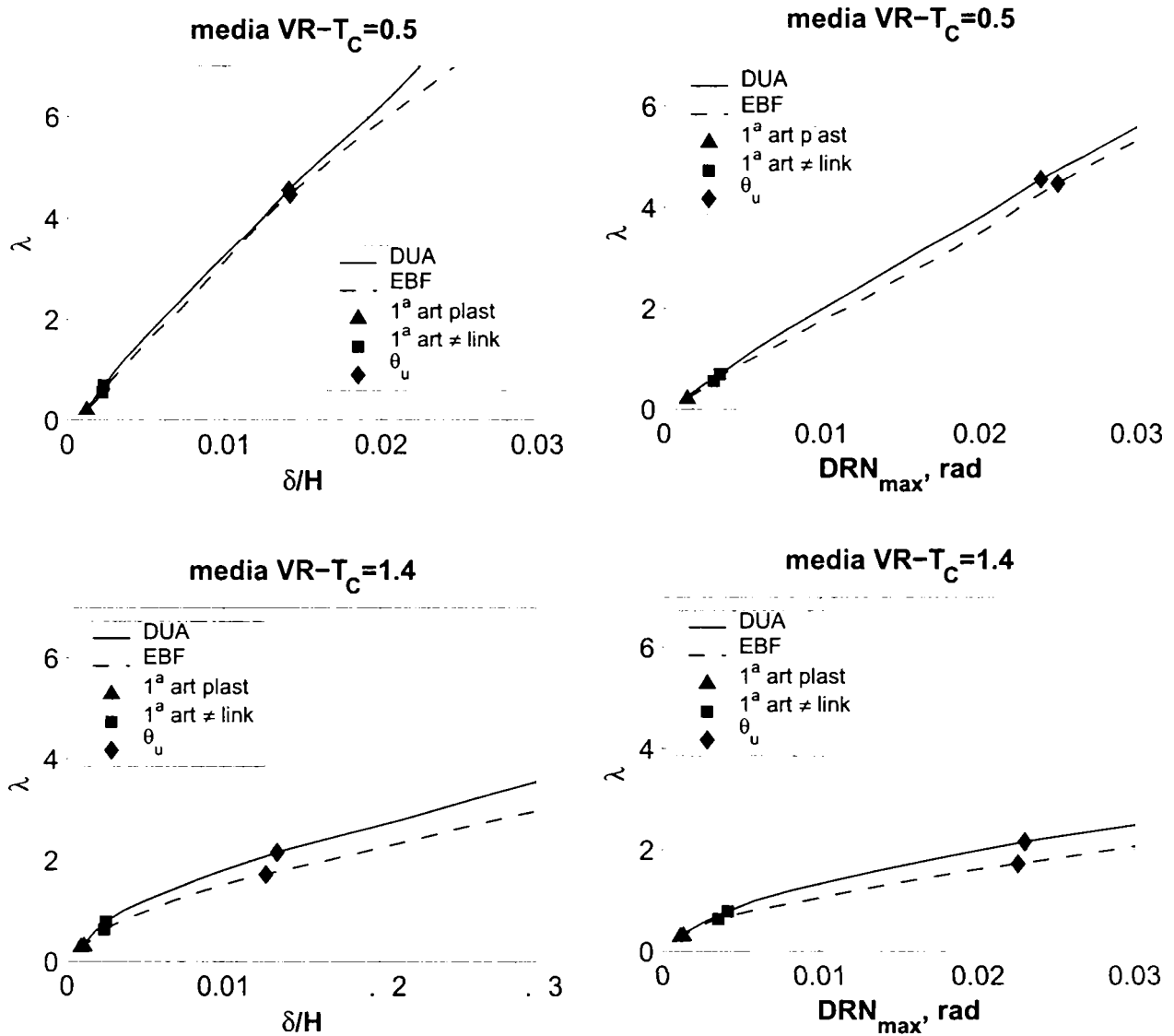


Figura 5.17: Curbele $\lambda-\delta/H$ și $\lambda-DRN_{max}$.

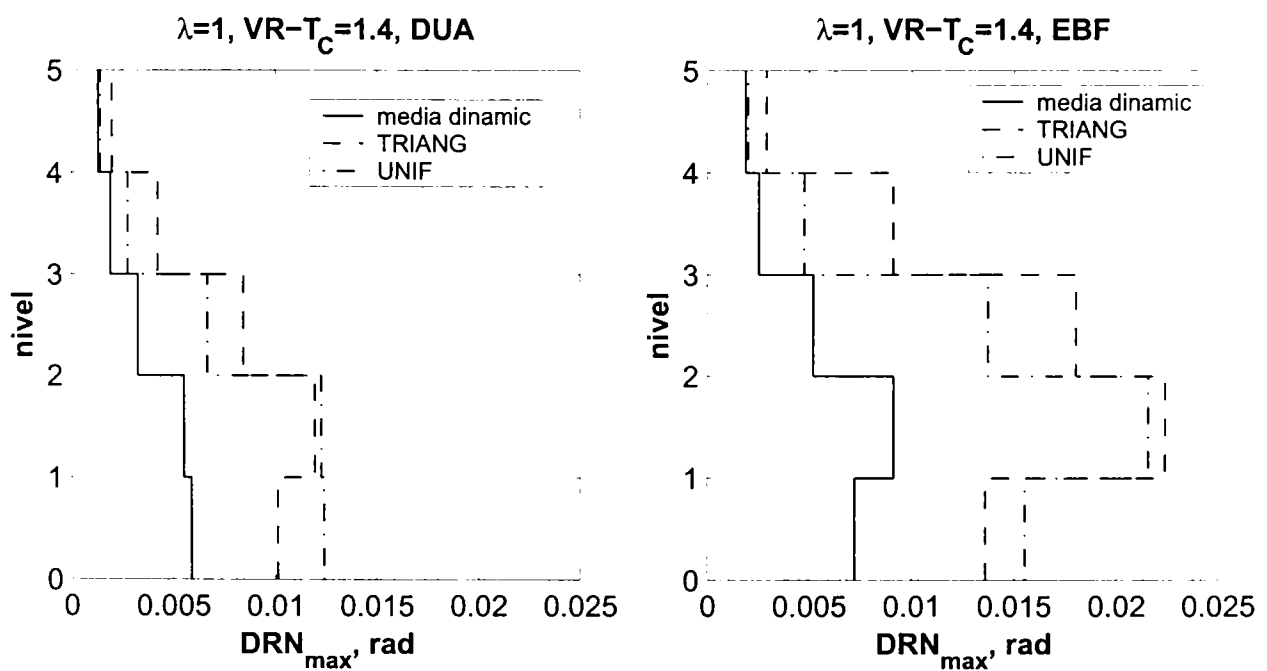


Figura 5.18: Distribuția DRN_{max} pe înălțime: comparație între media analizelor dinamice și N2.

Tabelul 5.8: Deplasarea la vârf δH : comparație între media analizelor dinamice și N2.

	structura	$T_C=0.5$			$T_C=1.4$		
		media din.	TRIANG	UNIF	media din.	TRIANG	UNIF
$\lambda=1$	DUA	0.0031	0.0054	0.0044	0.0036	0.0074	0.0073
	EBF	0.0034	0.0068	0.0056	0.0051	0.0132	0.0116
$\lambda=2$	DUA	0.006	0.011	0.009	0.012	0.021	0.018
	EBF	0.007	0.014	0.011	0.017	0.030	0.025

Comparația cerinței de deplasare la vârf determinate în urma analizelor dinamice și a metodei simplificate N2 este prezentată în Tabelul 5.8, pentru două nivele ale acțiunii seismice ($\lambda=1$ și $\lambda=2$). Cu toate că metoda simplificată reflectă diferențele dintre răspunsul celor două structuri, deplasarea la vârf este supraestimată apreciabil în comparație cu media analizelor dinamice. Aceasta se datorează pe de o parte variantei neiterative a metodei N2 aplicate în cadrul acestei lucrări, care a dus la o aproximare biliniară cu rigiditatea prea mică în cazul mișcărilor de intensitate redusă ($\lambda=1$) și a mișcării $T_C=0.5$. Pe de altă parte, în cazul $\lambda=2$ și a mișcării $T_C=1.4$, diferența se poate datora consolidării importante a structurilor analizate, care nu este luată în considerare de aproximarea biliniară elastică perfect plastică și nu este inclusă nici în relația dintre ductilitate și factorul de reducere al forțelor seismice ($\mu-R_\mu$). Distribuția deplasărilor relative de nivel pe înălțime reflectă observațiile emise pentru deplasarea la vârf: metoda simplificată N2 reprezintă corect influența configurației duale asupra răspunsului structurii (uniformizarea DRN_{max} și reducerea cerințelor de deplasare), dar supraestimează valorile acestora.

5.4.4 Influența degradării de rezistență

Modelarea structurilor DUA și EBF din paragraful 5.4.3 nu a inclus efectul degradării de rezistență a relației forță - deplasare a elementelor structurale. Considerarea acestui fenomen permite o evaluare mai realistă a colapsului structurii, care este generat atât de efectele de ordinul doi, cât și de reducerea rezistenței elementelor, ca urmare a unor deformații excesive. În contextul structurilor duale, eficiența substructurii secundare (flexibile) în asigurarea unui sistem de rezervă pentru structura de rezistență primară în cazul cedării acesteia nu poate fi evaluată în mod corect decât prin modelarea explicită a degradării de rezistență.

În acest scop s-au efectuat o serie de analize dinamice incrementale pe sisteme duale și omogene cu un singur grad de libertate dinamică, având caracteristici apropiate de proprietățile globale ale cadrelor DUA și EBF din capitolul precedent. Cele patru cazuri considerate (două sisteme omogene: OP și OD, și două duale: DP și DD) sunt prezentate în Figura 5.19. Toate structurile au aceiași rigiditate inițială K , forță de curgere F_y și perioadă proprie de vibrație T . Sistemul omogen OP este definit de o înfășurătoare monotonă elastică – perfect plastică, iar OD are incorporat în model degradarea de rezistență. Forța ultimă F_u remanentă a fost fixată la $0.25F_y$, cedarea producându-se după atingerea deplasării ultime $D_u = \mu \cdot D_y = 12 \cdot D_y$. Structurile duale DP (cu o înfășurătoare elastică-perfect plastică) și DD (cu degradare de rezistență) au fost compuse din două subsisteme: unul flexibil (f) și celălalt rigid (r). Raportul dintre rigiditățile celor două substructuri a fost stabilit la valoarea $K_f/K_r=0.125$, relația dintre rigiditățile componentelor și cea totală fiind:

$$K_r = \frac{K}{1+0.125} \quad (5.13)$$

$$K_f = \frac{0.125}{1+0.125} \cdot K \quad (5.14)$$

Raportul forțelor de curgere ale celor două componente a fost $F_{yf}/F_{yr}=0.5$, astfel încât rezistența subsistemului flexibil și rigid pot fi scrise:

$$F_{yr} = F_y \cdot \frac{K_r}{K_r + K_f} = \frac{F_y}{1.125} \quad (5.15)$$

$$F_{yf} = F_y \cdot 0.5 = F_y \cdot \frac{0.5}{1.125} \quad (5.16)$$

Ductilitățile subsistemului rigid ($\mu_r=12$) și a celui flexibil ($\mu_f=6$) au fost alese astfel ca să reprezinte ductilitatea globală a cadrului contravântuit excentric, respectiv a celui necontravântuit. Este de notat faptul că deplasarea ultimă D_{uf} la care are loc cedarea elementului flexibil este mai mare decât deplasarea ultimă a elementului rigid D_{ur} , chiar dacă ductilitatea sistemului rigid este mai mare. Acest fapt de datorează deplasării la curgere foarte mici a structurii rigide. Forța ultimă a fost fixată la $0.25F_y$ pentru ambele componente.

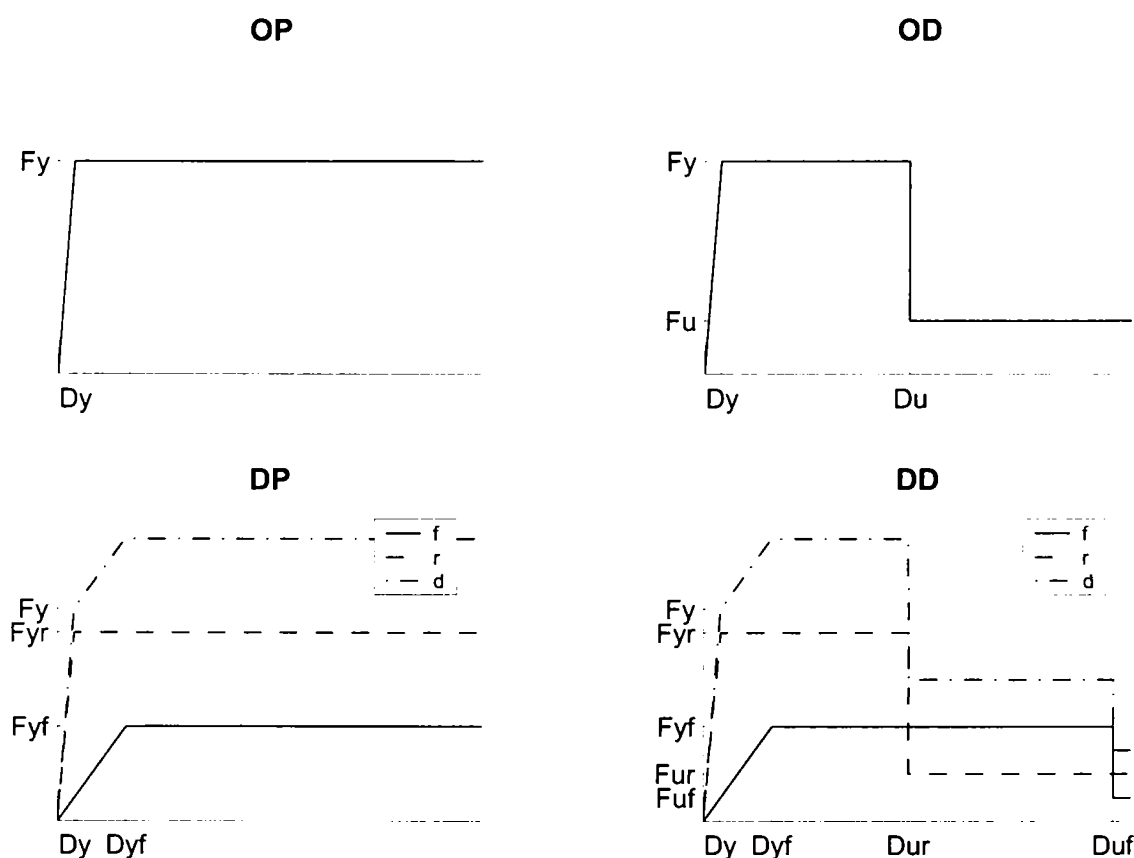


Figura 5.19: Relația monotonă forță-deplasare pentru sisteme cu un singur grad de libertate.

Răspunsul dinamic neliniar a fost efectuat în mediul de calcul OpenSees (Mazzoni și colab., n.d.), pentru mișcările seismice selectate în capitolul 2. Răspunsul ciclic a fost modelat cu tipul de material "Hysteretic", exemplificat în Figura 5.20 pentru sistemul OD și cuprinde o degradare ciclică a rigidității pe lângă degradarea de rezistență. În

cazul sistemelor duale, răspunsul global a fost modelat prin cuplarea în paralel a subsistemelor flexibil și rigid.

Performanța celor patru cazuri analizate a fost evaluată printr-o analiză dinamică incrementală, rezultatele fiind prezentate în format factor de reducere datorat ductilității – ductilitate. Relația $R_\mu-\mu$ reprezintă într-o formă adimensională relația dintre multiplicatorul accelerogramei λ și cerința de deplasare D și a fost discutată mai pe larg în capitolul 2.4.

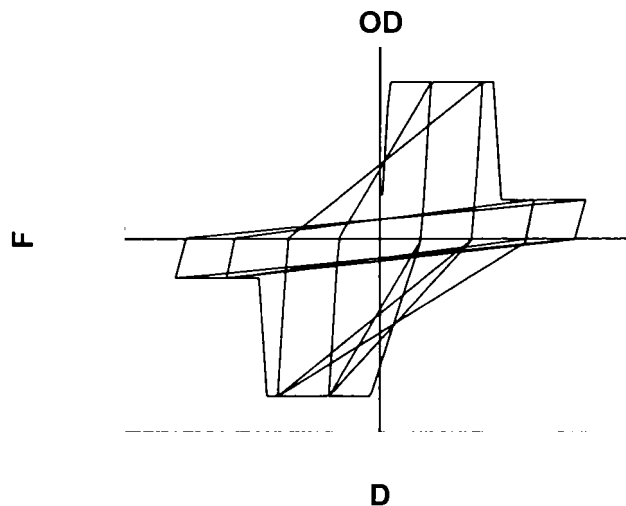


Figura 5.20: Răspunsul ciclic al sistemului OD.

Figura 5.21 prezintă relația $R_\mu-\mu$ pentru cele patru sisteme și două grupuri de mișcări seismice. În cazul setului de accelerograme $T_C=0.5$ degradarea de rezistență nu afectează răspunsul structurilor în intervalul intensităților seismice de interes practic ($R_\mu < 8$), cerința de ductilitate fiind inferioară celei la care are loc degradarea de rezistență (12). Perioada fundamentală a structurilor se află în domeniul vitezelor spectrale constante ($T > T_C$), deplasările inelastice sunt foarte apropiate de cele elastice, având loc egalitatea $R_\mu = \mu$. Rezistența globală și rigiditatea post-elastică mai mare a sistemelor duale (DP și DD) reduc cerința de ductilitate față de structurile omogene (OP și OD), dar acest efect este minor.

În cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$, perioada fundamentală a structurii se află în domeniul accelerațiilor spectrale constante ($T < T_C$), cerința de ductilitate înregistrând o creștere rapidă odată cu factorul de reducere. Influența conținutului de frecvențe al mișcării seismice asupra răspunsului structurilor este evidentă și net mai importantă decât influența caracteristicilor structurale analizate. Totuși, rezistența post-elastică mai ridicată a structurilor duale este mai eficientă decât în cazul grupului anterior de accelerograme. Degradarea de rezistență devine importantă pentru ductilități $\mu > \mu_r$, ducând la o aplatizare rapidă a curbei $R_\mu-\mu$, indiciu al instabilității dinamice. Configurația duală devine eficientă în reducerea cerințelor de ductilitate (30-40% față de configurația omogenă) pentru ductilități ridicate, care să producă degradarea sistemului principal de rezistență. Răspunsul elastic al substructurii flexibile limitează deplasările permanente la structurile duale, acest efect fiind asigurat până la atingerea ductilității convenționale $\mu_D=4$ (vezi Figura III.5 din Anexa III). Reducerea deformațiilor permanente la configurațiile duale este mai puțin importantă în cazul setului de accelerograme $T_C=1.4$, din cauza caracterului de puls al încărcării seismice.

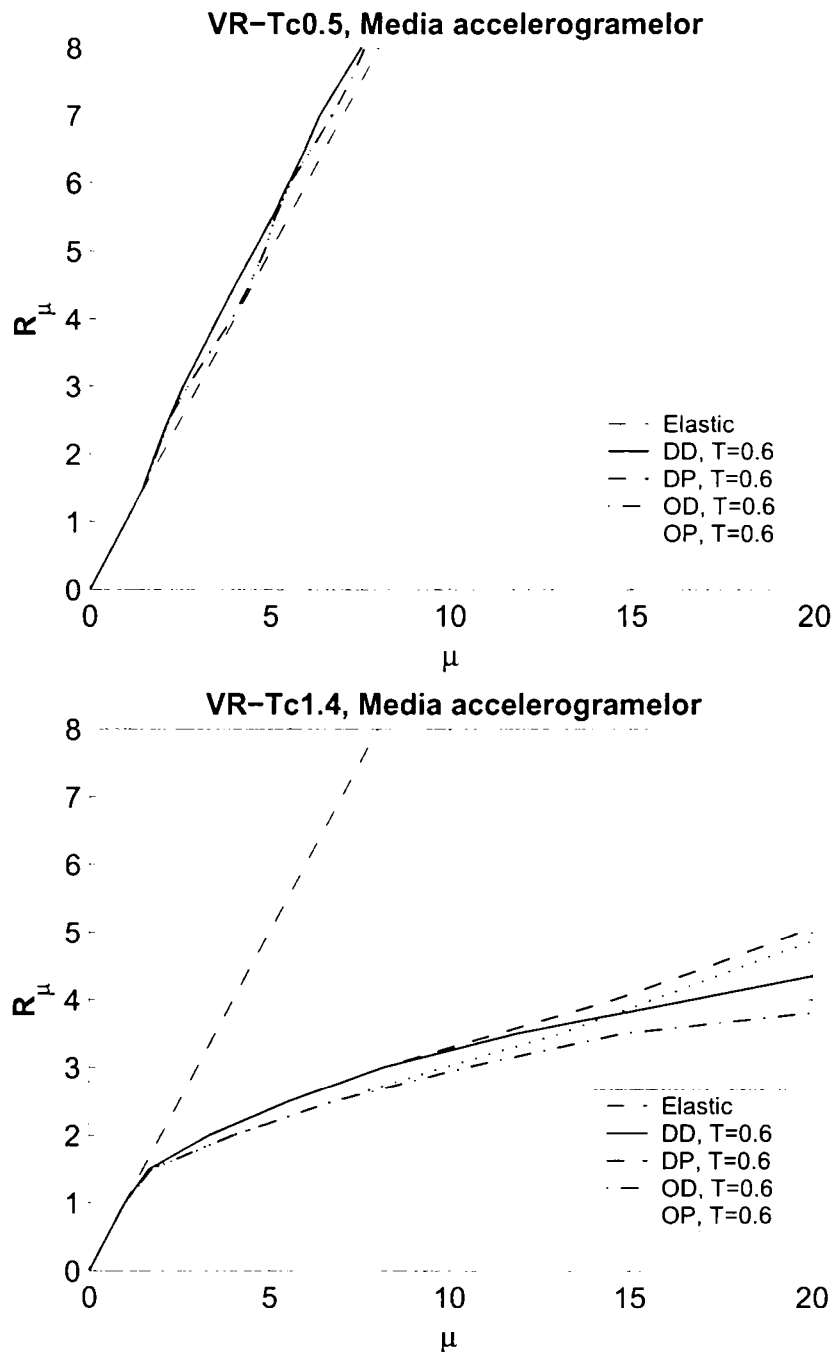


Figura 5.21: Relația R_μ - μ pentru sisteme omogene (OD și OP) și duale (DD și DP), $\mu_r=12$; $\mu_r=6$.

Astfel, existența unui sistem secundar de rezistență devine importantă pentru structurile cu o ductilitate redusă. În Figura III.6 din Anexa III sunt prezentate relațiile R_μ - μ pentru o structură omogenă (ODB) și una duală (DDB), cu o ductilitate inferioară celei de la structurile definite mai sus (OD și DD) - $\mu_r=6$. Degradarea de rezistență devine un parametru important în determinarea cerințelor de deplasare impuse structurii, inclusiv în cazul grupului de accelerograme $T_c=0.5$, iar configurația duală devine eficientă în reducerea cerinței de ductilitate.

5.5 Concluzii

Proiectarea structurilor duale formate din cadre metalice contravântuite excentric și necontravântuite conform normelor antiseismice actuale nu oferă avantaje față de structurile omogene. Criteriul de proiectare guvernănt este reprezentat de rezistența

barelor disipative scurte. Aportul de rigiditate și rezistență al structurii secundare, formate din deschideri necontravântuite cu noduri rigide, este minor la nivelul forțelor de calcul, aceasta neafectând practic dimensionarea structurii principale. Utilizarea unor îmbinări riglă-stâlp rigide în deschiderile necontravântuite oferă avantajul unei dimensionări mai economice a elementelor structurale, dar crește costul nodurilor. Criteriul de proiectare pentru elementele structurii necontravântuite îl constituie rezistența (SLU) în gruparea fundamentală de încărcări. Constructiv, structura duală poate fi alcătuită din cadre contravântuite și necontravântuite paralele, sau ca și deschideri contravântuite/necontravântuite ale aceluiași cadru. În prima variantă, conlucrarea dintre cele două subsisteme trebuie asigurată prin intermediul unui planșeu suficient de rigid și puternic pentru transferul forțelor de inerție.

Fenomenele care afectează performanța seismică a structurilor duale pot fi împărțite în două grupuri:

- aspecte care țin de relația forță-deplasare globală și tipul de mișcare seismică, care pot fi modelate prin sisteme cu un singur grad de libertate dinamică
- distribuția cerințelor de ductilitate și a degradărilor în structură, pentru analiza cărora este necesar un model cu mai multe grade de libertate dinamică

La nivelul relației globale forță-deplasare, structurile duale sunt caracterizate de: (1) o rigiditate și o forță de curgere apropiate de cele ale structurilor omogene și (2) rezistență maximă și consolidare mai ridicate. În cazul în care perioada fundamentală a structurii este mai mare decât perioada de colț a mișcării seismice, cerința de deplasări inelastice a structurilor omogene este aproximativ egală cu deplasările elastice. De aceea, consolidarea și rezerva de rezistență post-elastică a structurilor duale nu influențează cerința de ductilitate a acestora. Diferența dintre relația forță-deplasare globală a structurilor duale și omogene devine importantă atunci când perioada fundamentală a structurii este mai mică decât perioada de colț a mișcării seismice. Cerința de deplasare inelastică a structurilor omogene este mai mare decât deplasările elastice în acest caz, iar consolidarea mai mare și rezistența post-elastică a configurațiilor duale devin eficiente în reducerea cerințelor de ductilitate.

Limitarea deplasărilor laterale permanente este importantă pentru asigurarea funcționii clădirii după un cutremur. Structurile duale sunt eficiente în reducerea acestora atât timp cât substructura flexibilă are un răspuns elastic. Optimizarea configurațiilor duale din acest punct de vedere poate fi efectuată măbind ductilitatea convențională μ_D , dată de ecuația (5.4). Din punct de vedere practic, creșterea ductilității convenționale este eficientă prin folosirea unui oțel cu limita de curgere superioară la deschiderile necontravântuite, asigurând astfel o creștere a rezistenței, dar nu și a rigidității sistemului flexibil. Efectul de reducere a deplasărilor permanente de către configurația duală este maxim în cazul în care perioada fundamentală a structurii se află în domeniul vitezelor spectrale constante.

Performanța superioară a configurațiilor duale față de sisteme echivalente omogene devine importantă pentru structurile cu ductilitate limitată, reducând cerința de deplasări maxime și permanente, și diminuând riscul atingerii instabilității dinamice. În cazul unor sisteme foarte ductile, cum sunt și cadrele contravântuite excentric cu bara disipativă scurtă, aceste aspecte sunt totuși mai puțin importante.

La nivelul structurilor multietajate cu structură duală, existența substructurii secundare flexibile îmbunătățește performanța seismică prin uniformizarea deplasărilor relative de nivel pe înălțime, reducând riscul unor mecanisme parțiale de nivel. Cadrele contravântuite excentric cu bara disipativă scurtă suferă de cerințe ridicate de deformații plastice în linkurile de la nivelele inferioare. Cadrele duale conduc la o distribuție mai uniformă a deformațiilor plastice în linkuri în comparație cu cele omogene, îmbunătățind capacitatea globală de disipare a energiei. Folosind proiectarea de capacitate și principiile de alcătuire a structurilor duale enunțate în capitolul 5.3, degradările structurale pot fi izolate doar în barele disipative scurte, asigurând un răspuns elastic al deschiderilor necontravântuite, chiar și pentru nivele ale intensității seismice corespunzătoare stării limită ultime. Pe lângă beneficiile amintite mai sus, această comportare reduce costurile de intervenție la structură în urma unui seism de calcul.

În comparație cu structurile necontravântuite, cadrele contravântuite excentric cu bara disipativă scurtă nu necesită o supradimensionare din condiții de deformabilitate laterală și rezultă cu o greutate a structurii de rezistență redusă cu aproximativ 20%.

Configurația și proprietățile post-elastice ale structurilor afectează răspunsul lor, dar caracteristicile mișcării seismice au o influență net mai importantă. Spre deosebire de răspunsul elastic al unei structuri, care este complet definit de spectrul de pseudo-accelerație, răspunsul în domeniul plastic depinde nu numai de accelerația spectrală, ci și de conținutul de frecvențe al mișcării seismice. Structurile cu perioada fundamentală mai mică decât perioada de colț a mișcării seismice suferă o amplificare importantă a cerințelor de ductilitate față de structurile aflate în domeniul de viteze spectrale constante. În contextul proiectării, factorul de reducere al forțelor seismice depinde puternic nu numai de tipul structurii, ci și de conținutul de frecvențe al mișcării seismice. Normele antiseismice actuale neglijează acest din urmă aspect, important în contextul condițiilor seismice din România, capabile să genereze mișcări seismice cu perioada de colț în jur 1.4-1.5 secunde.

ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE LINK DEMONTABIL

6.1 Introducere

Proiectarea structurii de rezistență a clădirilor multietajate în zone cu o seismicitate ridicată are la bază, în cele mai multe cazuri, conceptul de structură disipativă, deoarece asigurarea unui răspuns elastic la un seism de calcul cu perioada de revenire de 475 de ani este în general neeconomică. Această modalitate de calcul, care este aplicată în procedura de calcul din norme prin utilizarea factorilor de reducere a forțelor seismice (R în normele americane, q în cele europene și $1/\psi$ în normativul românesc), acceptă degradări importante ale structurii de rezistență în urma unui seism de calcul. Se crede totuși că, folosind criteriile de proiectare din normativele moderne, colapsul structurii poate fi eliminat, protejând viața oamenilor.

Comportarea structurilor în urma seismelor de la Loma Prieta (1989), Northridge (1994) și Hyogoken-Nanbu (1995) au arătat că în general, construcțiile moderne îndeplinesc cerințele de prevenire a colapsului în cazul unui seism major. Totuși, pierderile economice în urma acestor dezastre naturale au fost neașteptat de mari, impulsivând dezvoltarea conceptului de proiectare bazată pe performanță (PBP), vezi paragraful 3.8.1. PBP încearcă să asigure nivele multiple de performanță sub efectul unor nivele corespunzătoare ale acțiunii seismice. Printre obiectivele acesteia se numără și minimizarea degradărilor structurale dar și nestructurale la nivele mici și mijlocii ale acțiunii seismice (cu perioade medii de recurență de 100-225 ani). Aceasta este echivalent cu diminuarea costului global (construcție plus întreținere/reabilitare) al unei clădiri amplasate într-o zonă seismică.

Pe de altă parte, proiectarea bazată pe capacitate, aplicată în majoritatea normelor actuale, permite proiectarea unor structuri care să dirijeze deformațiile plastice în anumite zone prestabilite, numite zone disipative. Folosind criteriile proiectării bazate pe capacitate și "jocul" cu rigiditatea și rezistența componentelor structurii (vezi capitolul precedent), pot fi realizate structuri duale care să izoleze deformațiile plastice într-un număr limitat de elemente structurale. Acest lucru s-a arătat a fi posibil cel puțin pentru structurile duale în cadre contravântuite excentric și cadre necontravântuite cu noduri rigide.

O realizare judicioasă a elementelor disipative poate reduce substanțial costul lucrărilor de intervenție la o structură afectată de un cutremur major. Ideea constă în prevederea unor îmbinări demontabile între elementele disipative și restul structurii, ușurând înlocuirea zonelor degradate în cazul unui cutremur. În cazul cadrelor metalice contravântuite excentric, linkurile se pot îmbina cu rigla metalică cu ajutorul unor plăci de capăt, asigurând printr-o dimensionare corectă a îmbinării și a linkului degradarea doar a părții demontabile. O astfel de îmbinare cu placă de capăt și șuruburi de înaltă

rezistență este prezentată în Figura 6.1. După un cutremur major, când majoritatea elementelor disipative trebuie înlocuite, în cazul schemei propuse, elementul disipativ degradat poate fi înlocuit relativ ușor și la un cost redus. Conceptul poate fi folosit atât pentru structuri contravântuite excentric omogene, cât și duale. Ultimul caz prezintă avantajul unor deformații permanente mai mici decât la structurile omogene, efect benefic atât pentru înlocuirea elementelor demontabile, cât și pentru funcționalitatea clădirii.

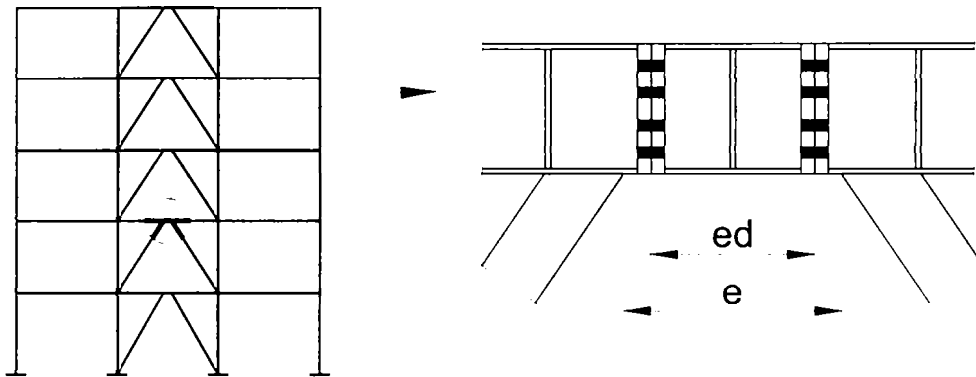


Figura 6.1: Conceptul de link demontabil.

6.2 Programul experimental

6.2.1 Scopul încercărilor și montajul

Pentru verificarea acestor ipoteze s-a efectuat un program experimental, care a avut la bază cadrul dual DUA, modul de dimensionare și performanța seismică a acestuia fiind descrise în capitolul 5. Scopul încercărilor a constat în determinarea comportării la încărcări ciclice a linkului și a prinderii acestuia de rigla cadrului, precum și fezabilitatea înlocuirii elementului demontabil în urma degradării acestuia.

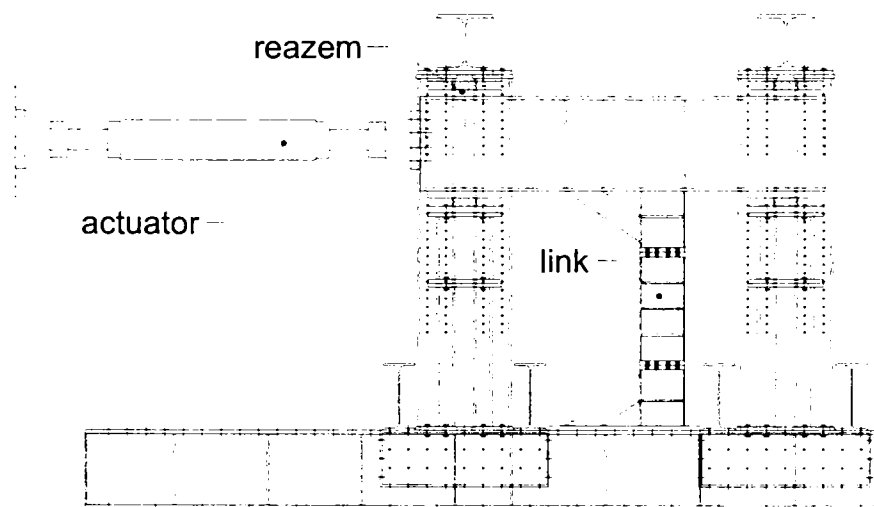


Figura 6.2: Standul experimental pentru încercarea linkurilor demontabile.

Schema încercării unui link de acest tip este prezentată în Figura 6.2 și cuprinde o porțiune a structurii dimensionate anterior, iar Figura 6.3 prezintă o imagine de ansamblu asupra standului experimental. Forța generată de un actuator hidraulic

QUIRI de 500 kN a fost aplicată specimenului prin intermediul unei rigle rigide tip IPE500, mișcarea de translație orizontală fiind impusă de patru reazeme pe role.



Figura 6.3: Privire de ansamblu asupra standului de încercare.

6.2.2 Specimenele

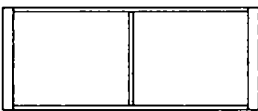
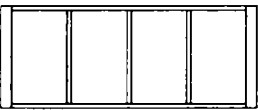
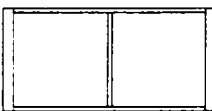

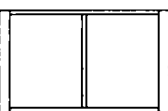
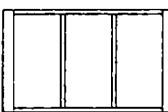
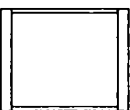
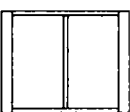
Bara disipativă demontabilă, formată dintr-un cupon de profil IPE240 și placa de capăt sudată, au fost executate din oțel OL37 (S235), iar restul structurii, care trebuie să rămână în domeniul elastic – din OL52 (S355). Pentru a studia influența raportului dintre forța tăietoare și momentul încovoietor în link, au fost prevăzute patru lungimi ale acestuia: $e=400, 500, 600$ și 700mm , măsurate între capetele diagonalelor (vezi Figura 6.1). Lungimea efectivă a elementului demontabil, între cele două plăci de capăt, este cu 100 mm mai scurtă decât aceasta din urmă ($e_e=e-100$). Toate cele patru lungimi se încadrează în domeniul barelor disipative scurte, care lucrează preponderent la tăiere, ultima reprezentând limita superioară. Un element de tip link este considerat de tip scurt dacă respectă următoarea condiție (AISC, 1997):

$$e \leq \frac{1.6 \cdot M_p}{V_y} \quad (6.1)$$

unde $M_p = f_y \cdot W_{pl}$ este momentul plastic al secțiunii linkului, $V_y = A_s \cdot f_y / \sqrt{3}$ este forța tăietoare de curgere; W_{pl} fiind modulul plastic al secțiunii, A_s este aria de forfecare ($h - 2t_f / t_w$); h – înălțimea profilului; t_f – grosimea tălpii; t_w – grosimea inimii; f_y – limita de curgere a oțelului. Pentru secțiunea IPE240 și aria de tăiere definită ca mai sus, formula (6.1) rezultă într-o lungime maximă $e=1.6 \times 86.15 \times 10^6 / 185.5 \times 10^3 = 743\text{ mm}$.

Un alt parametru considerat a fost distanța între rigidizările intermediare ale linkului, o distanță mai mică între acestea împiedicând voalarea inimii și asigurând o comportare stabilă la încărcări ciclice. AISC 1997 prevede dispunerea unor rigidizări intermediare pe toată înălțimea secțiunii la o distanță maximă de $30t_w-h/5=138$ mm pentru bare disipative capabile să dezvolte rotiri de 0.08 radiani, și $52t_w-h/5=274$ mm pentru rotiri capabile de 0.02 radiani. Rigidizările cu grosimea de 10 mm au fost dispuse pe ambele părți ale inimii, folosind un număr minim de rigidizări care să satisfacă condiția normativă. Detalii asupra dimensiunii speciemenelor și a modului de dispunere a rigidizărilor sunt prezentate în Figura IV.1 din Anexa IV.

Tabelul 6.1: Programul experimental.

specimen	încărcare	pretensionare	e, mm	e _d , mm	rigidizări	schiță
LL7-m	monotonă	100%	700	600	rare	
LL7-c1	ciclică	100%				
LL7-c2	ciclică	50%				
LH7-m	monotonă	100%	700	600	dese	
LH7-c1	ciclică	100%				
LH7-c2	ciclică	50%				
LL6-m	monotonă	100%	600	500	rare	
LL6-c1	ciclică	100%				
LL6-c2	ciclică	50%				
LH6-m	monotonă	100%	600	500	dese	
LH6-c1	ciclică	100%				
LH6-c2	ciclică	50%				
LL5-m	monotonă	100%	500	400	rare	
LL5-c1	ciclică	100%				
LL5-c2	ciclică	50%				
LH5-m	monotonă	100%	500	400	dese	
LH5-c1	ciclică	100%				
LH5-c2	ciclică	50%				
LL4-m	monotonă	100%	400	300	rare	
LL4-c1	ciclică	100%				
LL4-c2	ciclică	50%				
LH4-m	monotonă	100%	400	300	dese	
LH4-c1	ciclică	100%				
LH4-c2	ciclică	50%				

Din fiecare combinație de parametri (lungime link și distanțe rigidizări) au fost încercate câte trei specieme: unul monoton și două ciclic. Au rezultat 24 de specieme de linkuri, programul experimental fiind recapitulat în Tabelul 6.1. Restul structurii, care trebuie să rămână în domeniul elastic, s-a refolosit de la o încercare la alta. Speciemele au fost marcate în felul următor: L[x][n]-[t], unde:

- [x] – L pentru rigidizări rare, H pentru rigidizări dese
- [n] – 7, 6, 5, 4 pentru lungimea linkului
- [t] – m pentru monoton, c1 pentru ciclic 1 și c2 pentru ciclic 2

De exemplu, LL7-m reprezintă specimenul de link cu rigidizări rare (L), de lungime 700 mm (7), încărcat monoton (m).

Șuruburile au fost pretensionate 100% în cazul specimenului încercat monoton (m) și a primului încercat în regim ciclic (c1). Șuruburile celui de-al doilea specimen încercat ciclic (c2) au fost pretensionate la 50% din valoarea prescrisă.

Încercări experimentale anterioare (capitolul 4.4, Dubina și colab., 2000, Dubina și Stratan, 2002) pe noduri riglă-stâlp cu placă de capăt au scos în evidență o serie de probleme, care au dus la o performanță scăzută a acestui tip de îmbinări. Printre acestea se numără:

- sudura de colț între talpa riglei și placa de capăt nu se comportă corespunzător în condiții de solicitare ciclică
- sudura în adâncime în $1/2V$, dacă este realizată cu rădăcina sudurii la fibra exterioară a secțiunii (la talpa inferioară a riglei) conduce la un comportament fragil al acesteia, din cauza facilitării amorselor de fisuri de către rădăcina sudurii
- gaura de acces la rădăcina sudurii constituie un concentrator de tensiune și poate genera o rupere fragilă în materialul de bază la cerințe de deformație relativ mici

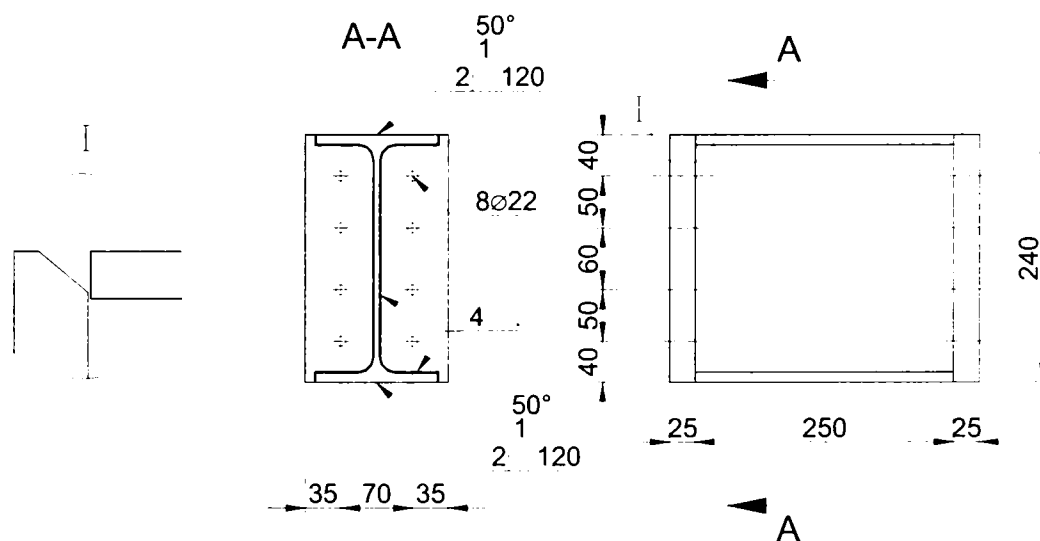


Figura 6.4: Detaliile de sudură folosite la execuția îmbinării.

S-a încercat folosirea unor detalii de sudură care să remedieze o parte din problemele enumerate mai sus. În primul rând, pentru prinderea tălpii linkului și a riglei de placa de capăt s-a prevăzut o sudură în adâncime în $1/2V$, efectuată dinspre exterior, astfel ca rădăcina sudurii să rezulte la fibra interioară a tălpii. În al doilea rând, gaura de acces la rădăcina sudurii a fost eliminată complet, aplicându-se o sudură de colț pe conturul interior al profilului laminat (tălpi + inimă). Detalii ale acestui procedeu sunt prezentate în Figura 6.4.

6.2.3 Caracteristicile materialelor

Pentru determinarea caracteristicilor oțelului folosit la fabricarea specimenelor, au fost efectuate încercări la tracțiune pe epruvete extrase din componentele principale, folosind o mașină universală UTS RSA 250. Încercările pe epruvete proporționale au fost efectuate conform SR EN 10002-1, 1990, aplicând o viteză de încărcare cvasi-statică constantă, echivalentă cu $20 \text{ N/mm}^2\text{sec}$. 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 6.2. Valorile din tabel reprezintă media trei încercări. Câteva curbe caracteristice efort unitar – alungire specifică ($f-\varepsilon$) sunt prezentate în Figura 6.5. Toate materiale s-au încadrat în cerințele standardelor de produs. Totuși, se pot observa valori mai ridicate ale rezistenței, dar în special a limitei de curgere la profilele laminate IPE240, în comparație cu tabla pentru placa de capăt. În altă ordine de idei, există o diferență apreciabilă între caracteristicile tălpii și a inimii la bara disipativă (IPE240 – S235).

Tabelul 6.2: Rezultatele încercării la tracțiune pe materialele folosite la încercări.

element	componenta	$f_y (R_{eh}), \text{N/mm}^2$	$f_u, \text{N/mm}^2$	f_u/f_y	$A, \%$
link demontabil: S235 (OL37)	IPE240 talpă	268.0	401.9	1.50	29.2
	IPE240 inimă	337.8	426.7	1.26	30.8
	t=25	250.8	413.1	1.65	36.3
rigla: S355 (OL52)	IPE240 talpă	435.2	550.0	1.26	26.1
	IPE240 inimă	445.8	552.5	1.24	26.7
	t=25	357.5	528.1	1.48	31.5
contravântuire: S355	RHS120*120*7.1	369.8	529.4	1.43	30.2
rigla (s)*: S355 (OL52)	IPE240 talpă	374.5	522.3	1.39	29.5
	IPE240 inimă	415.2	523.9	1.26	28.0
	t=25	369.6	549.6	1.49	31.7
contravântuire (s)*: S355 (OL52)	RHS120*120*7.1	414.9	551.4	1.33	29.6

*notă: elementul riglă-contravântuire inferior a fost înlocuit o singură dată pe parcursul încercărilor

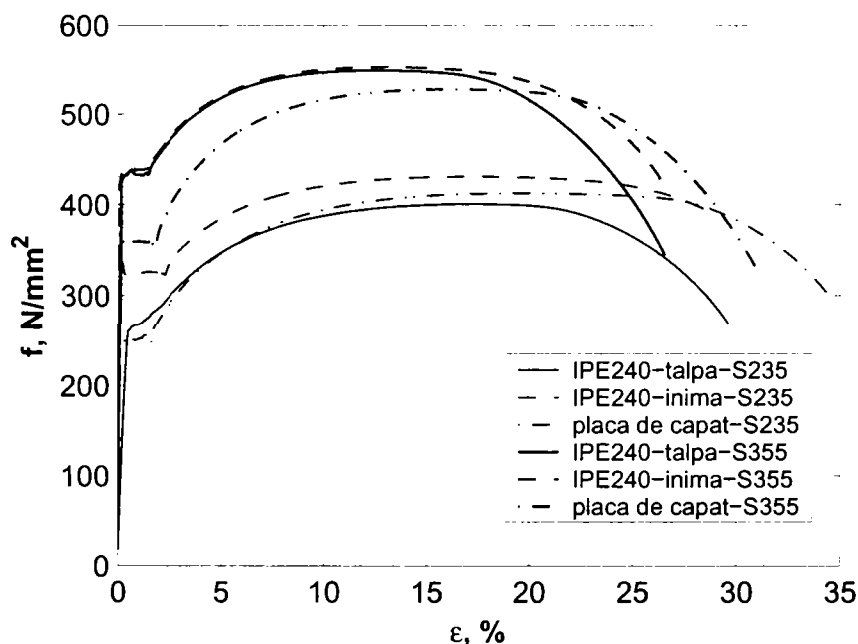


Figura 6.5: Curbe caracteristice efort unitar – alungire pentru încercările la tracțiune.

6.2.4 Procedura de încărcare

Încercarea specimenelor de link a urmat procedura completă recomandată de Convenția Europeană pentru Construcții Metalice (ECCS, 1985). Aceasta prevede o încercare monotonă, pentru ridicarea 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 (vezi Figura 6.6a). Deplasarea la curgere e_y este folosită pentru stabilirea încărcării ciclice. Aceasta urmează patru cicluri elastice inițiale ($\pm 0.25e_y$, $\pm 0.5e_y$, $\pm 0.75e_y$ și $\pm 1.0e_y$), urmate de grupuri a câte trei cicluri la amplitudini multiple $2e_y$ ($3x \pm 2e_y$, $3x \pm 4e_y$, $3x \pm 6e_y$, etc.), după cum este exemplificat în Figura 6.6b. Amplitudinea deplasării aplicate specimenelor este mărită până la atingerea colapsului. Încercarea specimenelor a fost efectuată în control de deplasare, la o viteză cvasi-statică (10 mm/min la încercările monotone și 6 minute per ciclu la încercările ciclice).

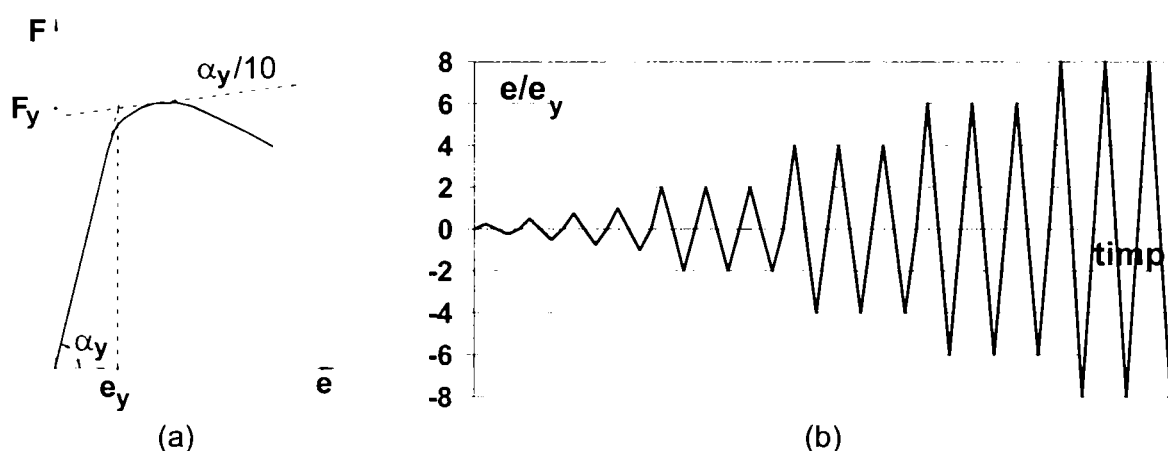


Figura 6.6: Procedura ECCS de determinare a forței de curgere (a) și de aplicare a încărcării ciclice (b).

6.2.5 Dimensionarea îmbinărilor

Mecanismul principal de disipare a energiei în linkurile scurte clasice are loc prin deformarea plastică a inimii. În cazul barei disipative demontabile, îmbinarea dintre link și rigla cadrului se află într-o zonă de solicitări maxime. Pentru asigurarea ductilității ansamblului, îmbinarea trebuie să posede o suprarezistență față de eforturile de încovoiere generate de link, fie să reprezinte în sine un mecanism de cedare ductil. În cadrul acestui program experimental s-a analizat prima opțiune, și anume izolarea degradărilor în bara disipativă propriu-zisă, o comportare elastică a îmbinării facilitând înlocuirea elementului demontabil degradat.

Pentru dimensionarea îmbinării de continuitate cu placă de capăt, sunt necesare în primul rând evaluarea eforturilor maxime care pot fi transmise îmbinării de plastificarea și consolidarea completă a linkului. Prevederile normative disponibile la data conceperii programului experimental au fost Eurocode 8, 1994 și AISC, 1997. Acestea conțin prescripții diferite, atât asupra modului de evaluare a forței plastice de tăiere V_y , cât și a suprarezistenței necesare dimensionării elementelor nedisipative. Ultimul aspect ține seama de consolidarea relației forță-deplasare, importantă în cazul elementelor care lucrează la tăiere.

Astfel, Eurocode 8, 1994 face referință la Eurocode 3 pentru determinarea forței de tăiere plastice nominale, care se obține conform formulei:

$$V_y = A_s \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (6.2)$$

Cu toate că AISC folosește o relație similară:

$$V_y = 0.6 \cdot f_y \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \quad (6.3)$$

coeficientul 0.6 fiind o aproximare a termenului $1/\sqrt{3}$ folosit de Eurocode, cele două norme diferă în modul de determinare a ariei de tăiere, aceasta fiind limitată la aria inimii în cazul normei americane. Pentru profile laminate, aria de tăiere din Eurocode înglobează aportul racordului dintre inimă și talpă. În cazul secțiunii IPE240, norma europeană conduce la o forță capabilă mai mare cu 40% față de norma americană ($A_s^{EC3}/A_s^{AISC}=1914/1367=1.4$). Momentul capabil al secțiunii este același conform normelor în cauză, astfel încât forța plastică conduce inclusiv la încadrarea diferită a linkurilor conform ecuației (6.1) din punctul de vedere al tipului acestora.

O altă problemă o constituie evaluarea suprazistenței necesare elementelor nedisipative, ținând cont de consolidarea importantă a barelor disipative scurte. Evidența experimentală a arătat valori ale forței ultime în link de 1.5 ori mai mari decât forța de curgere (Kasai și Popov, 1986). Eurocode 8 prevede o suprazistență de doar 1.2, conform ecuației (5.8). Suprazistența necesară a contravântuirii conform AISC este de $1.25 \cdot R_y \cdot V_y$, unde R_y este un coeficient care ține cont de faptul că limita de curgere reală a oțelului este mai mare decât valoarea nominală minimă, coeficient care variază între 1.1 și 1.5. Cumulat, norma americană prevede o suprazistență cuprinsă între 1.38 și 1.88.

Efectul unei forțe tăietoare plastice mai mari în cazul normelor europene contrabalansează valoarea mică a suprazistenței, forța maximă în îmbinare estimată conform celor două metode ajungând să aibă valori apropiate. În cele din urmă s-a adoptat un coeficient de suprazistență relativ conservator, de 1.75, aplicat forței de curgere determinate din aria de tăiere a inimii:

$$V_{\max} = 1.75 \cdot V_y = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (6.4)$$

echivalent unei suprazistențe de 1.25 aplicate forței plastice din Eurocode 3. Pentru dimensiunile nominale ale secțiunii IPE240 și a limitei de curgere de 235N/mm² pentru oțelul S235, a rezultat o forță maximă de $1.75 \cdot 185.5 = 325$ kN. Pornind de la această forță, momentul maxim în îmbinare poate fi determinat ca și:

$$M_{\max} = \frac{V_{\max} \cdot e_d}{2} \quad (6.5)$$

Toate lungimile de link încadrându-se în domeniul linkurilor scurte, forța tăietoare maximă are aceeași valoare pentru toate lungimile de link. Momentul maxim în îmbinare, estimat conform ecuației (6.5), este prezentat în Tabelul 6.3.

Tabelul 6.3: Valorile nominale ale eforturilor maxime și verificarea rezistenței îmbinării.

specimen	e, mm	e _d , mm	V _{max} , kN	M _{max} , kNm	F _{max} /F _{Rd} șurub			
					întindere	forfecare	întindere + forfecare	frecare
LH7, LL7	700	600	325	97.50	0.80	0.41	0.98	0.74
LH6, LL6	600	500	325	81.25	0.66	0.41	0.89	0.74
LH5, LL5	500	400	325	65.00	0.53	0.41	0.79	0.74
LH4, LL4	400	300	325	48.75	0.40	0.41	0.70	0.74

notă: coeficientul parțial de siguranță pentru verificarea rezistenței șuruburilor $\gamma_{Mb}=1.25$

După cum s-a amintit deja, dimensionarea îmbinărilor cu placă de capăt a avut la bază asigurarea unui răspuns elastic sub efectul forței maxime din link. De aceea, s-a ales o

grosime a plăcii de capăt care să împiedece o deformare excesivă a acesteia și să nu limiteze capacitatea portantă a șurubului la întindere. Pentru satisfacerea condițiilor de mai sus, s-au ales șuruburi M20x85 gr.10.9 și o placă de capăt cu grosimea de 25 mm. Verificarea unei comportări elastice a plăcii de capăt s-a efectuat prin metodele din Anexa J a Eurocode 3, 1997, impunând o grosime care să conducă la modul 3 de cedare (întindere în tija șurubului) a T-ului echivalent. În aceste condiții, îmbinarea cu șuruburi poate fi dimensionată presupunând o distribuție elastică a eforturilor în șuruburi. Au fost verificate la forfecarea ($F_{v,Rd}=98$ kN), presiunea pe gaură ($F_{b,Rd}=194.4$ kN) și întinderea în tija șurubului ($F_{t,Rd}=176.4$ kN). Raportul dintre eforturile de calcul și cele capabile ale șuruburilor, pentru întindere, forfecare și întindere plus forfecare au fost determinate conform Eurocode 3, 1997 și sunt prezentate în Tabelul 6.3.

Suplimentar, s-a verificat posibilitatea lucrului îmbinării prin frecare. În acest scop, s-a cerut fabricantului sablarea suprafețelor de contact a plăcilor de capăt, încadrând pregătirea lor în clasa B și asigurând astfel un coeficient de frecare $\mu=0.4$. În aceste condiții a rezultat o rezistență la frecare pe șurub de $F_{s,Rd}=54.9$ kN, care ar împiedeca lunecările în îmbinare chiar și la eforturile maxime generate de plastificarea elementului disipativ. Cu toate că prezența unui moment de încovoiere important în secțiune poate diminua efortul de precomprimare, ducând la diminuarea rezistenței de frecare, Eurocode 3, 1997 prevede (clauza 6.5.8.4(2)) că în cazul îmbinărilor solícitate la încovoiere, scăderea precomprimării la fibra întinsă este contrabalansată de o forță de contact suplimentară la fibra comprimată, nefiind nevoie de reducerea rezistenței la frecare. Astfel, îmbinarea cu placă de capăt folosită trebuie să asigure un răspuns elastic, limitând deformațiile plastice în bara disipativă scurtă propriu-zisă.

6.3 Prelucrarea datelor experimentale

Răspunsului specimenelor a fost monitorizat prin intermediul unor captori de deplasare și forță, 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 al actuatorului, ceilalți parametri (deformațiile) au fost înregistrați cu o serie de captori potențiometrici (tip TRS și LWH) și inductivi (LVDT). Schema de dispunere a captorilor este prezentată în Figura 6.7. Aceștia au fost fixați fie pe elemente diferite ale subansamblului structural, pentru măsurarea deplasărilor relative între componente, fie pe o structură secundară fără contact cu standul de încercare, pentru măsurarea deplasărilor absolute.

Captorii DGJ, DGS1 și DGS2 au fost folosiți pentru măsurarea deformării globale a ansamblului încercat, incluzând componentele exterioare linkului. Ținând cont de importanța deplasărilor globale, la partea superioară a grinzii de încărcare au fost dispuși pentru redundanță doi captori. Deplasarea globală D_G este dată de:

$$D_G = \frac{DGS1 + DGS2}{2} - DGJ \quad (6.6)$$

Deformația totală a linkului D_T caracterizează doar răspunsul elementului demontabil, incluzând eventualele lunecări în îmbinări și deformații ale plăcii de capăt:

$$D_T = \frac{DGS1 + DGS2}{2} - DGJ - DC1 - DC2 \quad (6.7)$$

Captorii DLS și DLJ au fost folosiți pentru determinarea deformației în link D_L , aceasta neincluzând lunecările în îmbinări:

$$D_L = DLS - DLJ \quad (6.8)$$

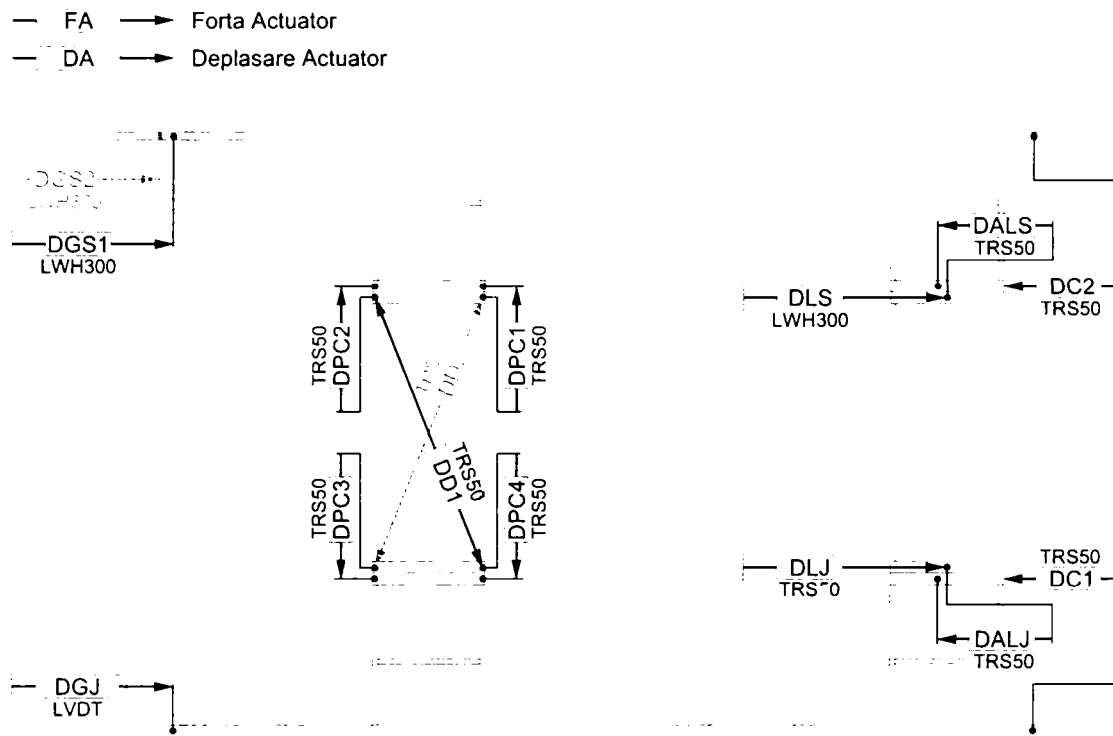


Figura 6.7: Schema de dispunere a captorilor.

Traductorii de deplasare D_{ALJ} și D_{ALS} au monitorizat lunecarea în îmbinarea de jos, respectiv de sus, iar DC1 și DC2 au fost folosiți la determinarea deformațiilor în partea de structură exterioară elementului demontabil. Rotirea relativă în îmbinării a fost determinată din măsurătorile captorilor DPC1...DPC4, iar deformația de forfecare a panoului de link a fost dedusă din citirile captorilor DD1 și DD2.

Deplasarea la curgere, necesară aplicării încărcării ciclice a fost determinată pentru fiecare lungime de link, la specimenul cu rigidizări rare încercat monoton. Astfel, fiecare serie de specimene cu o lungime dată a avut aceeași istorie de încărcare. Deplasarea folosită pentru determinarea limitei de curgere conform procedurii ECCS (descrise mai sus) a fost D_{GS} – reprezentând media citirilor $DGS1$ și $DGS2$. Rigiditatea inițială s-a obținut printr-o regresie liniară la valorile forță-deplasare cuprinse între zero și 30% din forța maximă, iar rigiditatea tangentă – printr-o regresie liniară pe o fereastră mobilă de cinci puncte, pentru reducerea variației locale a înregistrărilor. Figura 6.8a prezintă un exemplu de determinare a deplasării la curgere pentru seria specimenelor cu lungime de 700 mm. Controlul aplicării istoriei de deformație a fost efectuată prin traductorul intern al actuatorului – DA . Efectul cumulat al deformației cadrului de reacțiune și ai altor deformații și lunecări în elementele de introducere a forței și de prindere în grinda de rezemare face ca deplasarea în actuator DA să fie diferită de DGS . Pentru a diminua efectul acestor deformații, deplasării actuatorului i s-a aplicat o corecție, bazată pe o aproximare liniară a relației dintre ($DGS-DA$) și forța în actuator FA .

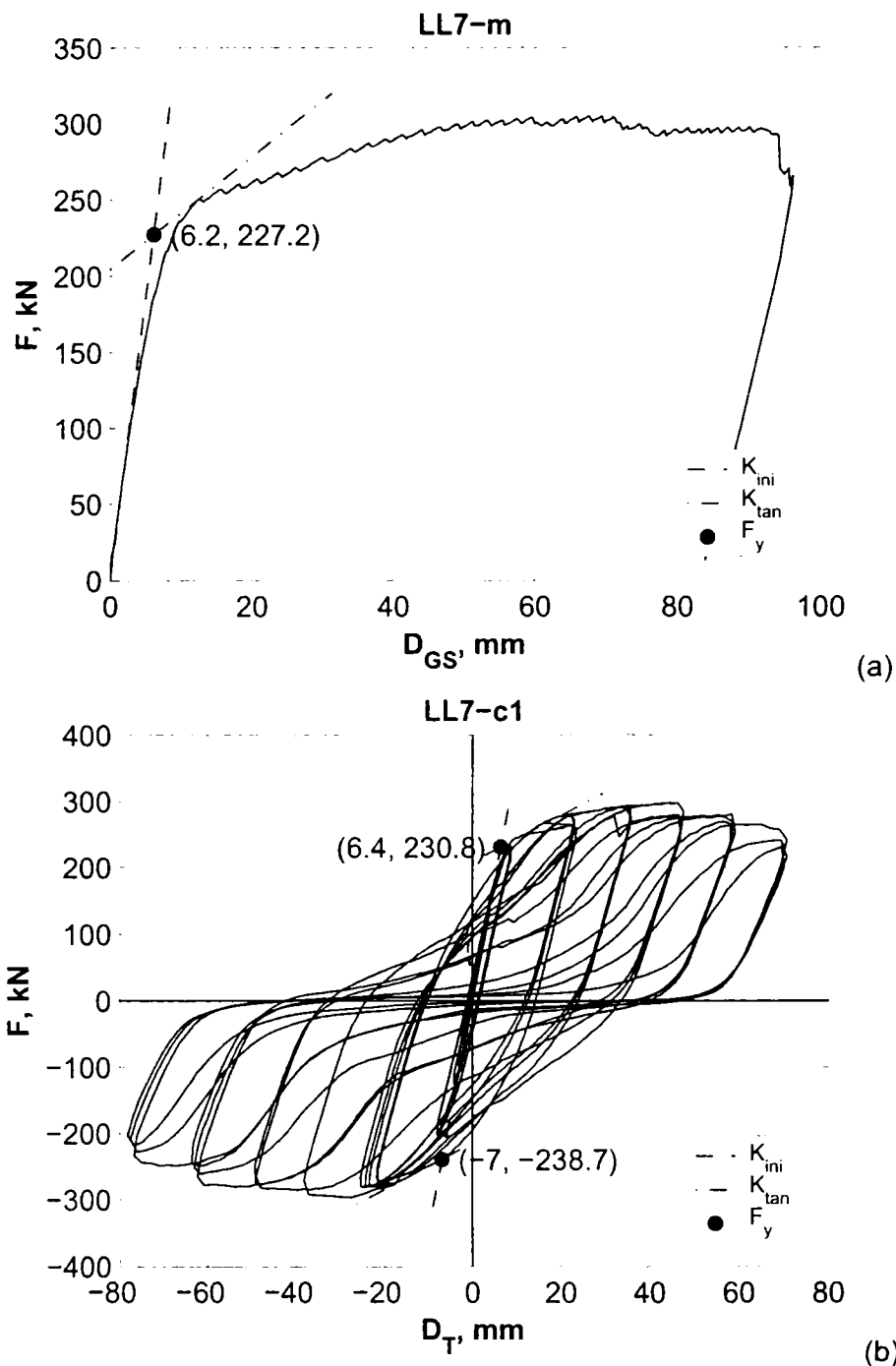


Figura 6.8: Exemplu de determinarea limitei de curgere și a rigidității inițiale: cazul unei încercări monotone (a) și ciclice (b).

Relația forță - deplasare de bază, folosită pentru caracterizarea răspunsului monoton și ciclic al linkurilor demontabile, a fost forța în actuator (identică cu forța tăietoare în link) și deplasarea totală D_T . Printre parametrii determinați se numără:

- Rigiditatea inițială K , deplasarea la curgere D_y și forța la curgere F_y care au fost estimate conform procedurii descrise anterior. În cazul speciemenelor încărcate ciclic, procedura a fost adaptată construind o înfășurătoare din segmente ciclice, caracterizate de o forță mai mare decât cea înregistrată la ciclurile precedente (vezi Figura 6.8b). Rigiditatea inițială determinată din încercările ciclice reprezintă o medie a ramurii pozitive și negative, iar deplasarea și forța la curgere au fost determinate separat pentru fiecare ramură.
- Forța maximă F_{max} , determinată pentru direcția pozitivă și negativă de încărcare la speciemenle ciclice.

- Deformația ultimă D_u . Criteriul de cedare al speci­menelor a fost definit la o reducere a forței sub 90% din forța maximă. Aplicarea acestui criteriu este directă în cazul unei încercări monotone (vezi Figura 6.9a). Pentru solici­tările ciclice, cedarea a fost definită la reducerea forței la deplasarea maximă dintr-un ciclu sub 90% din forța maximă (vezi Figura 6.9b). Pentru aceasta a fost construită câte o înfășurătoare prin punctele de deplasare maximă. Deformația ultimă D_u reprezintă capacitatea de deformare a componentei înainte de cedarea efectivă, de aceea valoarea deformației ultime a fost definită pentru ciclul anterior celui în care s-a produs cedarea propriu-zisă.
- Energia disipată E a fost evaluată printr-o integrare numerică a relației forță-deplasare prin metoda trapezelor și a fost determinată pentru fiecare ciclu de încărcare în parte, definite de trecerea forței prin zero.

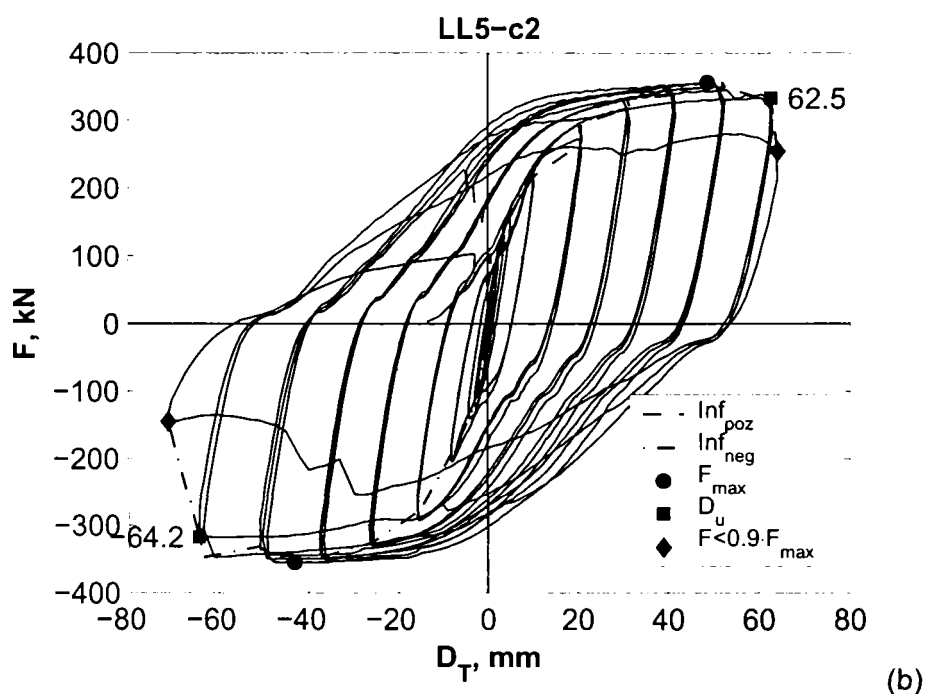
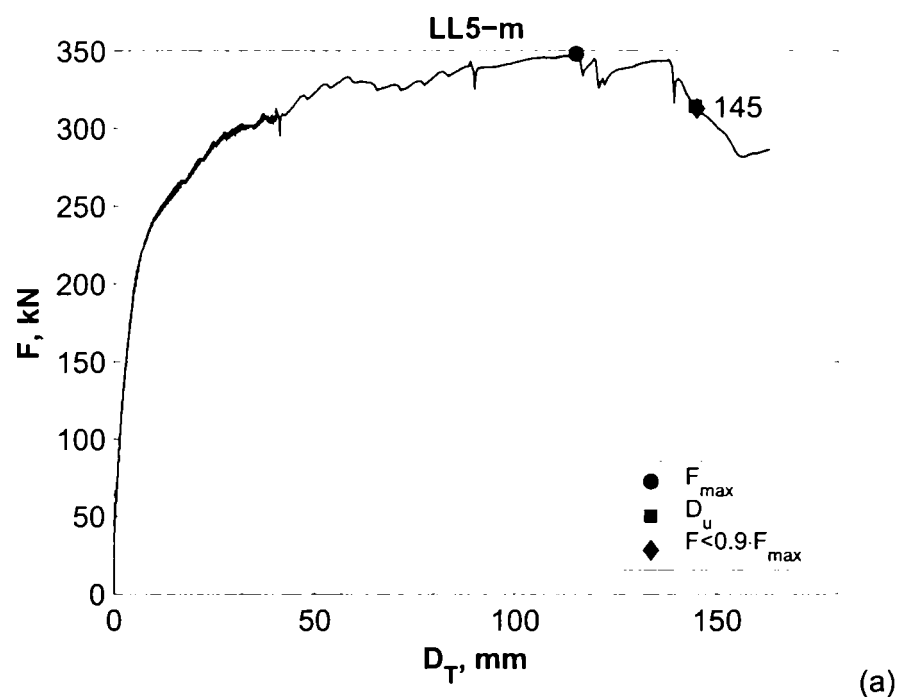


Figura 6.9: Modul de determinare a forței maxime, a cedării și a deformației ultime: cazul unei încercări monotone (a) și ciclice (b).

Răspunsul elementelor de tip link este caracterizat în literatura de specialitate prin relația dintre forța tăietoare F și deformația (sau rotirea) panoului γ . Pentru linkurile scurte clasice, valoarea unghiului γ este determinat ca și diferența deplasărilor celor două capete ale barei împărțită la lungimea ei (Engelhardt și Popov, 1992). În relație cu Figura 6.10, deformația panoului γ este exprimată ca și:

$$\gamma = \frac{D_L}{b} \quad (6.9)$$

Schematizând deformația panoului, și presupunând că laturile a și b rămân drepte, unghiul γ poate fi dedus și din lungirea, respectiv scurtarea diagonalelor ($DD1$ și $DD2$):

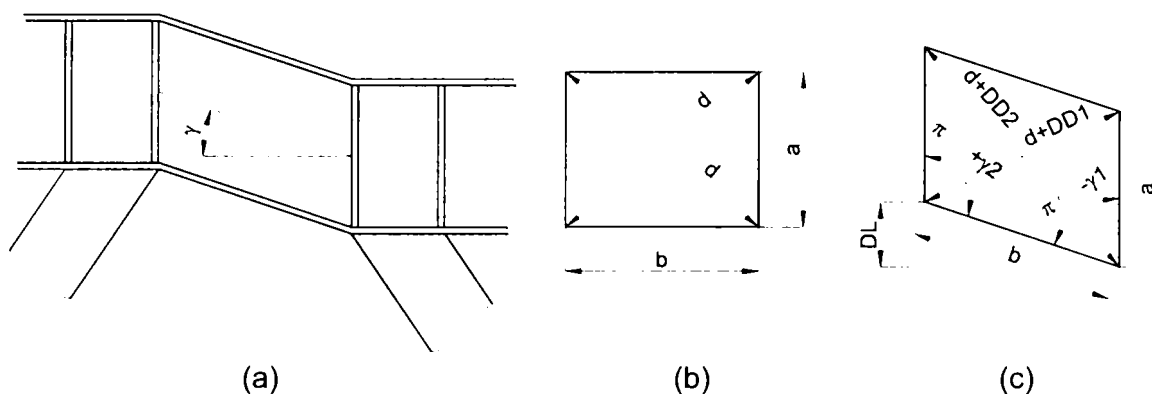


Figura 6.10: Modul de deformare al unui link clasic (a), schematizarea panoului (b) și a deformării acestuia (c).

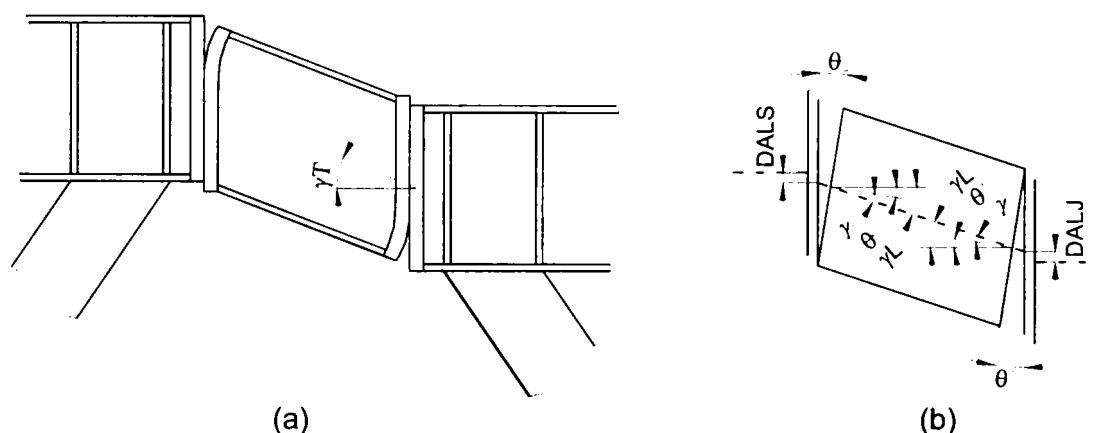


Figura 6.11: Modul de deformare al unui link demontabil (a) și schematizarea deformării panoului (b).

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2} \cdot (DD2 - DD1)}{2 \cdot a \cdot b} \quad (6.10)$$

Deducerea relației (6.10) este prezentată în Anexa IV, valorile unghiului γ determinate conform relațiilor (6.9) și (6.10) fiind foarte apropiate (există o diferență minoră datorită neglijării unor termeni în ultima ecuație). În cazul linkurilor demontabile starea de deformății este mai complexă, iar unghiul γ , determinat conform relațiilor (6.9) și (6.10) diferă atât ca valoare, cât și fenomen. Deformația totală a linkului este alcătuită din:

- deformația la forfecare a panoului demontabil
- rotirea relativă în cele două îmbinări
- lunecările în îmbinări

Deformația de forfecare a panoului, notată cu γ rezultă din măsurătorile captorilor DD1 și DD2, și a fost determinată conform relației (6.10), unde a și b reprezintă dimensiunile panoului, măsurate între punctele de fixare a traductorilor pe specimen. Rotirea relativă în îmbinarea de sus θ_s , și de jos θ_j a fost determinată conform relațiilor:

$$\theta_s = \frac{DPC1 - DPC2}{a} \quad (6.11)$$

$$\theta_j = \frac{DPC3 - DPC4}{a} \quad (6.12)$$

Unghiul de rotire a linkului determinat similar formulei (6.9), a fost notat cu γ_L , acesta reprezentând efectul cumulat al deformațiilor de forfecare a panoului și de rotire în îmbinări:

$$\gamma_L = \frac{DLS - DLJ}{b} = \frac{D_L}{b} \quad (6.13)$$

Introducând notația $\theta_M = (\theta_s + \theta_j)/2$, ce reprezintă unghiul de rotire mediu în cele două îmbinări, deformația panoului demontabil poate fi exprimată ca și:

$$\gamma_L = \gamma + \theta_M \quad (6.14)$$

Deformația totală a linkului cuprinde și lunecările din îmbinări, și poate fi determinată direct din deplasarea D_T introdusă anterior:

$$\gamma_T = D_T / e_d \quad (6.15)$$

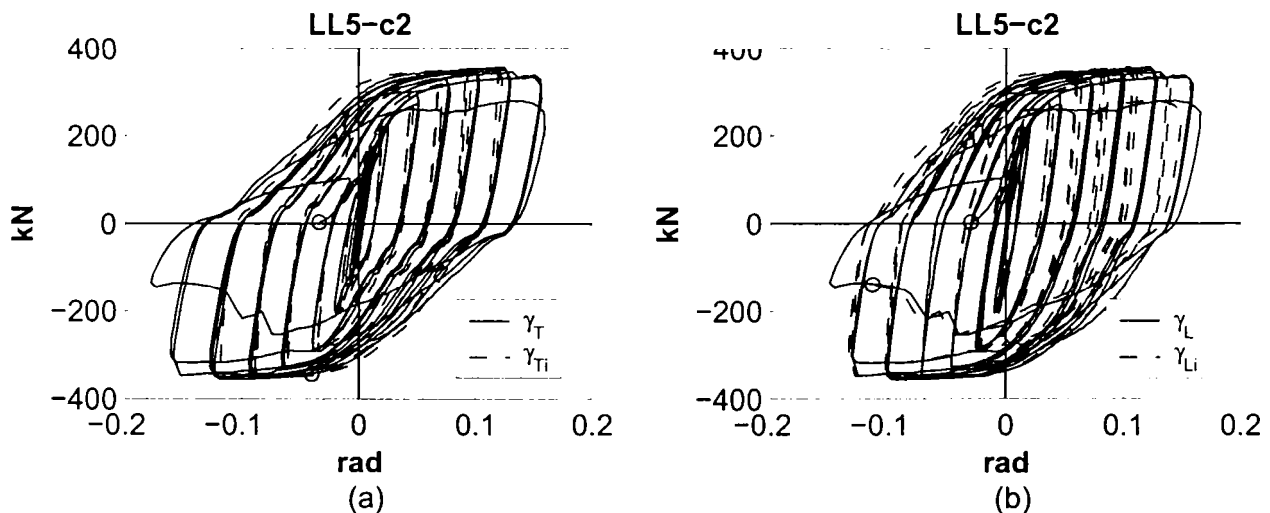


Figura 6.12: Comparație a determinării directe (γ_T și γ_L) și indirecte (γ_{Ti} și γ_{Li}) a deformațiilor în link.

Introducând un unghi de rotire echivalent:

$$\gamma_{AL} = \frac{D_{ALS} + D_{ALJ}}{e_d} = \frac{D_{AL}}{e_d} \quad (6.16)$$

care să reprezinte contribuția lunecărilor din îmbinări la rotirea totală γ_T , aceasta din urmă poate fi notată ca fiind suma contribuțiilor forfecării panoului γ , rotirii medii în îmbinări θ_M , și lunecărilor între plăcile de capăt γ_{AL} :

$$\gamma_T = \gamma + \theta_M + \gamma_{AL} \quad (6.17)$$

Schema de dispunere a captorilor a permis atât determinarea directă a deformațiilor caracteristice, cât și a componentelor acestora. Figura 6.12a prezintă o comparație a rotirii totale γ_T , determinate direct conform relației (6.15), cât și indirect, ca sumă a componentelor identificate din relația (6.17). Se observă o corelare bună între cele două metode. Determinarea indirectă a unghiului de rotire γ_{Ti} nu a fost posibilă pentru întreg intervalul de măsurători, din cauza deformațiilor excesive în îmbinări, care au scos din funcțiune unii dintre captorii "locali". Figura 6.12b prezintă o comparație similară pentru valorile unghiului γ_L , determinate din relația (6.13), respectiv (6.14).

6.4 Comportarea speci­menelor

Încercarea speci­menelor a fost efectuată în ordinea scăderii lungimii elementului demontabil, în grupuri a câte șase speci­mene de aceeași lungime: LLx-m, LLx-c1, LLx-c2, LHx-m, LHx-c1, LHx-c2 (x – lungimea barei). Deplasarea la curgere determinată pentru speci­menul cu rigidizări rare (LLx-m) a fost folosită pentru alcătuirea istoriei de încărcare ciclică a speci­menelor din același grup de lungime (atât LLx-c, cât și LHx-c).

După cum s-a menționat deja, speci­menele încercate monoton și unul din cele ciclice urmau să fie pretensionate 100%. Procedura de pretensionare a fost aplicată conform normativului C133/82, prin metoda unghiului de rotire, aplicată în două faze. În prima fază șuruburile din îmbinare se pretensionează la 25-28 daNm, după care, în faza a doua, se aplică piulițelor o rotire de 150° (șuruburi M20 gr10.9 și un pachet de table cu grosimea de 50 mm). Șuruburile au fost fin lubrefiate cu vazelină grafitată. La primul speci­men încercat (LL7-m) nu a fost posibilă pretensionarea conform procedurii descrise, pentru că filetul șuruburilor a cedat la rotiri mai mici decât 150°, corespunzătoare unui moment în cheia dinamometrică de 70-78 daNm. Șuruburile au fost înlocuite, dar s-au pretensionat doar până la 70 daNm. Pentru cel de-al doilea speci­men (LL7-c1) pretensionarea s-a realizat conform normativului elvețian SIA 191, care prevedea un moment inițial la cheie de 48daNm, urmat de o rotire a piuliței cu 90°. Momentul în cheia dinamometrică corespunzător unei pretensionări complete ar fi fost de doar 64daNm conform acestui normativ. Cel de-al treilea speci­men (LL7-c2) a fost pretensionat la 50%, aplicând un moment de 32 daNm.

Pentru verificarea calității șuruburilor, s-a prelevat o epruvetă cilindrică cu diametrul de 14.9 mm extrasă din tija unui șurub. Încercarea la tracțiune a relevat o rezistență de 1142 N/mm², ceea ce se încadrează în cerințele STAS 8796/4-89 pentru șuruburile grupa 10.9 ($R_m=1000-1200$ N/mm²). Au mai fost efectuate două încercări de duritate Brinell, pentru un grad de solicitare k=30 (standard), rezultând valori ale durității de 341 HB și 352 HB. Și aceste rezultate se încadrează în cerințele STAS 8796/4-89 (HB=305-365). Nu a fost posibilă efectuarea unor încercări pe ansamblul șurub-piuliță, din cauza lipsei unui echipament corespunzător.

Totuși, ținând cont de imposibilitatea pretensionării corespunzătoare a șuruburilor, i s-a cerut fabricantului confecției metalice înlocuirea acestora. Noul lot de șuruburi s-a dovedit de o calitate corespunzătoare, fiind folosite începând cu speci­menul LH7-c1. Cu excepția primului speci­men, pretensionarea s-a realizat totuși conform normei elvețiene (48 daNm moment inițial de strângere, urmat de o rotire de 90° a piuliței) în

cazul speciimenelor pretensionate 100%, pretensionarea de 50% fiind efectuată prin aplicarea unui moment la cheie de 32 daNm.

Executantul confecției metalice nu a respectat cerința din proiect și a grunduit suprafețele de contact ale plăcilor de capăt. De aceea, pregătirea suprafețelor a fost efectuată în laborator, prin îndepărtarea vopselei printr-un procedeu chimic și curățarea suprafețelor în contact cu peria de sârmă.

Toate lungimile de link încercate se încadrează în domeniul linkurilor scurte, răspunsul cărora e dominat de forfecarea inimii. Diferența dintre limita de curgere nominală și cea determinată experimental a afectat într-o oarecare măsură această situație. Cauza principală o constituie valoarea mai ridicată a limitei de curgere în inimă față de tălpi. Pentru a ține cont de rezistența diferită a inimii și a tălpilor, momentul de curgere a fost determinat conform relației:

$$M_y = W_{pl,w} \cdot f_{y,w} + W_{pl}^* \cdot f_{y,f} \quad (6.18)$$

unde $f_{y,w}$ și $f_{y,f}$ sunt limitele de curgere ale inimii, respectiv tălpii, iar $W_{pl,w}$ și W_{pl}^* sunt momentele plastice ale inimii, respectiv ale tălpilor ($W_{pl}^* = W_{pl} - W_{pl,w}$), W_{pl} fiind momentul plastic al întregii secțiuni. Forța tăietoare plastică și momentul plastic, împreună cu limita $1.6M_y/V_y$ și estimările forței și momentului maxim, conform caracteristicilor geometrice și de rezistență nominale și a celor măsurate sunt prezentate în Tabelul 6.4.

Tabelul 6.4: Eforturile la curgere și maxime estimate conform caracteristicilor nominale și a celor măsurate.

	specimen	$W_{pl,3}$ cm ³	$W_{pl,w,3}$ cm ³	$W_{pl,3}^*$ cm ³	V_y kN	M_y kNm	$1.6M_y/V_y$ mm	V_{max} kN	M_{max} kNm
nominale	LH7, LL7	366.6	75.29	291.31	185.4	86.2	743	278.1	83.4
	LH6, LL6	366.6	75.29	291.31	185.4	86.2	743	278.1	69.5
	LH5, LL5	366.6	75.29	291.31	185.4	86.2	743	278.1	55.6
	LH4, LL4	366.6	75.29	291.31	185.4	86.2	743	278.1	41.7
măsurate	LH7, LL7	366.6	75.43	291.2	266.7	103.5	621	400.1	120.0
	LH6, LL6	366.6	75.43	291.2	266.7	103.5	621	400.1	100.0
	LH5, LL5	366.6	75.43	291.2	266.7	103.5	621	400.1	80.0
	LH4, LL4	366.6	75.43	291.2	266.7	103.5	621	400.1	60.0

notă: M_{max} conform relației (6.5)

Tabelul 6.5: Eforturile maxime estimate din valorile măsurate ale secțiunii și limitei de curgere, și verificarea rezistenței îmbinării.

specimen	e, mm	e_d , mm	V_{max} , kN	M_{max} , kNm	F_{max}/F_{Rd} șurub			
					întindere	forfecare	întindere +forfecare	frecare
LH7, LL7	700	600	400	120.0	0.79	0.41	0.97	0.73
LH6, LL6	600	500	400	100.0	0.65	0.41	0.88	0.73
LH5, LL5	500	400	400	80.0	0.52	0.41	0.78	0.73
LH4, LL4	400	300	400	60.0	0.39	0.41	0.69	0.73

notă: coeficientul parțial de siguranță pentru verificarea rezistenței șuruburilor $\gamma_{Mb}=1.0$

Din cauza unei creșteri importante a forței tăietoare plastice, în comparație cu momentul plastic al secțiunii, are loc o scădere importantă a limitei $1.6M_y/V_y$. Chiar și așa, lungimile de link se încadrează în domeniul de valori caracteristice barelor scurte. Creșterea momentului maxim față de cel estimat conform rezistenței nominale, ridică

Întrebarea asupra capacității îmbinării. Aceasta a fost verificată din nou, folosind rezistențele nominale ale șuruburilor, dar cu un factor parțial de siguranță $\gamma_{Mb}=1.0$. Rezultatele sunt prezentate în Tabelul 6.5 și indică faptul că îmbinarea ar fi trebuit să posede o suprazistență față de element chiar și în această situație (dar la limită în cazul speciimenelor LH7 și LL7).

Cu toate că îmbinările au fost dimensionate astfel ca să preîntâmpine cedarea în elementele acestora, deformarea excesivă a dus la cedarea șuruburilor și deformarea plăcii de capăt. Au fost observate două moduri de rupere a șuruburilor. Primul dintre ele, dominant în cadrul acestui program experimental, a avut loc prin șfichiuirea filetului și este ilustrat în Figura 6.13a și b. Cel de-al doilea s-a produs prin ruperea fragilă a tijei șurubului în zona filetată, de arie minimă, și este ilustrată în Figura 6.13c. Ruperea în tija șurubului reprezintă o comportare "clasică", care reflectă modul de calcul al șuruburilor la întindere. Cedarea prin șfichiuirea filetului, în condițiile în care forța capabilă nu este inferioară celei de calcul, reprezintă chiar un avantaj, acest mod de cedare fiind mult mai ductil.

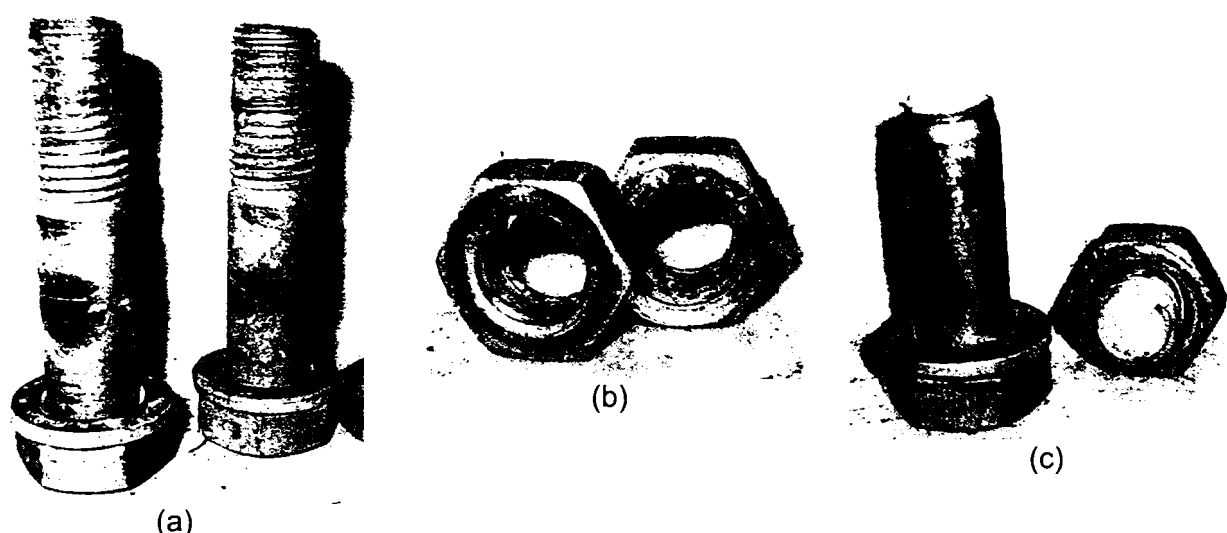


Figura 6.13: Modurile de cedare a șuruburilor: prin șfichiuirea filetului (a și b) și prin ruperea în tijă (c).

O descriere detaliată a comportării speciimenelor este prezentată în Anexa IV, aici prezentându-se doar aspectele cele mai importante ale răspunsului. În cazul încărcării monotone, momentul în care s-au observat anumite fenomene este definit prin deformația totală γ_T . Pentru speciimenele încărcate ciclic, s-a folosit convenția $[s][c].[n]$, unde s reprezintă semnul încărcării (pozitiv/negativ), c – multiplicatorul deformației la curgere e_y , iar n – numărul ciclului de amplitudine c . De exemplu, $+6.2$ reprezintă sensul pozitiv de încărcare al celui de-al doilea ciclu de $6e_y$.

Îmbinarea cu șuruburi a jucat un rol important în răspunsul global al speciimenelor și în general nu a demonstrat un răspuns elastic. Îmbinarea a suferit degradări importante la speciimenele Lx7, ducând la un răspuns histeretic de tip "pinching", cu o capacitate redusă de disipare a energiei (vezi Figura 6.14). Degradarea elementelor a început prin deformarea plăcilor de capăt a barei demontabile și șfichiuirea filetului la șuruburi, urmate de voalarea tălpilor și a inimii. Prezența unor rigidizări mai dese a avut ca efect principal izolarea voalării tălpilor și a inimii în panourile marginale. Cedarea a avut loc prin degradarea completă a șuruburilor.

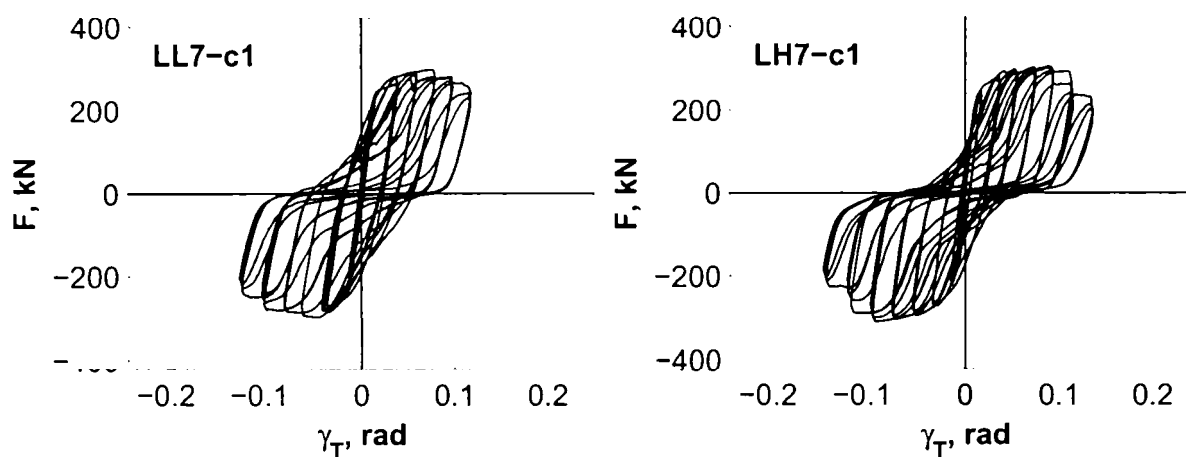


Figura 6.14: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru speciemenle LL7-c1 și LH7-c1.

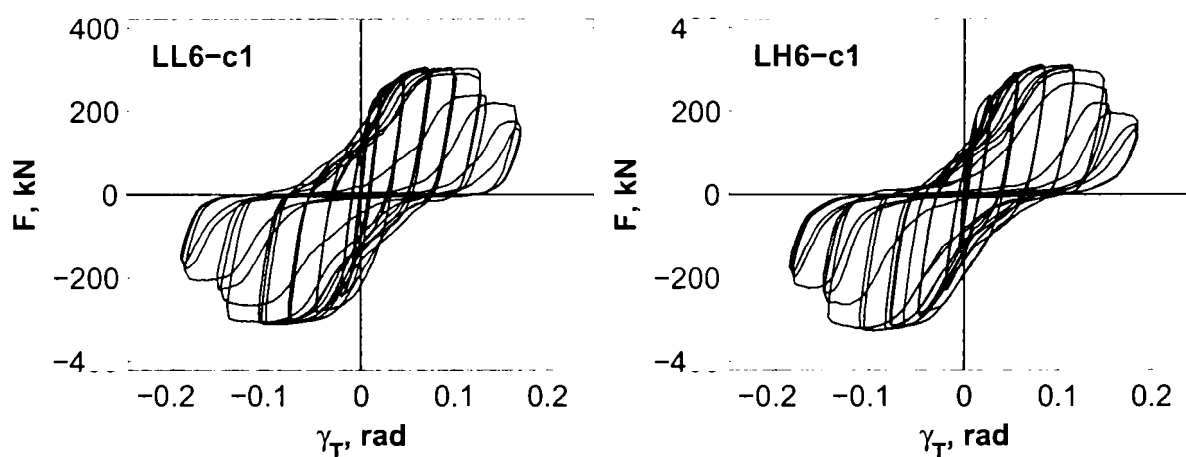


Figura 6.15: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru speciemenle LL6-c1 și LH6-c1.

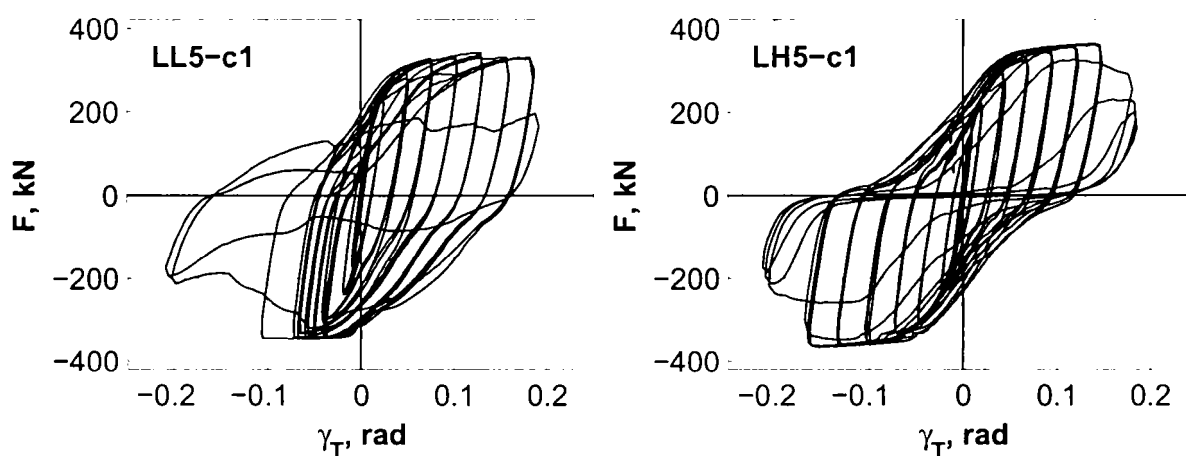


Figura 6.16: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru speciemenle LL5-c1 și LH5-c1.

Lungimea mai mică a speciemenelor din seria Lx6 a dus la o solicitare mai redusă a îmbinărilor și întârzierea fenomenului de "pinching" (vezi Figura 6.15). Cedarea s-a produs din cauza distrugerii complete a șuruburilor (vezi Figura 6.18a), dar și prin fisurarea inimii din cauza voalării plastice repetate în cazul speciemenului LL6-c2, cu rigidizări rare.

Începând cu speciemenle din seria Lx5, îmbinarea a început să fie caracterizată de o comportare mai stabilă (vezi Figura 6.16), forfecarea plastică a inimii devenind mai importantă și precedând-o pe cea a tălpilor. La speciemenle LL5-c1 și LL5-c2, cu

rigidizări rare, cedarea s-a produs prin ruperea panoului de inimă pe trei laturi din cauza fisurilor inițiate pe linia de sudură inimă-rigidizare și inimă-placă de capăt. Dispunerea mai deasă a rigidizărilor la speciemenele LH5-c1 și c2 a diminuat substanțial acest fenomen (dar nu l-a eliminat complet), cedarea producându-se în special datorită degradării îmbinării.

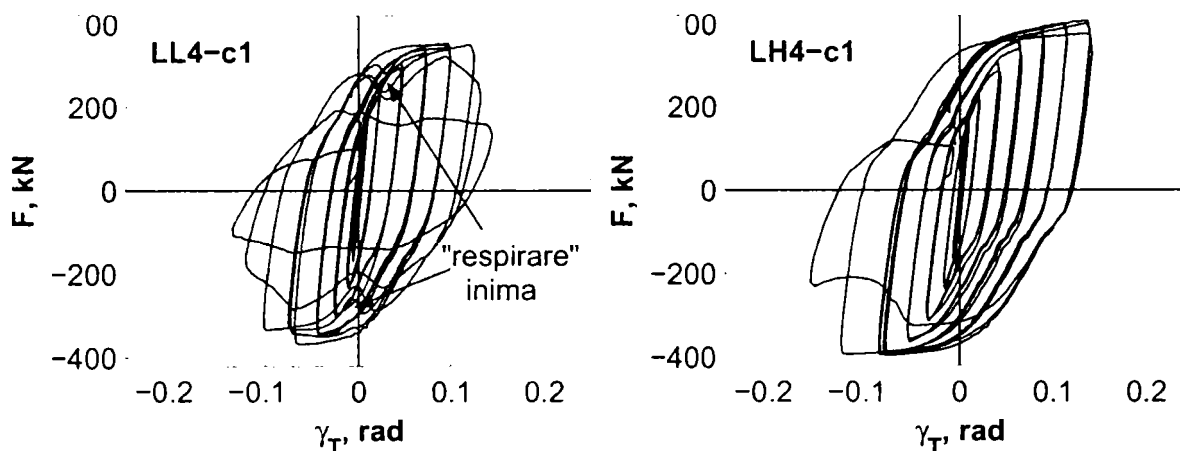


Figura 6.17: Relațiile forță – deformație totală $F-\gamma_T$ pentru speciemenele LL4-c1 și LH4-c1.

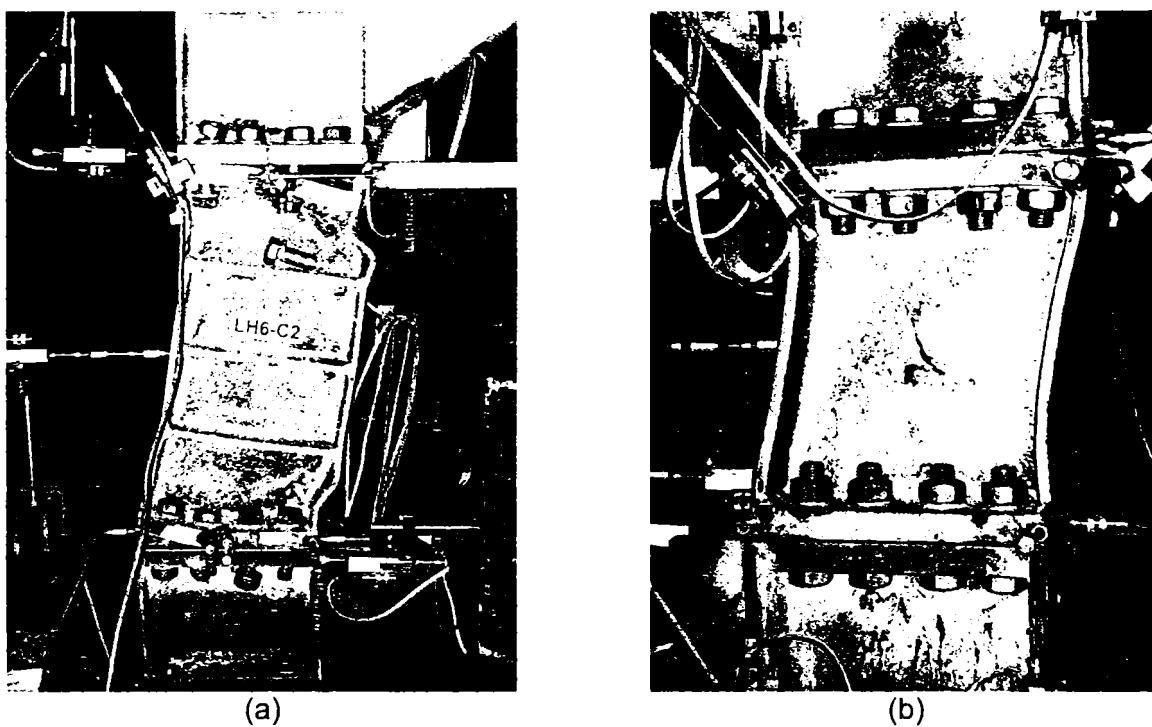


Figura 6.18: Cedarea prin degradarea îmbinării la speciemenul LH6-c2 (a) și voalarea plastică a inimii la speciemenul LL4-c1 (b).

Răspunsul speciemenelor din seria Lx4 au fost dominat de forfecarea inimii. Îmbinarea a avut o comportare cvasi-elastică. Voalarea tălpilor a avut loc numai după voalarea și degradarea importantă a inimii. Răspunsul histeretic e caracterizat de cicluri "pline", cu o capacitate importantă de disipare a energiei (vezi Figura 6.17). Din cauza zvelteții inimii la speciemenele LL4-c1 și c2 voalarea acestuia a fost pronunțată, observându-se și un fenomen de "respirare" plastică a inimii, direcția undei de voalare schimbându-se odată cu direcția încărcării. Acestui fenomen îi corespund buclele locale de pierdere a rezistenței din Figura 6.17. Schimbarea repetată a direcției undei de voalare a dus la fisurarea inimii după direcția diagonalelor (vezi Figura 6.18b). Dispunerea deasă a rigidizărilor la speciemenele LH4-c1 și c2 a eliminat acest fenomen, cedare inițindu-se

prin fisurarea inimii în dreptul rigidizării, care a condus la ruperea completă a inimii pe trei laturi.

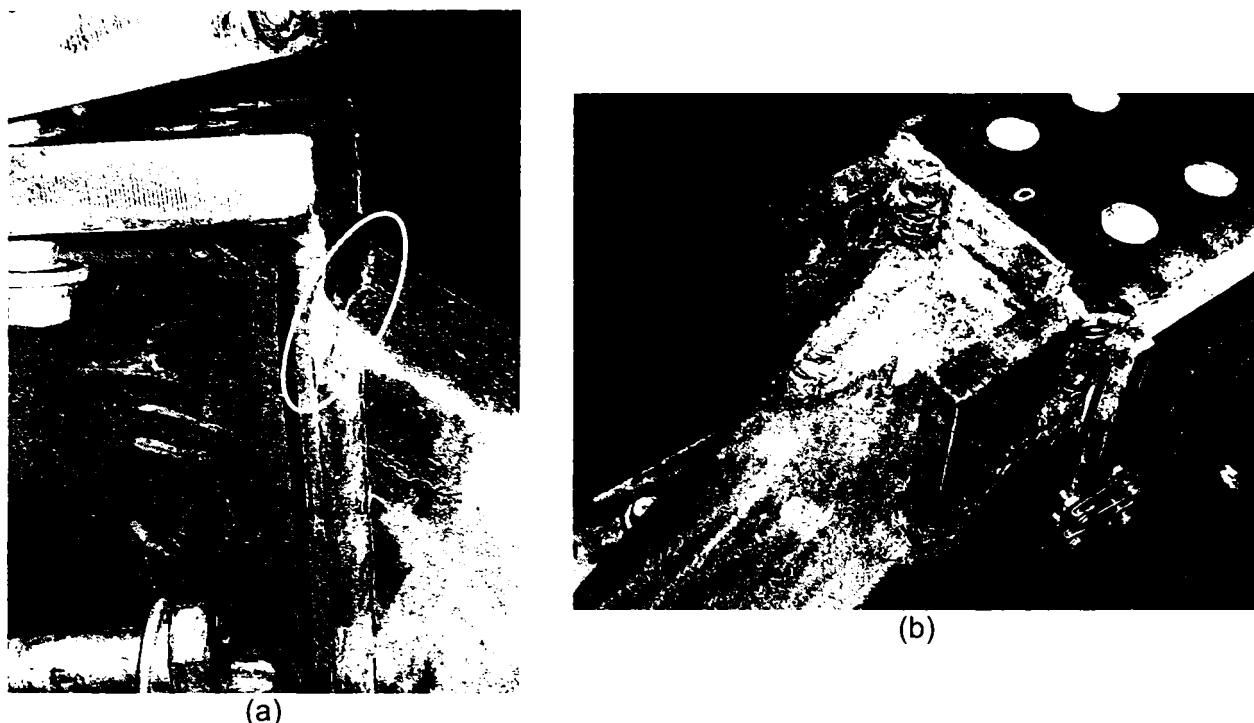


Figura 6.19: Cedarea îmbinării sudate dintre contravântuire și rigla inferioară (a) și zona afectată după refacerea sudurii și dispunerea unor rigidizări (b).

Cu toate că elementele subansamblului încercat au fost executate dintr-un oțel cu limita de curgere superioară elementului demontabil, eforturile ridicate din zona îmbinării dintre riglă și contravântuire au dus, în timpul încercării specimenului LL7-c1, la apariția unor fisuri în sudura dintre contravântuirea inferioară și talpa riglei. Sudura de la îmbinarea superioară nu a fisurat, dar au fost observate indicii ale unor deformații importante (exfolierea vopselii) și în această zonă. Pentru remedierea problemei, sudura de la contravântuirea inferioară a fost îndepărtată iar îmbinarea sudată refăcută. În același timp a fost întărită și sudura de la îmbinarea superioară dintre contravântuire și riglă. Totuși, datorită încărcărilor ciclice repetate, în timpul încercării specimenului LH7-c2, sudura dintre contravântuirea inferioară și talpa riglei a fisurat din nou, însoțită de această dată și de cedarea îmbinării dintre rigla inferioară și placa de capăt. Degradarea importantă a piesei inferioare a subansamblului a impus înlocuirea completă a acesteia. Totuși, la prima încercare efectuată asupra specimenului LL6-c1, sudura dintre contravântuire și rigla inferioară a cedat din nou (vezi Figura 6.19a). De această dată, pe lângă refacerea sudurii, au fost prevăzute și două rigidizări între riglă și contravântuire (vezi Figura 6.19b), cu grosimea nominală de 16 mm. Rigidizări similare au fost dispuse și la îmbinarea riglă-contravântuire de la piesa superioară. Pe durata încercărilor efectuate ulterior elementele subansamblului exterior elementului demontabil nu au înregistrat deformații plastice sau fisuri.

6.5 Analiza comparativă a rezultatelor

Răspunsul elastic al elementului demontabil este caracterizat de rigiditatea sa inițială. Tabelul 6.6 prezintă rigiditatea inițială totală $K_{\gamma T}$, determinată din relația $F-\gamma_T$, precum și

rigiditatea la tăiere a panoului K_y , precum și cea a îmbinărilor K_{ω} și $K_{\theta S}$, determinate din relațiile $M-\theta_j$, respectiv $M-\theta_S$. Rigiditatea inițială la tăiere a inimii linkului (K_y) nu este influențată de lungimea acestuia, modul de aplicare al încărcării sau pretensionarea îmbinării. Valorile experimentale sunt într-o corelare relativ bună cu valoarea teoretică ($K_y^{th}=G \cdot A_s$), fiind totuși mai mici decât aceasta din urmă. Modulul de rigiditate la tăiere a fost considerat egal cu 80769 N/mm^2 , corespunzător unui modul de elasticitate nominal $E=210\,000 \text{ N/mm}^2$, iar aria de tăiere s-a determinat conform relației:

$$A_s = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \quad (6.19)$$

Rigiditatea inițială teoretică a îmbinărilor a fost determinată conform Eurocode 3, iar cea experimentală a fost obținută presupunând că momentele în îmbinări sunt egale cu:

$$M = \frac{F \cdot e_d}{2} \quad (6.20)$$

Valorile rigidității inițiale a îmbinărilor determinate experimental au o împrăștiere mare, majoritatea fiind mult sub rigiditatea teoretică. Totuși, se poate observa că rigiditatea specimenelor pretensionate parțial a fost în general mai mică decât a celor pretensionate total. Media rigidității specimenelor pretensionate parțial constituie aproximativ 50% din media rigidităților specimenelor pretensionate total. Această tendință se observă la ambele îmbinări, totuși, îmbinarea superioară a rezultat în rigidități mai mici (în medie cu 50%) față de cea inferioară. Comportarea diferită a îmbinărilor nu a fost elucidată pe deplin, dar s-ar putea datora unor abateri de montaj care au fost prezente la îmbinarea superioară și care au dus la o solicitare nesimetrică a acesteia.

Rigiditatea totală teoretică a fost determinată neglijând aportul lunecărilor din îmbinări, folosind relația:

$$K_{yT}^{th} = \frac{1}{\frac{1}{K_y^{th}} + \frac{1}{K_{\theta}^{th}}} \quad (6.21)$$

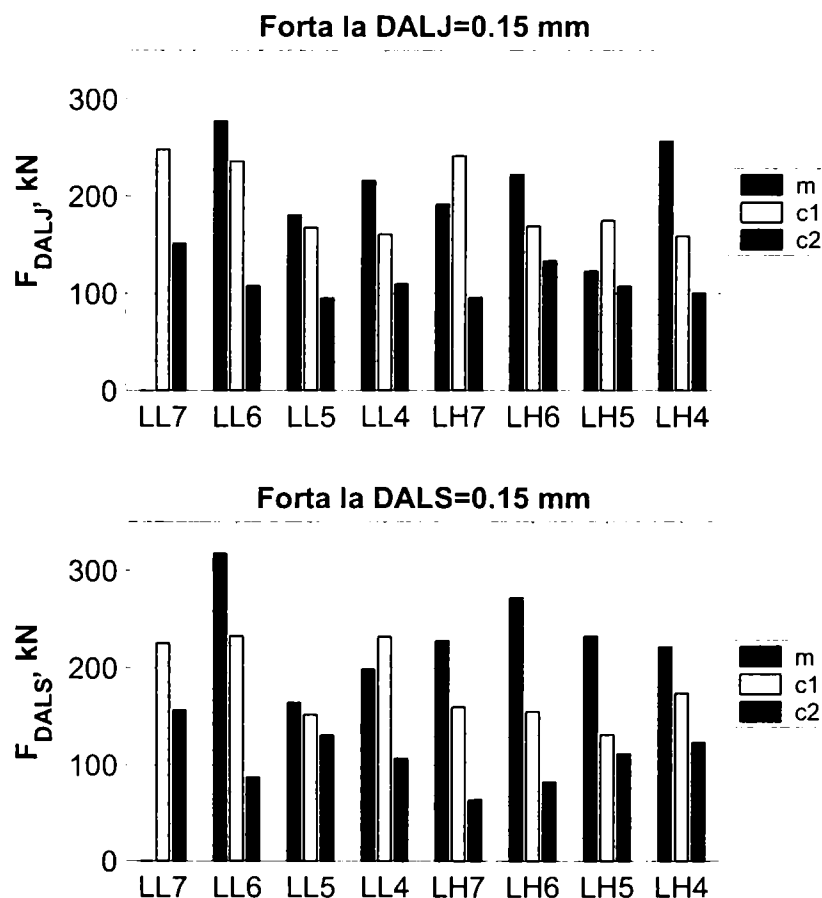
unde K_{θ}^{th} a fost rigiditatea corespunzătoare relației $F-\theta$, pentru a fi consecventă cu formularea rigidității totale și celei de forfecare. Rigiditatea inițială totală, corespunzătoare relației forță-rotire, crește pentru speciemenele mai scurte, reflectând aportul mai redus al rigidității îmbinării odată cu reducerea lungimii elementului. Rigiditatea totală K_{yT} , determinată experimental, nu urmărește totuși această tendință, efectul rigidității la rotire a îmbinărilor fiind contrabalansat de efectul lunecărilor în îmbinări, mai mare la speciemenele scurte. Valorile experimentale ale rigidității K_{yT} reprezintă în medie 40-45% din valoarea teoretică. Reducerea rigidității totale a linkului demontabil față de soluția clasică este importantă și se datorează îmbinării semi-rigide cu placă de capăt și șuruburi. Considerarea lunecărilor în îmbinări duce la o diminuare suplimentară a rigidității totale. De aceea, pentru calculul global al unor structuri contravântuite excentric cu bara disipativă demontabilă este necesară modelarea explicită a comportării semi-rigide a îmbinărilor, fie considerarea unei rigidități echivalente (relația (6.21)) a elementului demontabil.

Tabelul 6.6: Rigiditatea inițială totală K_{yT} și cea a componentelor linkului (K_y , K_{θ} , $K_{\theta S}$).

	specimen	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
K_{yT}^{th} *		41968	46805	52903	60827	41968	46805	52903	60827
K_{yT} kN/rad	m	22632	24555	28552	31357	22820	21128	19375	34420
	c1	21138	24048	18325	25669	22969	22945	19178	23575
	c2	21675	21707	17723	19869	17638	20896	16905	20434
K_y^{th}		110470							
K_y kN/rad	m	NA	100371	82852	77561	84911	85660	74113	92871
	c1	96118	95853	89253	102285	82203	88467	78272	85610
	c2	82385	76711	84099	94196	65554	84223	91171	82003
K_{θ}^{th}		40607.5							
K_{θ} kNm/ rad	m	229561	40708	19477	13989	62131	37019	21917	69477
	c1	85388	63076	19733	15652	73216	27719	24766	25887
	c2	38217	21632	17631	14254	22583	17558	24765	13874
K_{θ}^{th}		40607.5							
$K_{\theta S}$ kNm/ rad	m	59498	23572	13179	10697	14204	11987	41663	15573
	c1	92146	23169	13436	NA	30697	14412	10941	11284
	c2	14223	12135	10386	11818	14447	10936	8982	9686

NA – nu există date

* lunecarea neglijată

Figura 6.20: Forța la lunecare în îmbinarea inferioară (F_{DALJ}) și superioară (F_{DALS}).

Lunecarea în îmbinarea cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate a fost definită de depășirea limitei de 0.15 mm, conform C133/82. Primul specimen încercat, LL7-m, a fost singurul care nu a prezentat lunecări în îmbinări pe întreaga durată a încercării. Una dintre cauzele acestui fenomen o constituie faptul că plăcile de capăt exterioare linkului au suferit mici deformații locale la găuri ca rezultat al deformării excesive a

șuruburilor. Cu toate că s-a încercat eliminarea acestora prin polizare, plăcile de capăt nu au realizat în general un contact adecvat. Situația se poate datora și unei pretensionări insuficiente, amintind aici diferențele importante între procedurile de pretensionare a șuruburilor din normele folosite (vezi paragraful 6.4). Forța la care s-a atins lunecarea limită în îmbinarea inferioară și superioară este prezentată în Figura 6.20. Modul de solicitare ciclic a dus la o reducere a forței de lunecare, la fel și pretensionarea parțială, cu toate că în acest ultim caz, reducerea (în medie de 60%) nu a fost proporțională cu reducerea forței de pretensionare (50%). Pentru speci-menele încărcate ciclic și pretensionate total, forța de lunecare a constituit în medie 35% din rezistența la lunecare a îmbinării, calculată cu un factor parțial de siguranță unitar. Astfel, limitarea deformațiilor de lunecare prin pretensionarea șuruburilor nu a fost efectivă.

Forța de curgere, determinată din relația $F-D_T$, nu a fost influențată de parametrii considerați (lungimea linkului, pretensionarea îmbinărilor, modul de încărcare și rigidizarea panoului de inimă). Aceasta denotă faptul că rezistența la curgere a elementului demontabil se datorează forfecării inimii. Rezistența plastică la forță tăietoare determinată conform relației:

$$F_y^{th} = V_y = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (6.22)$$

folosind valorile măsurate ale secțiunii și limitei de curgere este totuși mai mare decât valorile determinate experimental (vezi Tabelul 6.8). Valorile mai mici ale lui F_y în cazul barelor scurte se datorează procedurii de determinare a forței de curgere (ECCS, 1985), care are tendința să subaprecieze limita de curgere pentru rigidități inițiale mari.

Tabelul 6.7: Forța la curgere F_y , maximă F_{max} , raportul F_{max}/F_y , și momentul în îmbinare M_{max} .

parametru	specimen	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
F_y^{th} , kN		266.7*							
F_y , kN	m	228.0	209.0	189.5	191.0	201.6	217.8	198.2	201.5
	c1	234.8	218.3	245.0	174.4	227.4	212.9	229.6	236.6
	c2	216.5	216.9	175.4	223.7	211.1	222.2	231.5	249.0
F_{max}^{th} , kN		400.1**							
F_{max} , kN	m	304.9	333.3	348.1	388.3	270.1	307.5	352.5	420.6
	c1	296.9	308.4	343.3	360.9	305.2	318.5	364.1	400.6
	c2	289.6	313.9	355.7	362.5	301.6	324.4	364.0	402.9
F_{max}^{th}/F_y^{th}		1.5							
F_{max}/F_y	m	1.34	1.59	1.84	2.03	1.34	1.41	1.78	2.09
	c1	1.26	1.41	1.40	2.07	1.34	1.50	1.59	1.69
	c2	1.34	1.45	2.03	1.62	1.43	1.46	1.57	1.62
M_{max}^{th}		120.0	100.0	80.0	60.0	120.0	100.0	80.0	60.0
M_{max} , kNm	m	91.5	83.3	69.6	58.2	81.0	76.9	70.5	63.1
	c1	89.1	77.1	68.7	54.1	91.5	79.6	72.8	60.1
	c2	86.9	78.5	71.1	54.4	90.5	81.1	72.8	60.4

notă: pentru speci-menele c1 și c2 este prezentată media valorilor pozitive și negative

* rezistența plastică la forfecare a secțiunii pe baza valorilor măsurate ale limitei de curgere

** $F_{max}^{th} = 1.5F_y^{th}$

Forța maximă înregistrează în schimb o creștere constantă odată cu scurtarea barei disipative și este mult mai stabilă decât forța la curgere. Acest fenomen se datorează faptului că la barele lungi forța maximă a fost limitată de rezistența îmbinării cu șuruburi. Pe de altă parte, lipsa rigidizărilor la speci-menele din seria LL4 au redus forța

tăietoare maximă datorită voalării plastice a inimii. Astfel, rezistența maximă posibilă a fost atinsă doar pentru speciamentele din seria LH4, caracterizate de un răspuns elastic al îmbinării și de limitarea voalării plastice a inimii datorită rigidizărilor. Variația importantă a raportului dintre forța maximă și cea de curgere sprijină ipoteza că procedura de determinare a forței de curgere este sensibilă la rigiditatea inițială.

Momentul maxim în îmbinări, determinat conform relației (6.5) scade odată cu lungimea barei demontabile. Totuși, momentul maxim înregistrat, chiar și în cazul speciamentelor din seria LL7 și LH7 este inferior momentului maxim estimat M_{max}^{th} care a fost folosit la dimensionarea îmbinărilor cu șuruburi. Observația că îmbinările au suferit degradări importante în cazul barelor mai lungi este în contradicție cu valorile înregistrate ale momentelor de încovoiere, mai mici decât cele capabile. Deformarea excesivă a îmbinărilor poate fi explicată prin faptul că montajul experimental a împiedecat în mare măsură deformațiile axiale ale barei disipative. La deplasări laterale mari, împiedecarea deformațiilor pe verticală a dus la forțe de întindere suplimentare în îmbinări, cauzând distrugerea acestora. Acest fenomen este puțin probabil în cazul unei structuri reale, dar poate totuși avea loc din cauza efectului de șaibă rigidă al planșeului din beton armat. Validarea acestor ipoteze necesită studii suplimentare, care pot fi efectuate prin analiza cu metoda elementului finit a modelului încercat, dar și a unei structuri în cadre contravântuite excentric. Pentru asigurarea unui răspuns elastic al îmbinării, pe baza datelor experimentale din acest studiu, se recomandă în cazul barelor disipative demontabile limitarea lungimii acestora la valoarea:

$$e_d \leq 0.8 \cdot M_y / V_y \quad (6.23)$$

care corespunde linkurilor din seriile LL4 și LH4.

Tabelul 6.8: Deplasarea ultimă D_{Tu} , deformația corespunzătoare γ_{Tu} și ciclul în care a fost atinsă.

	specimen	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
D_{Tu} , mm	m	93.0	136.6	144.2	118.4	140.8	138.8	137.9	125.9
	c1	58.1	64.4	42.3	30.4	68.4	71.7	58.6	37.8
	c2	55.4	66.3	62.5	33.5	65.5	68.2	72.8	37.6
γ_{Tu}	m	0.155	0.273	0.360	0.395	0.235	0.278	0.345	0.420
	c1	0.097	0.129	0.106	0.101	0.114	0.143	0.147	0.126
	c2	0.092	0.133	0.156	0.112	0.109	0.136	0.182	0.125
ciclul	c1	10.1	10.1	14.1	10.1	12.1	10.1	12.3	12.2
	c2	10.2	10.1	12.2	10.2	12.1	10.1	14.1	12.3

notă: pentru speciamentele c1 și c2 sunt prezentate minimul dintre valorile pozitive și negative a deplasărilor ultime

Deplasarea ultimă D_{Tu} , reprezentând deformația la care specimenul a demonstrat un răspuns histeretic stabil, este prezentată în Tabelul 6.8. Modul de solicitare ciclic a redus substanțial capacitatea de deformație a linkului, reducerea variind între 40% și 70% și fiind maximă în cazul speciamentelor din seriile LL4 și LH4. Deplasarea ultimă absolută este puțin influențată de lungimea linkului, cu excepția speciamentelor de lungime minimă, la care s-a înregistrat o reducere a D_{Tu} . În termeni de deformații (γ_{Tu}) capacitatea de rotire crește ușor cu lungimea linkului, înregistrând totuși o diminuare la speciamentele din seria LL4 și LH4. În general, capacitatea de deformație ciclică stabilă γ_{Tu} a fost satisfăcătoare pentru acest tip de elemente, cu excepția speciamentelor LL7-c1 și LL7-c2 γ_{Tu} fiind mai mare decât 0.1 rad. Speciamentele au înregistrat ductilități mai

mari decât 10, suportând între 16 și 22 cicluri în domeniul plastic. Pretensionarea șuruburilor nu a afectat rotirea ultimă a linkurilor, dispunerea deasă a rigidizărilor îmbunătățind în schimb capacitatea de deformare a linkului.

Performanța relativă a barelor disipative demontabile poate fi explicată analizând aportul diverselor componente la deformarea totală. Ponderea deformății de forfecare a inimii γ , rotirii în îmbinări θ_m și lunecării în îmbinări γ_{AL} din deformarea totală γ_T la atingerea deplasării ultime pentru speci­menele încărcate ciclic este prezentată în Figura 6.21. Se poate observa că odată cu scăderea lungimii linkurilor crește aportul deformății de forfecare a inimii și al lunecărilor în îmbinări, dar scade influența rotirii în îmbinări. Lunecarea în îmbinări reprezintă un aport "pasiv" la deformarea totală. Ponderea rotirii în îmbinări și a deformății de forfecare a inimii este mai importantă, acestea reflectând în mare și modul de cedare al speci­menelor.

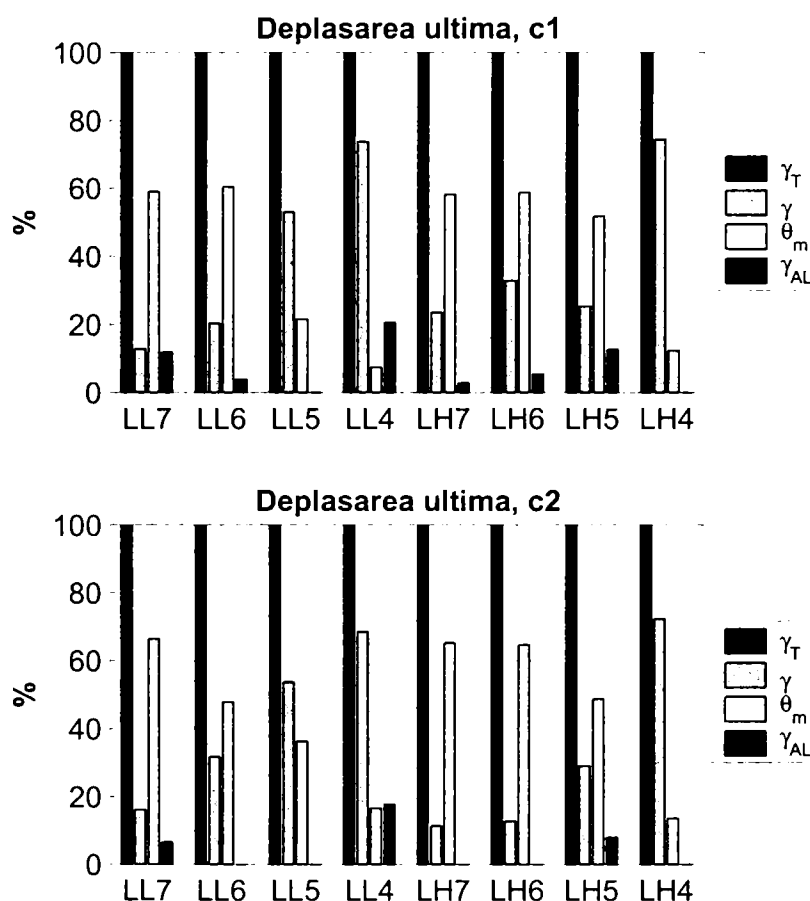


Figura 6.21: Ponderea deformății de forfecare a inimii γ , rotirii în îmbinări θ_m și lunecării în îmbinări γ_{AL} din deformarea totală γ_T la atingerea deplasării ultime (specimenele c1 și c2).

Răspunsul speci­menelor lungi a fost determinat în mare măsură de răspunsul îmbinării cu șuruburi, caracterizată de o reducere graduală a rezistenței prin șfichiuirea filetului până la distrugerea completă a acestuia și o capacitate redusă de disipare a energiei datorită fenomenului de "pinching". Acest din urmă aspect a cauzat și o reducere a energiei disipate în cadrul unui grup de cicluri cu amplitudine constantă. Pretensionarea totală a șuruburilor (specimenele c1) a limitat parțial acest fenomen. Pe de altă parte, răspunsul speci­menelor scurte a fost determinat de forfecarea panoului de inimă, caracterizat de o consolidare și o capacitate de disipare a energiei ridicate, dar și de o reducere mai rapidă a rezistenței după fisurarea inimii. Numărul de rigidizări a avut o importanță maximă pentru speci­menele scurte. Efectul acestora a fost de a

împiedeca voalarea plastică a inimii, crescând forța capabilă maximă și capacitatea de rotire, și asigurând o comportare histeretică stabilă. Totuși, după atingerea deformației ultime, cedarea specimenelor din seria LH4 a fost mult mai rapidă în comparație cu cele din seria LL4. Detalii suplimentare asupra aportului componentelor la răspunsul histeretic total și la capacitatea de disipare a energiei sunt prezentate în Anexa IV.

Distribuția cerințelor de ductilitate între îmbinarea cu placă de capăt și inima linkului, a avut ca efect o capacitate de deformație mai bună în comparație cu modurile de cedare "pure", determinate de concentrarea deformațiilor doar în îmbinare sau inimă. Acest fenomen a fost specific specimenelor de lungime medie din seriile LL6-LL5 și LH6-LH5. Dimensionarea elementelor pentru distribuirea cerințelor de ductilitate este însă dificilă din punct de vedere practic, ținând cont de variabilitatea rezistenței oțelului folosit la fabricarea componentelor.

6.6 Concluzii

Încercările experimentale pe bare disipative demontabile au demonstrat fiabilitatea tehnologică a soluției. Performanța barelor disipative scurte demontabile și posibilitatea înlocuirii acestora le face deosebit de atractive pentru a fi utilizate la cadre metalice duale. Din punctul de vedere al costurilor de înlocuire a barelor distruse în urma unui seism, avantajul maxim îl prezintă barele scurte, care asigură un răspuns elastic al îmbinării, facilitând demontarea elementelor degradate. Concentrarea distrugerilor doar în bara disipativă demontabilă poate fi asigurată prin folosirea principiilor proiectării de capacitate, inclusiv prin fabricarea barei disipative dintr-un oțel cu limita de curgere inferioară celui folosit pentru restul structurii. Zona de riglă situată între contravântuire și link este supusă unor eforturi mari, de aceea se recomandă rigidizarea suplimentară a acesteia, o variantă posibilă fiind cea descrisă în acest capitol. Detaliile de sudură dintre elementul disipativ și placa de capăt propuse și folosite la fabricarea specimenelor au demonstrat o comportare excelentă a îmbinării sudate, nici un specimen neînregistrând cedări ale sudurii. Aspectele esențiale ale sudurii element-placă de capăt au inclus: (1) eliminarea găurii de acces la rădăcina sudurii; (2) sudura în 1/2V între tălpi și placa de capăt realizată de la exteriorul secțiunii și (3) aplicarea unei suduri de colț pe conturul interior al secțiunii (tălpi și inimă). Eliminarea găurii de acces la rădăcina sudurii constituie un avantaj și din punct de vedere al reducerii costurilor de fabricație, soluția fiind recomandată pentru toate îmbinările de acest tip executate în atelier.

În comparație cu bara disipativă clasică, linkul demontabil are un răspuns mai complex, care poate fi caracterizat prin aportul componentelor care îl alcătuiesc: forfecarea inimii, rotirea în îmbinări și lunecarea în îmbinări. Identificarea acestor componente și cuantificarea ponderii pe care o are fiecare în răspunsul total al elementului permite o înțelegere a modului de cedare, a comportării ciclice și a caracteristicilor de rigiditate, rezistență și ductilitate totale.

Barele disipative lungi și dispunerea deasă a rigidizărilor au avut ca și efect o solicitare mai puternică a îmbinărilor. Răspunsul ciclic al elementelor la care îmbinarea a constituit elementul cel mai slab a fost caracterizat de: (1) o reducere a forței maxime față de elementele dominate de forfecarea inimii; (2) o comportare de tip "pinching", cu degradarea rigidității și a rezistenței în cadrul ciclurilor de amplitudine constantă, și (3)

cedarea prin degradarea graduală a rezistenței datorită șfichiurii filetelui în șuruburi. Răspunsul post-elastic al îmbinărilor a avut un caracter ductil, fapt datorat cedării prin șfichiuirea filetelui. Acest mod de cedare nu este în general specific șuruburilor. Cedarea clasică a șuruburilor prin ruperea în tijă ar fi dus la o comportare mai fragilă a linkurilor lungi. Pretensionarea totală a șuruburilor a asigurat un răspuns histeretic mai stabil în comparație cu pretensionarea parțială, reducând fenomenul de "pinching".

Răspunsul barelor disipative scurte a fost dictat de forfecarea panoului de inimă, distanța dintre rigidizări constituind un parametru important al performanței lor. În cazul rigidizărilor rare, comportarea barelor disipative scurte a fost determinată de voalarea plastică a inimii, care a dus la degradarea rezistenței prin voalarea alternativă după direcția celor două diagonale. Disponerea deasă a rigidizărilor a limitat voalarea plastică excesivă a inimii, ducând la: (1) dezvoltarea forței capabile maxime a secțiunii; (2) un răspuns histeretic mai stabil; (3) o capacitate de rotire mai ridicată, dar și (4) o cedare mai rapidă prin forfecarea inimii pe conturul panoului.

Cu excepția barelor disipative foarte scurte (seriile LL4 și LH4), îmbinarea nu a asigurat suprazistența rezultată pe calcule. Acest fapt se poate datora unei forțe de întindere suplimentare la care au fost supuse îmbinările din cauza împiedecării deplasărilor axiale ale linkului datorită montajul experimental. Validarea acestei ipoteze și prezența fenomenului în structuri reale contravântuite excentric necesită studii suplimentare. Pentru asigurarea unui răspuns elastic al îmbinării, pe baza datelor experimentale din acest studiu se recomandă în cazul barelor disipative demontabile, limitarea lungimii acestora e_d la valoarea $0.8 \cdot M_y / V_y$. Rezistența barelor disipative cu lungimea limitată la această valoare poate fi calculată ca și pentru bara disipativă scurtă clasică. Deoarece pretensionarea totală a condus la o rigiditate inițială mai mare, o comportare histeretică mai stabilă și o capacitate de deformare mai ridicată, se recomandă pretensionarea totală a șuruburilor de înaltă rezistență la barele scurte demontabile.

Cu toate că modul de cedare al specimenelor a fost diferit, funcție de lungimea barei disipative, toate elementele au demonstrat o ductilitate excelentă. Cu excepția barelor disipative lungi cu rigidizări rare (LL7), restul specimenelor au demonstrat o capacitate de deformare ciclică stabilă de minim 0.1 radiani. Distribuția cerințelor de ductilitate între îmbinare și inimă la barele disipative intermediare (LL5-LL6 și LH5-LH6) a avut ca efect o creștere a capacității de rotire față de speciemenele dominate de moduri de cedare "pure". Variabilitatea limitei de curgere a mărcilor de oțel folosite în construcții face totuși dificilă valorificarea activă a fenomenului.

Îmbinările semi-rigide cu placă de capăt pe înălțimea profilului reduc substanțial rigiditatea inițială a barelor disipative demontabile în comparație cu soluția clasică. Pentru calculul global al unor structuri contravântuite excentric cu bara disipativă demontabilă este necesară modelarea explicită a comportării semi-rigide a îmbinărilor, fie considerarea unei rigidități echivalente a elementului demontabil.

CONSIDERAȚII FINALE

7.1 Rezumat

În capitolele precedente a fost analizat răspunsul seismic a două categorii de structuri duale: (1) cadre metalice necontravântuite obținute prin combinarea nodurilor riglă-stâlp rigide cu noduri semi-rigide, și (2) cadre metalice cu deschideri contravântuite excentric combinate cu deschideri necontravântuite cu noduri rigide. Performanța seismică a structurilor duale a fost comparată cu cea a structurilor omogene corespunzătoare, în contextul influenței conținutului de frecvențe al mișcării seismice asupra răspunsului structural. Aceste studii au fost completate cu o analiză critică a prevederilor normelor de proiectare antiseismică actuale și a tendințelor existente în literatura de specialitate. Performanța seismică a nodurilor riglă-stâlp și a barei disipative demontabile au fost verificate prin încercări experimentale.

Capitolul 2 a trecut în revistă factorii care afectează mișcarea seismică: sursa seismică, efectele de propagare a undelor, condițiile locale de amplasament și interacțiunea teren-structură. S-a reiterat importanța conținutului de frecvențe al accelerogramei (cuantificat prin perioada de control T_C) asupra răspunsului inelastic al structurilor. S-a arătat că mișcări seismice cu o valoare ridicată a T_C pot fi generate de: (1) terenurile foarte moi (cazul înregistrării București-INCERC a cutremurului Vrancea 1977), eventual cuplate cu efecte de bazin și (2) efectul directivității înainte în cazul unor cutremure locale. Pentru evaluarea răspunsului dinamic nelinier al unor structuri duale în cadrul acestei lucrări, au fost formate două seturi de înregistrări a câte șapte accelerograme, istorice și semi-artificiale. Cele două seturi corespund sursei seismice Vrancea și unor condiții de teren diferite: teren mediu cu $T_C=0.5$ și teren moale cu $T_C=1.4$ secunde. Accelerogramele au fost asociate unor spectre de proiectare în format Eurocode și scalate la acestea pe un interval larg de perioade (de la 0.2 la 2.0 secunde) pentru reducerea dispersiei rezultatelor.

Capitolul 3 a analizat prevederile a șapte norme de proiectare antiseismică din Europa, SUA și Japonia. Au fost analizate determinarea forțelor seismice echivalente, metodele de analiză, verificările de siguranță și criteriile de proiectare pentru structuri metalice. S-au evidențiat printre altele limitările mult mai severe impuse deplasărilor relative de nivel în normele Europene, condiții de proiectare ce dictează dimensionarea cadrelor metalice necontravântuite în zone seismice. Au fost sintetizate tendințele actuale în proiectarea antiseismică a construcțiilor, inclusiv conceptele proiectării bazate pe performanță, metodele moderne de analiză și problemele acestora, metodele de proiectare (analiza bazată pe deplasare, metodele energetice și criteriile proiectării de capacitate). Varianta de ultimă oră a normei europene Eurocode 8 reflectă aceste tendințe prin incorporarea unor principii ale proiectării bazate pe performanță, descrierea unei proceduri de analiză simplificată bazată pe deplasare și îmbunătățirea prevederilor legate de proiectarea de capacitate, printre altele. Varianta

de anteproiect a normei românești P100-2003 este bazată în mare parte pe Eurocode 8, în procesul de armonizare a legislației de proiectare din România la pachetul de norme europene. Diferențele mai importante față de norma europeană și aspectele specifice includ: definirea unor spectre de răspuns diferite pentru sursa subcrustală Vrancea și cea crustală din Banat; dependența perioadei de control T_C de intensitatea mișcării seismice (dar nu și a coeficientului de amplificare); intervale medii de recurență mai mici decât în norma europeană; specificarea perioadei de colț la nivel "macro" și nu funcție de condițiile locale de amplasament.

Capitolul 4 a analizat răspunsul seismic al cadrelor metalice necontravântuite duale cu noduri rigide și semi-rigide, în comparație cu structurile omogene rigide și cele duale rigid-articulate. Performanța seismică a fost analizată la trei stări limită (nivele de performanță) – starea limită a exploatarei normale, starea limită ultimă și cea de prevenire a colapsului. Dimensionarea cadrelor metalice necontravântuite conform Eurocode 8 este dictată de asigurarea unei rigidități suficiente pentru satisfacerea limitărilor deplasărilor relative de nivel la starea limită a exploatarei normale. În cazul cadrelor rigide omogene aceste criterii de proiectare rezultă în valori ale suprazistenței de proiectare cuprinse între 2.5 și 3.4. Cumulată cu efectul redundanței, suprazistența cadrelor necontravântuite rezultă în cerințe limitate de ductilitate la starea limită ultimă și la cea de prevenire a colapsului, verificarea acestora neîntâmpinând probleme.

Cadrelor duale cu noduri rigide și articulate prezintă unele avantaje de proiectare, cum ar fi eliminarea îmbinărilor după axa minimă a stâlpului, reducerea solicitării excesive a panoului de inimă al stâlpului la nodurile interioare, și îmbunătățirea rapoartelor momentelor capabile riglă-stâlp. Totuși, nodurile articulate reduc simțitor rigiditatea structurii și necesită secțiuni mai mari ale elementelor pentru asigurarea rigidității necesare. În același timp, structura rezultă cu mai puține zone disipative, iar optimizarea rigidității structurii poate încuraja proiectantul să folosească rigle mai puternice în comparație cu structurile rigide omogene, ceea ce conduce la favorizarea unor mecanisme plastice locale și la o redundanță scăzută a structurii.

Cadrelor necontravântuite cu noduri rigide și semi-rigide (și parțial rezistente) oferă un compromis între cadrele omogene (cu noduri rigide sau semi-rigide) și cele rigid-articulate. Spre deosebire de configurațiile rigid-articulate, cadrele duale cu noduri semi-rigide posedă o rigiditate globală mult mai bună, apropiată de cea a cadrelor rigide omogene (la aceleași secțiuni de elemente). Pentru optimizarea rigidității laterale a cadrelor duale, se va urmări asigurarea efectului de cadru rigid pentru cât mai multe deschideri, prin dispunerea nodurilor semi-rigide între deschideri cu noduri rigide. Această strategie asigură o eficiență mai mare a nodurilor rigide la cadrele duale, la același număr de noduri semi-rigide. Spre deosebire de cadrele omogene, cadrele duale cu noduri semi-rigide oferă rapoarte ale momentelor capabile riglă-stâlp mai favorabile, reducând posibilitatea formării unor mecanisme plastice de nivel, îmbunătățind astfel capacitatea de disipare a energiei și răspunsul global al structurii la intensități ridicate ale acțiunii seismice. Totuși, cadrele duale cu noduri rigide și semi-rigide au o performanță inferioară celor rigide omogene la nivele scăzute ale acțiunii seismice, corespunzătoare stării limită a exploatarei normale, din cauza degradărilor nodurilor parțial-rezistente.

Pentru alcătuirea cadrelor duale sunt de preferat noduri semi-rigide care să elimine sudura (pentru a putea înlocui facil elementele degradate în urma unui cutremur) și să fie ductile. Îmbinări care să combine aceste cerințe pot fi de exemplu cele cu corniere pe talpă și inimă, îmbinări cu T-uri, etc. Pentru asigurarea unei ductilități corespunzătoare, componenta cea mai slabă a îmbinării trebuie să aibă un mod de cedare ductil (talpa cornierei sau a T-ului la încovoiere asigură acest lucru). Configurațiile duale cu noduri rigide și semi-rigide, chiar și atunci când ultimele au o rezistență relativ mică, nu asigură o izolare a deformațiilor plastice doar în nodurile semi-rigide. De aceea, în urma unui cutremur sever, rămâne problema remedierii degradărilor la nodurile rigide, mai greu de realizat.

Răspunsul inelastic al structurilor metalice este afectat într-o manieră determinantă de conținutul de frecvențe al mișcării seismice în relație cu perioada de vibrație a structurii. Mișcări seismice cu perioada de colț T_C în jur de 1.4 secunde sunt specifice unor amplasamente pe terenuri slabe din România. Astfel de mișcări seismice nu afectează răspunsul *elastic* al cadrelor necontravântuite, cu perioada fundamentală mai mică decât perioada de colț, dar amplifică substanțial cerința de deplasare în domeniul *inelastic*. Pentru cadrele analizate în acest studiu, factorii de reducere a forțelor seismice datorăți ductilității au suferit o reducere de la 5.4 în cazul mișcării seismice $T_C=0.5$ la 2.6 în cazul $T_C=1.4$. Acest aspect al interacțiunii dintre răspunsul inelastic al structurilor și tipul de mișcare seismică nu este reflectat în normele actuale anti-seismice și poate fi deosebit de periculos pentru structuri care nu posedă suprazistența foarte mare generată de cerințele Eurocode 8 pentru starea limită a exploatații normale.

Analiza statică neliniară și metodele bazate pe deplasare (N2) oferă informații importante asupra răspunsului seismic al structurilor dominat de modul întâi de vibrație, comparabile calitativ și cantitativ cu rezultatele "exacte" ale analizei dinamice neliniare. Exactitatea analizei statice neliniare suferă în cazul în care modurile superioare de vibrație au un aport important la răspunsul structurii. În plus, analiza statică neliniară are tendința să supraestimeze cerința de deformație în nivelele afectate de mecanisme plastice parțiale. Cu toate acestea, metoda de analiză bazată pe deplasare oferă o estimare rapidă a răspunsului seismic al structurilor și este deosebit de utilă în cazul cadrelor duale, din cauza caracteristicilor diferite ale nodurilor rigide și ale celor semi-rigide.

Capitolul 5 a studiat structurile duale formate din cadre contravântuite excentric cu bara disipativă scurtă și cadre necontravântuite cu noduri rigide. Criteriul de proiectare dominant este reprezentat de rezistența barelor disipative scurte. Aportul de rigiditate și rezistență al structurii secundare formate din deschideri necontravântuite cu noduri rigide este minor la nivelul forțelor de calcul, aceasta neafectând practic dimensionarea structurii principale. Utilizarea unor îmbinări riglă-stâlp rigide în deschiderile necontravântuite oferă avantajul unei dimensionări mai economice a elementelor structurale, dar crește costul nodurilor. Criteriul de proiectare pentru elementele structurii necontravântuite îl constituie rezistența (SLU) în gruparea fundamentală de încărcări.

Fenomenele care afectează performanța seismică a structurilor duale pot fi împărțite în două grupuri: (1) aspecte care țin de relația forță-deplasare globală și tipul de mișcare seismică, care pot fi modelate prin sisteme cu un singur grad de libertate dinamică și (2)

distribuția cerințelor de ductilitate și a degradărilor în structură, pentru analiza cărora este necesar un model cu mai multe grade de libertate dinamică.

La nivelul relației globale forță-deplasare, structurile duale sunt caracterizate de: (1) o rigiditate și forță de curgere apropiate de cele ale structurilor omogene și (2) rezistență maximă și consolidare mai ridicate. În cazul în care perioada fundamentală a structurii este mai mare decât perioada de colț a mișcării seismice, cerința de deplasări inelastice a structurilor omogene este aproximativ egală cu deplasările elastice. De aceea, consolidarea și rezerva de rezistență post-elastică a structurilor duale nu influențează cerința de ductilitate a acestora. Diferența dintre relația forță-deplasare globală a structurilor duale și omogene devine importantă atunci când perioada fundamentală a structurii este mai mică decât perioada de colț a mișcării seismice. Cerința de deplasare inelastică a structurilor omogene este mai mare decât deplasările elastice în acest caz, iar consolidarea mai mare și rezistența post-elastică a configurațiilor duale devin eficiente în reducerea cerințelor de ductilitate.

Limitarea deplasărilor laterale permanente este importantă pentru asigurarea funcțiunii clădirii după un cutremur. Structurile duale sunt eficiente în reducerea acestora atât timp cât substructura flexibilă are un răspuns elastic. Optimizarea configurațiilor duale din acest punct de vedere poate fi efectuată măbind ductilitatea convențională μ_D . Din punct de vedere practic, creșterea ductilității convenționale este eficientă prin folosirea unui oțel cu limita de curgere superioară la deschiderile necontravântuite, asigurând astfel o creștere a rezistenței dar nu și a rigidității sistemului flexibil. Efectul de reducere a deplasărilor permanente de către configurația duală este maxim în cazul în care perioada fundamentală a structurii se află în domeniul vitezelor spectrale constante. Performanța superioară a configurațiilor duale față de sisteme echivalente omogene devine importantă pentru structurile cu ductilitate limitată, reducând cerința de deplasări maxime și permanente și diminuând riscul atingerii instabilității dinamice.

La nivelul structurilor multietajate cu structură duală, existența substructurii secundare flexibile îmbunătățește performanța seismică prin uniformizarea deplasărilor relative de nivel pe înălțime, reducând riscul unor mecanisme parțiale de nivel. Folosind proiectarea de capacitate și principiile de alcătuire a structurilor duale propuse în această lucrare, degradările structurale pot fi izolate doar în barele disipative scurte, asigurând un răspuns elastic al deschiderilor necontravântuite, chiar și pentru nivele ale intensității seismice corespunzătoare stării limită ultime. Această comportare reduce costurile de intervenție la structură în urma unui seism de calcul.

Structurile cu perioada fundamentală mai mică decât perioada de colț a mișcării seismice suferă o amplificare importantă a cerințelor de ductilitate față de structurile aflate în domeniul de viteze spectrale constante. În contextul proiectării, factorul de reducere al forțelor seismice depinde puternic nu numai de tipul structurii, ci și de conținutul de frecvențe al mișcării seismice. Normele antiseismice actuale neglijează acest din urmă aspect, important în contextul condițiilor seismice din România, capabile să genereze mișcări seismice cu perioada de colț în jur 1.4-1.5 secunde. Structurile duale, prin redundanța sporită, sunt caracterizate de factori de reducere mai ridicați decât structurile omogene contravântuite excentric, fiind recomandate pentru construcțiile amplasate pe terenuri moi.

Capitolul 6 a propus realizarea barei disipative scurte la cadrele metalice contravântuite excentric în soluție demontabilă, folosind o îmbinare cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență pretensionate. Încercările experimentale pe bare disipative demontabile au demonstrat fiabilitatea tehnologică a soluției. Performanța ridicată a barelor disipative scurte demontabile (capacități de rotire de peste 0.1 rad) și posibilitatea înlocuirii acestora le face deosebit de atractive pentru a fi utilizate la cadre metalice duale. Din punctul de vedere al costurilor de înlocuire a barelor distruse în urma unui cutremur avantajul maxim îl prezintă barele scurte, care asigură un răspuns elastic al îmbinării, facilitând demontarea elementelor degradate. Concentrarea distrugerilor doar în bara disipativă demontabilă poate fi asigurată prin folosirea principiilor proiectării de capacitate, inclusiv prin fabricarea barei disipative dintr-un oțel cu limita de curgere inferioară celui folosit pentru restul structurii. Detaliile de sudură dintre elementul disipativ și placa de capăt propuse și folosite la fabricarea specimenelor au demonstrat o comportare excelentă a îmbinării sudate. Aspectele esențiale ale sudurii element-placă de capăt au inclus: (1) eliminarea găurii de acces la rădăcina sudurii; (2) sudura în $1/2V$ între tălpi și placa de capăt realizată de la exteriorul secțiunii și (3) aplicarea unei suduri de colț pe conturul interior al secțiunii (tălpi și inimă). Eliminarea găurii de acces la rădăcina sudurii constituie un avantaj și din punct de vedere al reducerii costurilor de fabricație, soluția fiind recomandată pentru toate îmbinările de acest tip executate în atelier.

În comparație cu bara disipativă clasică, linkul demontabil are un răspuns mai complex, care poate fi caracterizat prin aportul componentelor care îl alcătuiesc: forfecarea inimii, rotirea în îmbinări și lunecarea în îmbinări. Identificarea acestor componente și cuantificarea ponderii pe care o are fiecare în răspunsul total al elementului permite o înțelegere a modului de cedare, a comportării ciclice și a caracteristicilor de rigiditate, rezistență și ductilitate totale.

Barele disipative lungi și dispunerea deasă a rigidizărilor au avut ca și efect o solicitare mai puternică a îmbinărilor. Răspunsul ciclic al elementelor la care îmbinarea a constituit elementul cel mai slab a fost caracterizat de: (1) o reducere a forței maxime față de elementele dominate de forfecarea inimii; (2) o comportare de tip "pinching", cu degradarea rigidității și a rezistenței în cadrul ciclurilor de amplitudine constantă, și (3) cedarea prin degradarea graduală a rezistenței datorită șfichiuirii filetelui în șuruburi. Răspunsul post-elastic al îmbinărilor a avut un caracter ductil, fapt datorat cedării prin șfichiuirea filetelui. Pretensionarea totală a șuruburilor a asigurat un răspuns histeretic mai stabil în comparație cu pretensionarea parțială, reducând fenomenul de "pinching".

Răspunsul barelor disipative scurte a fost dictat de forfecarea panoului de inimă, distanța dintre rigidizări constituind un parametru important al performanței lor. În cazul rigidizărilor rare, comportarea barelor disipative scurte a fost determinată de voalarea plastică a inimii, care a dus la degradarea rezistenței prin voalarea alternativă după direcția celor două diagonale. Dispunerea deasă a rigidizărilor a limitat voalarea plastică excesivă a inimii, ducând la: (1) dezvoltarea forței capabile maxime a secțiunii; (2) un răspuns histeretic mai stabil; (3) o capacitate de rotire mai ridicată, dar și (4) o cedare mai rapidă prin forfecarea inimii pe conturul panoului.

Pentru asigurarea unui răspuns elastic al îmbinării, pe baza datelor experimentale din acest studiu se recomandă în cazul barelor disipative demontabile limitarea lungimii acestora e_d la valoarea $0.8 \cdot M_y / V_y$. Rezistența barelor disipative cu lungimea limitată la

această valoare poate fi calculată ca și pentru bara disipativă scurtă clasică. Deoarece pretensionarea totală a rezultat într-o rigiditate inițială mai mare, o comportare histeretică mai stabilă și o capacitate de deformare mai ridicată, se recomandă pretensionarea totală a șuruburilor de înaltă rezistență la barele scurte demontabile.

Îmbinările semi-rigide cu placă de capăt pe înălțimea profilului reduc substanțial rigiditatea inițială a barelor disipative demontabile în comparație cu soluția clasică. Pentru calculul global al unor structuri contravântuite excentric cu bara disipativă demontabilă este necesară modelarea explicită a comportării semi-rigide a îmbinărilor, fie considerarea unei rigidități echivalente a elementului demontabil.

7.2 Contribuții personale

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

- Evidențierea importanței conținutului de frecvențe al mișcării seismice asupra răspunsului neliniar al structurilor în contextul cutremurelor vrâncene și a condițiilor locale de amplasament din România.
- Propunerea de amendare a factorilor de reducere a forțelor seismice (ψ) pentru structurile cu perioada fundamentală de vibrație mai mică decât perioada de colț T_c a mișcării seismice în amplasament.
- Sinteza comparativă a normelor și tendințelor actuale din proiectarea antiseismică a construcțiilor.
- Conceperea, realizarea și interpretarea rezultatelor unui program experimental pe noduri riglă-stâlp interioare, puțin studiate în literatura de specialitate. Metodologia de interpretare a datelor pentru cazul încărcării anti-simetrice a fost elaborată de autor. Concluziile principale ale studiului experimental cuprind: (1) importanța tipului de încărcare, cea anti-simetrică ducând la o ductilitate superioară din cauza contribuției panoului de inimă al stâlpului, dar la o rigiditate și rezistență scăzute; (2) importanța detaliilor de sudură și a calității sudurii și (3) efectul pozitiv al distribuției cerințelor de ductilitate între câteva componente (placa de capăt și inima stâlpului). Programul experimental este unic în România, iar prin unele aspecte, cum ar fi efectul acțiunii anti-simetrice, reprezintă o premieră europeană. Rezultate ale acestor încercări au stat la baza unui "Ghid de proiectare a îmbinărilor ductile la structuri metalice amplasate în zone seismice", elaborat de INCERC Timișoara și Universitatea "Politehnica" din Timișoara.
- Sintetizarea cauzelor și avantajelor cadrelor duale necontravântuite cu noduri rigide și semi-rigide. În contextul proiectării guvernate de limitarea deplasărilor relative de nivel cadrele duale necontravântuite reprezintă o alternativă celor omogene din punct de vedere economic. Autorul propune configurațiile duale optime din punctul de vedere al raportului dintre rigiditatea structurii și a numărului de noduri semi-rigide. Efectul principal al configurațiilor duale cu noduri semi-rigide este promovarea unui mecanism plastic global, care îmbunătățește răspunsul structurii la intensități ridicate ale acțiunii seismice. La intensități scăzute ale acțiunii seismice, cadrele duale nu prezintă avantaje față de structurile omogene.
- Demonstrarea principiilor de alcătuire a structurilor duale care să permită "separarea" funcției de disipare a energiei în substructura rigidă de răspunsul elastic în substructura flexibilă și cuantificarea acestui fenomen prin ductilitatea

convențională μ_D . Propunerea realizării practice a unor configurații duale eficiente prin folosirea unor substructuri cu rigiditate și rezistență diferite (cadre contravântuite excentric și cadre necontravântuite cu noduri rigide) și optimizarea acestora prin folosirea unui oțel cu limita de curgere inferioară la substructura rigidă. Identificarea condițiilor în care structurile duale reprezintă avantaje importante: (1) mișcări seismice cu perioada de colț mai mare decât perioada de vibrație fundamentală a construcției și (2) substructuri rigide cu o ductilitate redusă.

- Propunerea de realizare a barei disipative scurte la cadrele contravântuite excentric în variantă demontabilă folosind îmbinări cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență pretensionate. Conceperea standului și realizarea încercărilor experimentale pe bare disipative scurte demontabile, în premieră mondială după cunoștința autorului. Elaborarea metodologiei de interpretare a datelor experimentale și evidențierea componentelor barelor disipative demontabile. Demonstrarea fezabilității tehnologice a soluției și recomandarea parametrilor (lungimea linkului, rigidizarea inimii și pretensionarea totală) care să asigure o performanță maximă a sistemului.

7.3 Valorificarea rezultatelor

Studiile analitice și experimentale efectuate în cadrul tezei de doctorat au fost integrate în mai multe contracte și programe de cercetare, de referință fiind:

- IC15-CT96-0201 / 1997, "Reliability of Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", COPERNICUS-RECOS Programme, finanțator: Uniunea Europeană, încheiat în 2000.
- 44083 / 1998, Cod 16, Proiect major CNCSIS (tip C) "Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice", finanțatori: MEN-CNCSIS și Banca Mondială, încheiat în 2001.

În cadrul programului COPERNICUS-RECOS au fost elaborate cercetările privind comparația normelor de proiectare antiseismică, studiul configurațiilor duale necontravântuite și realizat programul experimental pe noduri riglă-stâlp. Studiul configurațiilor duale în cadre contravântuite excentric și necontravântuite, precum și încercările experimentale pe bara disipativă scurtă demontabilă au fost realizate în cadrul grantului major C16. Rezultatele cercetărilor efectuate au fost publicate în două cărți care au integrat cercetările întreprinse:

- Mazzolani, F.M. (ed.), (2000) "Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", E&FN SPON, London. Autorul a contribuit în mod direct la capitolele: 1.1 - "Analysis of design criteria and seismic hazard: comparison among codes"; 3.2 - "Influence of Connection Typology and Loading Asymmetry"; 6.1 – "Ductility demand for semi-rigid joint frames"; 7.3 – "Influence of the structural typology on the seismic performance of steel framed buildings".
- Dubina, D. și Lungu, D. (coordonatori) (2003). "Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice". Orizonturi Universitare, Timișoara. Colectiv de autori: Aldea, A., Arion, C., Ciutina, A., Cornea, T., Dinu, F., Fülöp, L., Grecea, D., Stratan, A., Văcăreanu, R., autorul contribuind la cap. 2 – "Tendințe și evoluții în normele de proiectare antiseismică a clădirilor cu structură metalică" și cap. 5 – "Cadre metalice multietajate cu structură duală" din partea a II-a a lucrării.

Alte contracte de cercetare în legătură cu tema tezei de doctorat includ:

- Grant CNCSIS, cod 193/1998. "Siguranța clădirilor multietajate cu cadre metalice necontravântuite amplasate în zone seismice" (coautor).
- Contract nr. 437/1996, tema A3, MCT. "Studiul comportării cadrelor metalice cu structura duală amplasate în zone seismice" (coautor).
- Contract nr. 437/1996, tema B2, MCT. "Îmbinări riglă-stâlp ductile la cadre cu structură mixtă oțel-beton pentru clădiri multietajate amplasate în zone seismice" (coautor).
- Contract HPRNCT 1999 0035 SAFERR - "Safety Assessment for Earthquake Risk Reduction" finanțator: Uniunea Europeană. (stagiul de cercetare la Universitatea din Ljubljana, Slovenia).
- Grant tip At, contract nr. 33550/2003, tema nr. 10 cod CNCSIS 218. "Comportamentul seismic al cadrelor metalice duple contravântuite excentric cu link scurt detașabil" (responsabil de grant).
- Contract 81/2002, MLPTL. "Ghid de proiectare a îmbinărilor ductile la structuri metalice amplasate în zone seismice". INCERC Timișoara/ Universitatea "Politehnica" din Timișoara. (colaborator).

Pe parcursul elaborării tezei autorul a publicat mai multe articole în reviste de specialitate și conferințe, care includ:

- trei articole în reviste de specialitate internaționale:

Dubina, D., Ciutina, A., and **Stratan, A.**, (2002). "Cyclic Tests on Bolted Steel and Composite Double-Sided Beam-to-Column Joints", Steel and Composite Structures, Vol. 2, No. 2, 147-160.

Dubina, D., and **Stratan, A.** "Behaviour of welded connections of moment-resisting frames beam-to-column joints", Engineering Structures, Vol. 24, No. 11(2002), 1431-1440.

Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.** (2001). "Cyclic Tests of Double-Sided Beam-to-Column Joints", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.127, No.2, pp.129-136.

- cinci articole în reviste de specialitate din România
- douăzeci și patru de articole la conferințe naționale și internaționale

Întreaga activitate de cercetare desfășurată pe parcursul elaborării tezei de doctorat a fost integrată în Programul European de cercetare COST C12 "Improvement of buildings' structural quality by new technologies". Rezultatele referitoare la cadrele contravântuite excentric și încercările experimentale pe bare disipative demontabile au constituit subiectul mai multor prezentări și au fost reflectate într-o serie de publicații ale programului.

BIBLIOGRAFIE

- AIJ_L-93, (1993). "Recommendations for Loads on Buildings". Architectural Institute of Japan.
- AIJ_{LSD}-90, (1990). "Standard for Limit State Design of Steel Structures (draft)". Architectural Institute of Japan.
- AISC-97, (1997). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA.
- AISC (2002). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA.
- Akiyama, H. (1985). "Earthquake-resistant limit state design for buildings". Tokyo, Univ. of Tokyo Press.
- Akiyama, H., (1999). "Behaviour of connections under seismic loads". Control of semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. COST C1. Proceedings of the international conference, Liege, 17-19 September 1998.
- Alavi, B., and Krawinkler, H. (2000). "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design". Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), New Zealand, paper 2665.
- Ambraseys, N., Smit, P., Berardi, R., Rinaldis, R., Cotton, F., Berge-Thierry, C. (n.d.) "Internet-Site for European Strong-Motion Data", accesat în martie 2003 de la <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/frameset.htm>
- Astaneh-Asl A., (2001). "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", Steel TIPS, USA, 2001.
- ATC 40, (1996). "Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings". Redwood City (CA), Applied Technology Council.
- Athanasopoulos, G.A., Pelekis, P.C. Leonidou, E.A. (1998). "Effects of surface topography and soil conditions on the seismic ground response - including liquefaction - in the Egion (Greece) 15/6/1995 earthquake". 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- Aviles, J., Perez-Rocha, L.E., (1999). "Diagrams of effective periods and dampings of soil-structure systems". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 8: 711-715.
- Bernal, D. (1998). "Instability of buildings during seismic response". Engineering structures, 20 (4-6): 496-502.

- 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.
- Bertero, R.D., and Bertero, V.V. (1999). "Redundancy in Earthquake-Resistant Design". Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No.1, pp. 81-88.
- Bozorgnia, Y., Bertero, V.V., (2001). "Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications" Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Los Angeles, California, September 12, 2001, pp. 1-22.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., Whittaker, A., (1998). "Ductile Design of Steel Structures", McGraw Hill.
- C133/82 (1982). "Instrucțiuni tehnice privind îmbinarea elementelor de construcții metalice cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate". ICB, INCERC.
- Chandler, A.M., Hutchinson, G.L. și Wilson, J.L. (1992). "The use of interplate derived spectra in intraplate seismic regions". 10th World Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- Chopra, A.K. (1995). "Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering". Prentice Hall, New Jersey.
- Court, A.B. and Kowalsky, M.J. (1998). "Performance-Based Engineering of Buildings – a Displacement Design Approach". Structural Engineering World Wide 1998, T109-1, Elsevier Science, San Francisco, USA.
- Cuesta, I., Aschheim, M.A., Fajfar, P., (2003). "Simplified R-Factor Relationships for Strong Ground Motions". Earthquake Spectra, Volume 19, No. 1, pages 25–45.
- 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
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1992). "Experimental performance of long links in eccentrically braced frames". Journal of Structural Engineering, Vol.188, No.11:3067-3088.
- Eurocode 3 (1997). "Design of Steel Structures. Part 1.1: Rules and Rules for Buildings. Revised Annex J. Joints in Building Frames", CEN/TC250/SC3. European Committee for Standardisation (CEN).
- Eurocode 3 (2001). "Design of steel structures. Part 1-8: Design of Joints". CEN - European Committee for Standardization.
- Eurocode 3 (2003). "Design of steel structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings". CEN - European Committee for Standardization.

- Eurocode 8 (1994). "Design provisions for earthquake resistance of structures". prEN 1993-1-1: 2003. CEN European Committee for Standardisation.
- Eurocode 8 (2003). "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". Draft no 6, January. CEN - European Committee for Standardization.
- 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.
- Fajfar, P. (2000). "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". *Earthquake Spectra*, 16(3): 573-92.
- 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.
- Fischinger, M., and Fajfar., P., (1994). "Seismic force reduction factors". in *Earthquake Engineering*. A. Rutenberg (editor), Balkema, pp.279-296.
- FEMA 273, (1996). "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings"; FEMA 274, "Commentary". Washington (DC), Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 350, (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", SAC Joint Venture.
- FEMA 356, (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington (DC).
- Foutch, D.A., Yun, S.-Y., (2002). "Modeling of steel moment frames for seismic loads". *Journal of Constructional Steel Research*, 58(2002): 529–564.
- Gasparini, D.A., and Vanmarcke, E.H. (1976). "Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra," Department of Civil Engineering, Research Report R76-4, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Ghobarah, A. (2001). "Performance-based design in earthquake engineering: state of development". *Engineering Structures*, 23: 878-884.
- Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., and Biddah, A. (1999). "Response-Based Damage Assessment of Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, 79–104.
- Gioncu, V., and Mazzolani, F.M. (2002). "Ductility of Seismic Resistant Steel Structures". Spon Press, London and New York.
- Gioncu, V. and Petcu, D. (1997). "Available rotation capacity of wide flange beam-columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 43 (1-3): 161-217.

- Gupta, A. and Krawinkler, H., (2000). "Dynamic P-delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures". *Journal of Structural Engineering*, Vol.126, No.1: 145-154.
- 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.
- 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.
- 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.
- Iyama, J., Kuwamura, H., (1999). "Probabilistic advantage of vibrational redundancy in earthquake-resistant steel frames". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 52: 33-46.
- Kasai, K., and Popov, E.P., (1986). "General Behaviour of WF Steel Shear Link Beams", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol.112, No.2: 362-381.
- Kato, B., (1995). "Development and design of seismic-resistant steel structures in Japan". *Proceedings of the International Workshop on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA'94*, E&FN SPON.
- Kircher, C. A. (1998). "New Ground Shaking Design Criteria". *Structural Engineering World Wide 1998*, T109-5, Elsevier Science, San Francisco, USA.
- Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Hasan, R., (1996). "Behaviour of tall buildings with mixed use of rigid and semi-rigid connections". *Computer & Structures*, No. 6, pp.1193-1206.
- Krawinkler, H. (1995). "Systems Behaviour of Structural Steel Frames Subjected to Earthquake Ground Motion". *Background Reports: Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behaviour*. Report No. SAC-95-09. SAC Joint Venture, California, USA.
- Lacave-Lachet, N., Bard, P.Y., Gariel, J.C., Irikura, K. (1998). "Straightforward methods to detect non-linear response of the soil. Application to the recordings of the Kobe earthquake (Japan, 1995)". *11th European Conference on Earthquake Engineering*. Balkema, Rotterdam.
- 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.

- Leon, R. T. (1999). "Developments in the use of partial restraint frames in the United States". Control of semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. COST C1. Proceedings of the international conference, Liege, 17-19 September 1998.
- Lopez, M.S., and Bento, R., (2001). "Seismic Behaviour of Dual Systems with Column Hinging". *Earthquake Spectra*, Vol.17, No.4: 657-677.
- Lungu, D., Aldea, A., Arion, C., Cornea, T., Văcăreanu, R. (2003). "Hazardul seismic în România", Partea I, cap. 2 din "Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice". Coordonatori: D. Dubina și D. Lungu, Orizonturi Universitare, Timișoara.
- Lungu, D., Aldea, A., Nedelcu, C., Cornea, T., (1998). "Use of the GIS technology for microzonation of the frequency content and effective peak values of soil response to earthquakes" 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- Lungu, D., Cornea, T., Aldea, A., Zaicenco, A., (1997). "Reprezentarea de bază a acțiunii seismice", capitolul 1 în *Calculul structurilor în zone seismice, Eurocode 8, exemple de calcul*. Ed. Lungu, D., Mazzolani, F., și Savidis, S.
- Mahin, S., Malley, J., Hamburger, R. (2002). "Overview of the FEMA/SAC program for reduction of earthquake hazards in steel moment frame structures". *Journal of Constructional Steel Research*, 58: 511–528.
- Malhotra, P.K. (1999). "Response of buildings to near-field pulse-like ground motions". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, 1309-1326.
- 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.
- Mazzolani, F.M. and Piluso, V. (1996). "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames". E&FN SPON.
- 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.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., Jeremic, B., (n.d.) "Open System for Earthquake Engineering Simulation. Manual version 2.0". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. accesat iulie 2003 de la <http://opensees.berkeley.edu/>
- McIntosh, R.D. and Pezeshk, S. (1997). "Comparison of recent U.S. Seismic Codes". *Journal of Structural Engineering*, 123(8).

- Nakashima, M, Roeder, C.W., Maruoka, Y. (2000). "Steel moment frames for earthquakes in United States and Japan". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126 No. 8, pp. 861-868.
- 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.
- Newmark, N., Hall, W., (1982). "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA
- Oros, E. (2002). "Cutremurele de pământ și cercetarea seismologică – concepte, tipuri de seisme, rezultate". Prezentare la seminarul cu tema: Influența tipului de cutremur și a condițiilor locale asupra răspunsului seismic al construcțiilor, Timișoara, 6 decembrie 2002.
- Otani, S. (1997). "Development of performance-based design methodology in Japan". In: Seismic design methodologies for the next generation of codes. Fajfar, P. and Krawinkler, H. (eds.) Rotterdam, Balkema: 59-67.
- Otani, S., Hiraishi, H., Midorikawa, M., and Teshigawara, M., (2000). "New seismic design provisions in Japan", 2000 Fall ACI Convention, Toronto.
- P100-92, (1992). "Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale", Ministerul lucrărilor publice și amenajării teritoriului, România.
- Park, Y.J. and Ang, A.H.S. (1985). "Mechanic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete". Journal of Structural Engineering, ASCE, April 1985.
- Paulay, T, Priestley M.J.N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". USA: John Wiley and Sons.
- Prakash, V., Powell, G.H., and Campbell, S., (1993). "Drain-2dx Base Program Description and User Guide", Version 1.10.
- Prakash, V., Powell, G.H., and Campbell, S., (1994). "Drain-3dx Base Program Description and User Guide", Version 1.10.
- Ricles J.M., Popov E.P., (1994). "Inelastic link element for EBF Seismic Analysis". ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 2: 441-463.
- Roeder, C.W. and Foutch, D.A. (1996). "Experimental Results for Seismic Resistant Steel Moment Frame Connections". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.6.
- Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K., (1997). "Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice". Editura Tehnică, București.
- PS92, (1995). "Norme Francaise. Regles de construction parasismique PS92". Association Francaise de Normalisation (AFNOR).

- SAC (1995). "Connection test summaries". SAC Joint Venture, Report No. SAC-96-02, Sacramento, California, USA.
- SAC (1997). "Interim Guidelines Advisory No. 1. Supplement to FEMA-267 Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures". SAC Joint Venture, Report No. SAC-96-03, Sacramento, California, USA.
- Sasani, M. and Bertero, V.V. (2000). "Importance of severe pulse-type ground motions in performance-based engineering: historical and critical review". Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), New Zealand, paper 1302.
- SEAOC. Vision 2000, (1995). "Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework". Sacramento (CA), Structural Engineers Association of California.
- Shen, J., (1996). "A new dual system for seismic design of steel buildings". In Proc. of Advances in Steel Structures, ICASS'96, Hong-Kong, Vol. 2, Edited by S. L. Chan and J. G. Teng, Pergamon, Elsevier Science Ltd, pp.1027-1033.
- Shing, P.B., (n.d.) "Earthquake engineering lecture notes", accesat în martie 2003 de la <http://civil.colorado.edu/~shing/Cven6595/contents.htm>
- Smith, S.W. (1999). "The Scientist and Engineer's Guide to Digital Signal Processing", California Technical Publishing.
- SR EN 10002-1 (1990). "Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test (at ambient temperature)". European Committee for Standardisation – CEN (in Romanian).
- 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.
- Stewart, J.P., Chiou, S-J., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G., Abrahamson, N.A. (2001). "Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design". PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Stewart, J.P., Fenves, G.L., Seed, R.B. (1999a). "Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 1: 26-37.
- Stewart, J.P., Fenves, G.L., Seed, R.B. (1999b). "Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 1: 38-48.
- Tagawa, H., MacRae, G., and Lowes, L., (2003). "Seismic behaviour of three fundamental framing systems". STESSA 2003, Mazzolani (ed.), Swets and Zeitlinger, Lisse.

- Trifunac, M.D., Hao, T.Y., Todorovska, M.I. (1999). "On the reoccurrence of site specific response". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 18: 569–592.
- UBC-97, (1997). "Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions". International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 491–514.
- 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.
- Whittaker, A., (n.d.). "Earthquake Engineering and Structural Dynamics II". accesat în martie 2003 de la:
<http://overlord.eng.buffalo.edu/ClassHomePages/cie619/index.htm>
- Whittaker, A., Hart, G., and Rojahn, C. (1999). "Seismic Response Modification Factors". *Journal of Structural Engineering*, Vol.125, No.4, pp. 438-443.
- Zamfirescu, D. and Fajfar, P. (2001). "Comparison of simplified procedures for nonlinear seismic analysis of structures". In: *Proceedings of the 3rd US-Japan Workshop on performance-based earthquake engineering methodology for reinforced concrete buildings*, Seattle, Washington, August 2001.
- lucrări realizate cu participarea autorului:*
- Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.**, (2001). "Cyclic Tests of Double-Sided Beam-to-Column Joints", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.2, pp.129-136.
- Dubina, D., Ciutina, A., and **Stratan, A.**, (2002). "Cyclic Tests on Bolted Steel and Composite Double-Sided Beam-to-Column Joints", *Steel and Composite Structures*, Vol. 2, No. 2, 147-160.
- Dubina, D., and **Stratan, A.** (2002). "Behaviour of welded connections of moment-resisting frames beam-to-column joints", *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 11, 1431-1440.
- Ciutina, A., **Stratan, A.**, Dubina, D. (2001). "Comportarea îmbinărilor riglă-stâlp în cazul structurilor compuse din oțel-beton, multietajate și necontravântuite", *Buletinul AICPS*, Nr. 3/2001, p. 26-32.
- Mihu, P., **Stratan, A.**, Moisă, T., Dubina, D. (2001). "Modelarea numerică a îmbinărilor sudate pentru piese asamblate în T", *Buletinul Științific al Univ. "Politehnica" Timișoara*, Tom 46(60), 2001, Fascicola 1-2, p. 231-240.

- Stratan, A.**, Moisă, T., Dubina, D., (2001). "Comportarea îmbinărilor sudate de la nodurile riglă-stâlp la cadre metalice amplasate în zone seismice", Buletinul Științific al Univ. "Politehnica" Timișoara, Tom 46(60), 2001, Fascicola 1-2, p. 268-287.
- Ciutina, A., **Stratan, A.**, 2000. "Cyclic behaviour of beam to column connections". Buletinul Științific UPT, Tom. 44/58.
- Stratan, A.**, Dinu, F., Dubina, D., (2003). "Control of global performance of seismic resistant EBF with removable link", Proceedings of the Fourth International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2003, June 09-12, Naples, Italy.
- Dinu, F., **Stratan, A.**, Dubina, D., (2003). "Influence of strain rate on the weld detailing behaviour in MR connections", Proceedings of the Fourth International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2003, June 09-12, Naples, Italy.
- Stratan, A.**, and Dubina, D. (2002). "Seismic performance of eccentric braced frames with removable low yield steel link", Proceedings of International Conference Earthquake Loss Estimation and Risk Reduction, 24-26 octombrie 2002, București, România, 117-127.
- Stratan, A.**, and Dubina, D. (2002). "Control of performance of dual frames with eccentric bracing", Proc. Stability and Ductility of Steel Structures – SDSS 2002, Budapest, Hungary, 26-28 septembrie 2002
- Stratan, A.**, and Dubina, D., "Control of performance of dual frames with eccentric bracing". COST C12 "Improvement of buildings' structural quality by new technologies", Volos, Grecia, Iunie, 2002.
- Dubina, D., **Stratan, A.**, Ciutina, A., Dinu, F., (2001). "The paramount role of beam-to-column joints in moment resisting frames", în Realizări și perspective în activitatea de construcții și în învățământul de specialitate (Aniversarea a 60 de ani de învățământ superior modern de construcții la Iași, 25-26 mai 2001, Iași), Ed. Societății "Teiu Botez", 2001, ISBN 973-85050-5-4, Vol. II, p. 89-96.
- Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.**, (2001). "Cyclic tests on bolted and composite double-sided beam-to-column joints". Proceedings of the 1st International Conference on STEEL & COMPOSITE STRUCTURES, vol. 1, pg. 689-698, 14 - 16 June 2001, Pusan, KOREA.
- Stratan, A.**, Ciutina, A., and Dubina, D. (2000). "Particularități constructive de nod riglă-stâlp pentru îmbunătățirea răspunsului seismic al structurilor metalice în cadre necontravântuite". Jubilear Technical-Scientific Conference, Technical University of Moldova, Chișinău, 24-26 May 2000.
- Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.**, (2000). "Cyclic Tests on Bolted Steel Double Sided Beam-to-Column Joints". The International Workshop Connections in Steel

- Dubina, D., **Stratan, A.**, Ciutina, A., (2000). "Cyclic tests on bolted steel double-sided beam-to-column joints", NATO Advanced Research Workshop. The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures. From the Rigid and Pinned Joints to the Notion of Semi-rigidity. Ouranopolis, Greece, 21-23 May 2000.
- Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.**, (2000). "Influence of Loading Asymmetry on the Cyclic behaviour of Beam-to-Column Joints", Proceedings of the Third International Conference Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2000, 21-24 August 2000, Montreal, Canada.
- Dubina, D., **Stratan, A.**, De Matteis, G., Landolfo, R., (2000). "Seismic performance of dual steel moment-resisting frames", Third International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas STESSA 2000, Montreal, Canada, 2000.
- Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.**, (2000). "Experimental Study of Steel Beam-to-Column Joint Performances", Proceedings of the IX-th International Conference on Metal Structures, pp. 423-432, Timișoara, România, oct. 2000, ISBN 973-8109-17-5.
- Stratan, A.**, (1999). "Analysis of recent developments in steel moment resisting frames seismic design", Second international conference of PhD students, 8-14 August 1999, Miskolc, Hungary.
- Ciutina, A., **Stratan, A.**, (1999). "Cyclic tests on beam to column connections", Second international conference of PhD students, 8-14 August 1999, Miskolc, Hungary.
- Dubina, D., Ciutina, A., **Stratan, A.**, Dinu, F., (1999). "Global Performance of Steel Moment Resisting frames with Semi-Rigid Joints", SDSS 99, Sept. 1999, Timisoara, Romania.
- Dubina, D., **Stratan, A.**, Dinu, F., (1998). "Suitability of Semi-rigid Joint Steel Building Frames in Seismic Areas", Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Sept. 1998 Paris, France.
- Dubina, D., **Stratan, A.**, Dinu, F., (1998). "Multi-storey Frames with Semi-rigid Connections Suitable for Buildings in Seismic Areas", COST C1 conference, Liege, September 17-19.
- Dubina, D., **Stratan, A.**, and Dinu F., (1998). "Are the Steel Building Frames with Semi-rigid Joints Suitable for a Seismic Territory", Prof. Halasz' Memorial Session, Budapesta, iunie 5, 1998.
- Dubina, D., Grecea, D., Dinu, F., **Stratan, A.**, Ciutina, A., (1997). "Are the Steel Building Frames with semi-Rigid Joints Suitable for a Seismic Territory as

Romania", International Workshop on Vrancea Earthquakes, Bucharest, Romania, November 1-4.

Dubina, D., **Stratan, A.**, Ciutina, A., (1997). "Seismic Performances of Moment Resisting Frames", Proceedings of the 8-th International Conference of Steel Structures, September 25-28, Timisoara, Romania, 1997.

Capitole din cărți cu participarea autorului:

Mazzolani, F.M. (ed.), (2000) "Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", E&FN SPON, London. Autorul a contribuit în mod direct la capitolele: 1.1 - "Analysis of design criteria and seismic hazard: comparison among codes"; 3.2 - "Influence of Connection Typology and Loading Asymmetry"; 6.1 – "Ductility demand for semi-rigid joint frames"; 7.3 – "Influence of the structural typology on the seismic performance of steel framed buildings".

Dubina, D. și Lungu, D. (coordonatori) (2003). "Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice". Orizonturi Universitare, Timișoara. Colectiv de autori: Aldea, A., Arion, C., Ciutina, A., Cornea, T., Dinu, F., Fülöp, L., Grecea, D., Stratan, A., Văcăreanu, R., autorul a contribuit la cap. 2 – "Tendințe și evoluții în normele de proiectare antisismică a clădirilor cu structură metalică" și cap. 5 – "Cadre metalice multietajate cu structură duală" din partea a II-a a lucrării.

Programe și contracte de cercetare cu participarea autorului:

- IC15-CT96-0201 / 1997, "Reliability of Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", COPERNICUS-RECOS Programme, finanțator: Uniunea Europeană, încheiat în 2000.
- 44083 / 1998, Cod 16, Proiect major CNCSIS (tip C) "Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice", finanțatori: MEN-CNCSIS și Banca Mondială, încheiat în 2001.
- Grant CNCSIS, cod 193/1998. "Siguranța clădirilor multietajate cu cadre metalice necontravântuite amplasate în zone seismice" (coautor).
- Contract nr. 437/1996, tema A3, MCT. "Studiul comportării cadrelor metalice cu structura duală amplasate în zone seismice" (coautor).
- Contract nr. 437/1996, tema B2, MCT. "Îmbinări riglă-stâlp ductile la cadre cu structură mixtă oțel-beton pentru clădiri multietajate amplasate în zone seismice" (coautor).
- Contract HPRNCT 1999 0035 SAFERR - "Safety Assessment for Earthquake Risk Reduction" finanțator: Uniunea Europeană. (stagiul de cercetare la Universitatea din Ljubljana, Slovenia).
- Grant tip At, contract nr. 33550/2003, tema nr. 10 cod CNCSIS 218. "Comportamentul seismic al cadrelor metalice duale contravântuite excentric cu link scurt detașabil" (responsabil de grant).
- Contract 81/2002, MLPTL. "Ghid de proiectare a îmbinărilor ductile la structuri metalice amplasate în zone seismice". INCERC Timișoara/ Universitatea "Politehnica" din Timișoara. (colaborator).

Anexa I. Înregistrările seismice folosite

Această anexă conține informații mai detaliate asupra caracteristicilor accelerogramelor descrise în capitolul 2 (Tabelul I.1 la Tabelul I.4), precum și grafice spectrelor de accelerație (Figura I.1 și Figura I.2), ale accelerațiilor și vitezelor originale (pentru grupul $T_c=0.5$, Figura I.3 și Figura I.4) sau originale și semi-artificiale (pentru grupul $T_c=1.4$, Figura I.5 și Figura I.6).

Tabelul I.1: Caracteristicile înregistrărilor seismice originale (nescalate), pentru grupul de accelerograme cu $T_c=0.5$.

Înregistrare	PGA, m/s ²	PGV, m/s ²	EPA, m/s ²	EPV, m/s ²	T_c , s	T_D , s
VR86-BAC-NS	0.884	-0.091	0.954	0.068	0.45	2.95
VR86-PET-EW	2.971	-0.320	2.607	0.235	0.57	2.37
VR86-VRA-EW	-1.408	-0.132	1.415	0.107	0.47	4.25
VR90-BAC-EW	1.227	-0.165	1.351	0.114	0.53	2.25
VR90-CER-EW	-1.004	0.098	1.323	0.099	0.47	2.56
VR90-CER-NS	-1.071	0.098	1.241	0.103	0.52	2.49
VR90-IAS-NS	0.958	-0.074	0.921	0.079	0.54	0.99

Tabelul I.2: Caracteristicile înregistrărilor seismice scalate, pentru grupul de accelerograme cu $T_c=0.5$.

Înregistrare	PGA, m/s ²	PGV, m/s ²	EPA, m/s ²	EPV, m/s ²	T_c , s	T_D , s
VR86-BAC-NS	3.128	-0.323	3.377	0.239	0.45	2.95
VR86-PET-EW	3.875	-0.417	3.399	0.306	0.57	2.37
VR86-VRA-EW	-3.199	-0.300	3.216	0.242	0.47	4.25
VR90-BAC-EW	2.579	-0.347	2.839	0.239	0.53	2.25
VR90-CER-EW	-3.054	0.298	4.021	0.302	0.47	2.56
VR90-CER-NS	-2.728	0.250	3.159	0.263	0.52	2.49
VR90-IAS-NS	3.793	-0.294	3.645	0.312	0.54	0.99

Tabelul I.3: Caracteristicile înregistrărilor seismice originale (nescalate), pentru grupul de accelerograme cu $T_c=1.4$.

Înregistrare	PGA, m/s ²	PGV, m/s ²	EPA, m/s ²	EPV, m/s ²	T_c , s	T_D , s
VR77-INC-NS	-1.949	-0.712	2.373	0.535	1.42	2.02
VR86-ERE-N10W	1.560	0.144	1.364	0.157	0.72	1.85
VR86-INC-NS	-0.887	-0.165	0.828	0.189	1.44	1.62
VR86-MAG-NS	-1.355	0.223	1.284	0.210	1.03	1.52
VR90-ARM-S3E	0.557	-0.047	0.562	0.045	0.50	1.58
VR90-INC-NS	0.373	-0.064	0.307	0.040	0.81	1.87
VR90-MAG-NS	-0.896	0.047	0.868	0.043	0.31	4.29

Tabelul I.4: Caracteristicile înregistrărilor seismice semi-artificiale scalate, pentru grupul de accelerograme cu $T_c=1.4$.

Înregistrare	PGA, m/s^2	PGV, m/s^2	EPA, m/s^2	EPV, m/s^2	T_c , s	T_D , s
VR77-INC-NS	-2.240	-0.818	2.728	0.615	1.42	2.02
VR86-ERE-N10W	-2.359	0.510	2.693	0.616	1.44	2.27
VR86-INC-NS	-2.595	-0.575	2.721	0.645	1.49	1.69
VR86-MAG-NS	-2.384	0.588	2.652	0.622	1.47	1.64
VR90-ARM-S3E	-2.771	-0.690	2.906	0.572	1.24	2.55
VR90-INC-NS	2.669	-0.742	2.592	0.600	1.45	1.79
VR90-MAG-NS	2.388	-0.536	2.657	0.587	1.39	2.81

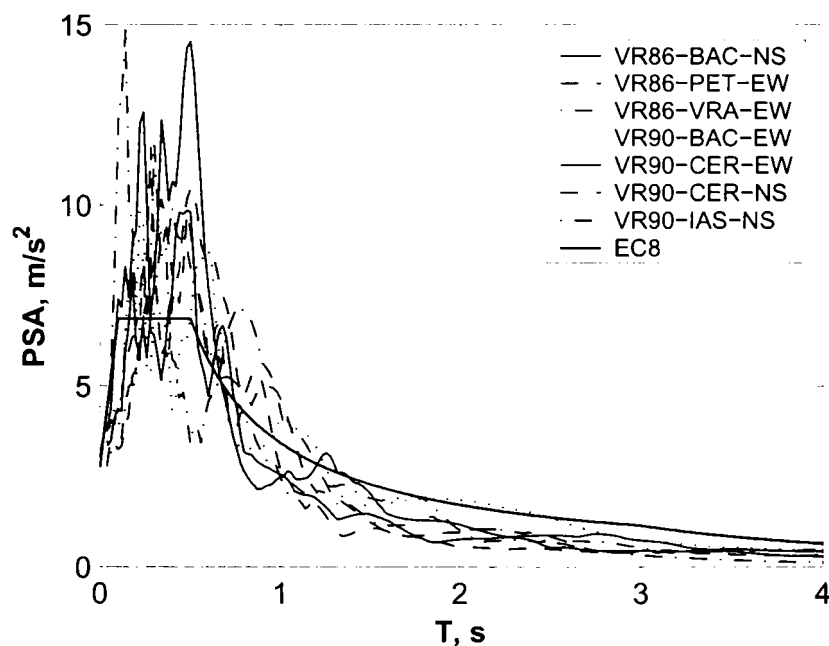


Figura I.1: Spectrele de accelerație ale grupului $T_c=0.5$ sec, scalate la spectrul țintă în format EC8 (5% amortizare)

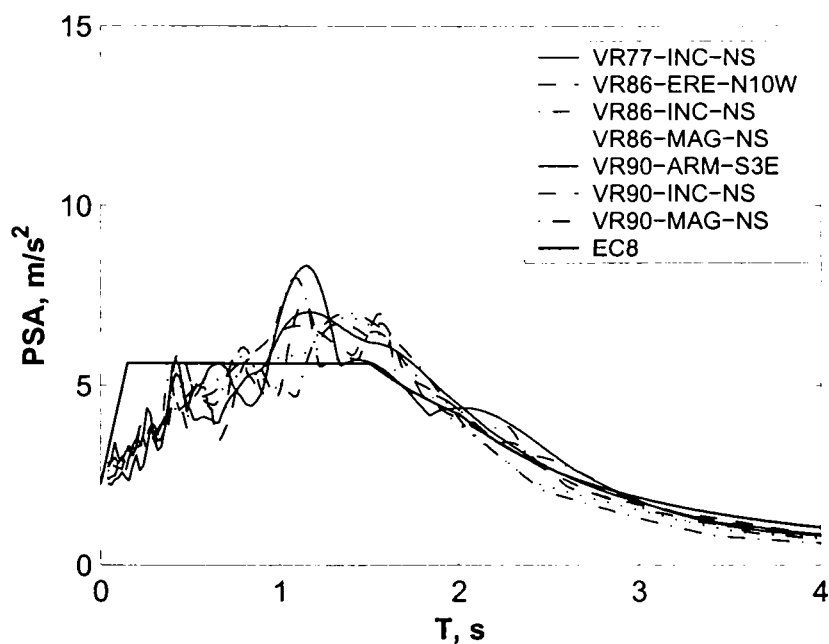
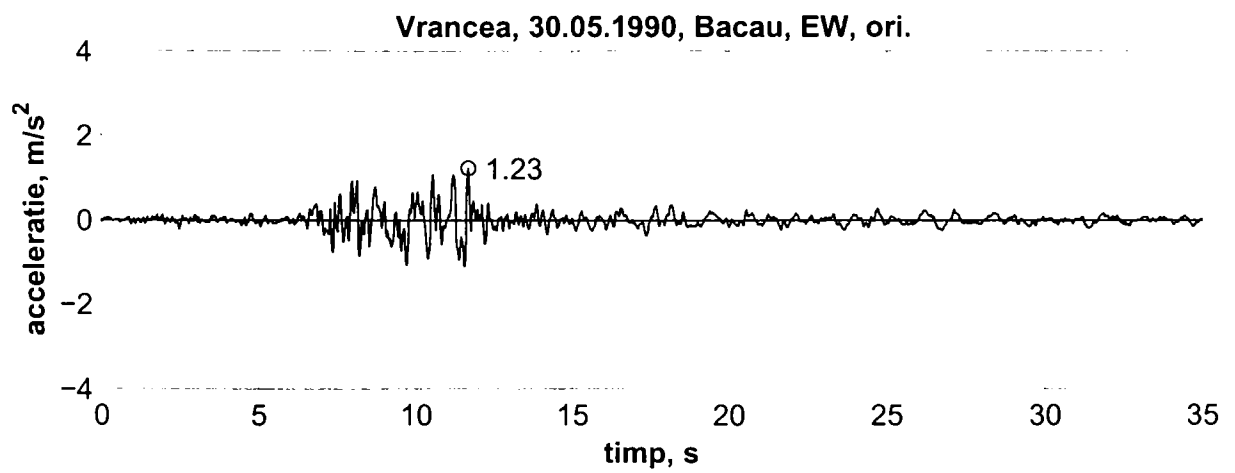
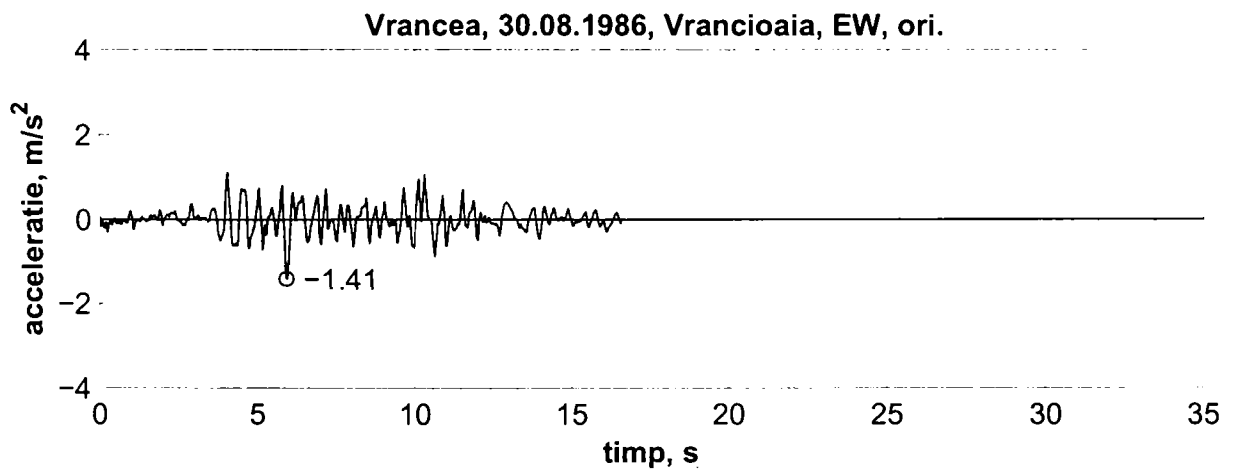
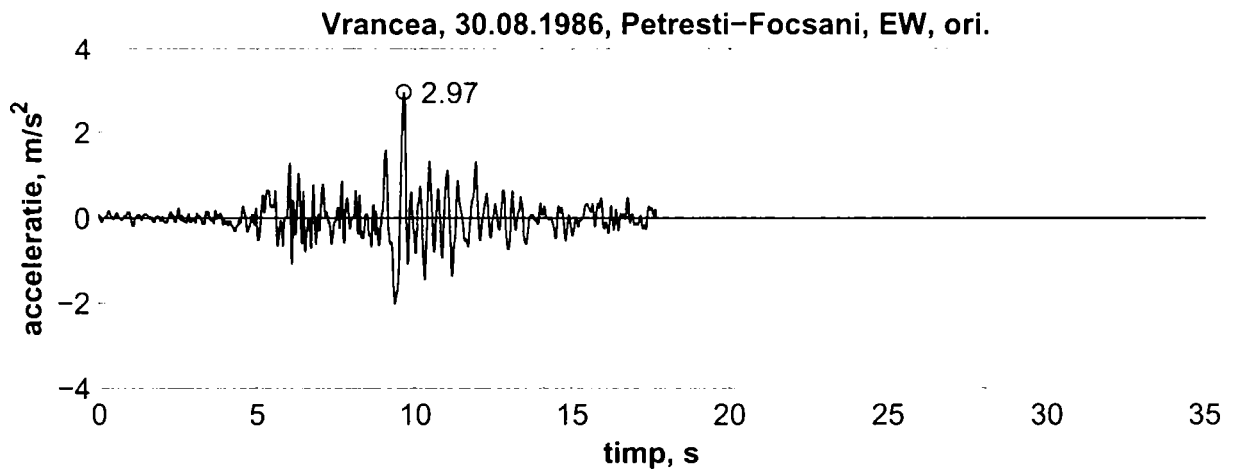
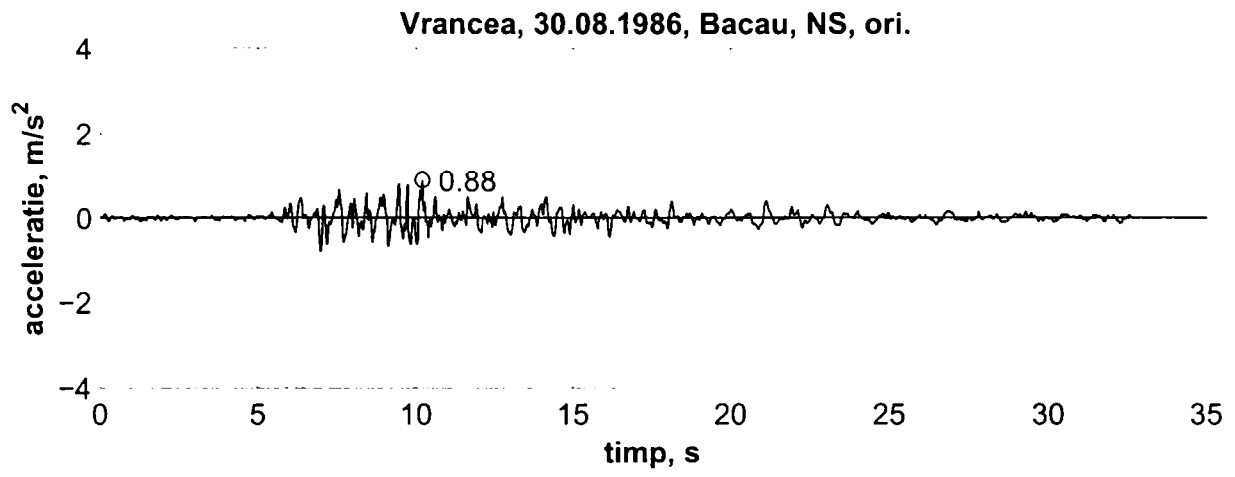


Figura I.2: Spectrele de accelerație ale grupului $T_c=1.4$ sec, semi-artificiale și scalate la spectrul țintă în format EC8 (5% amortizare)



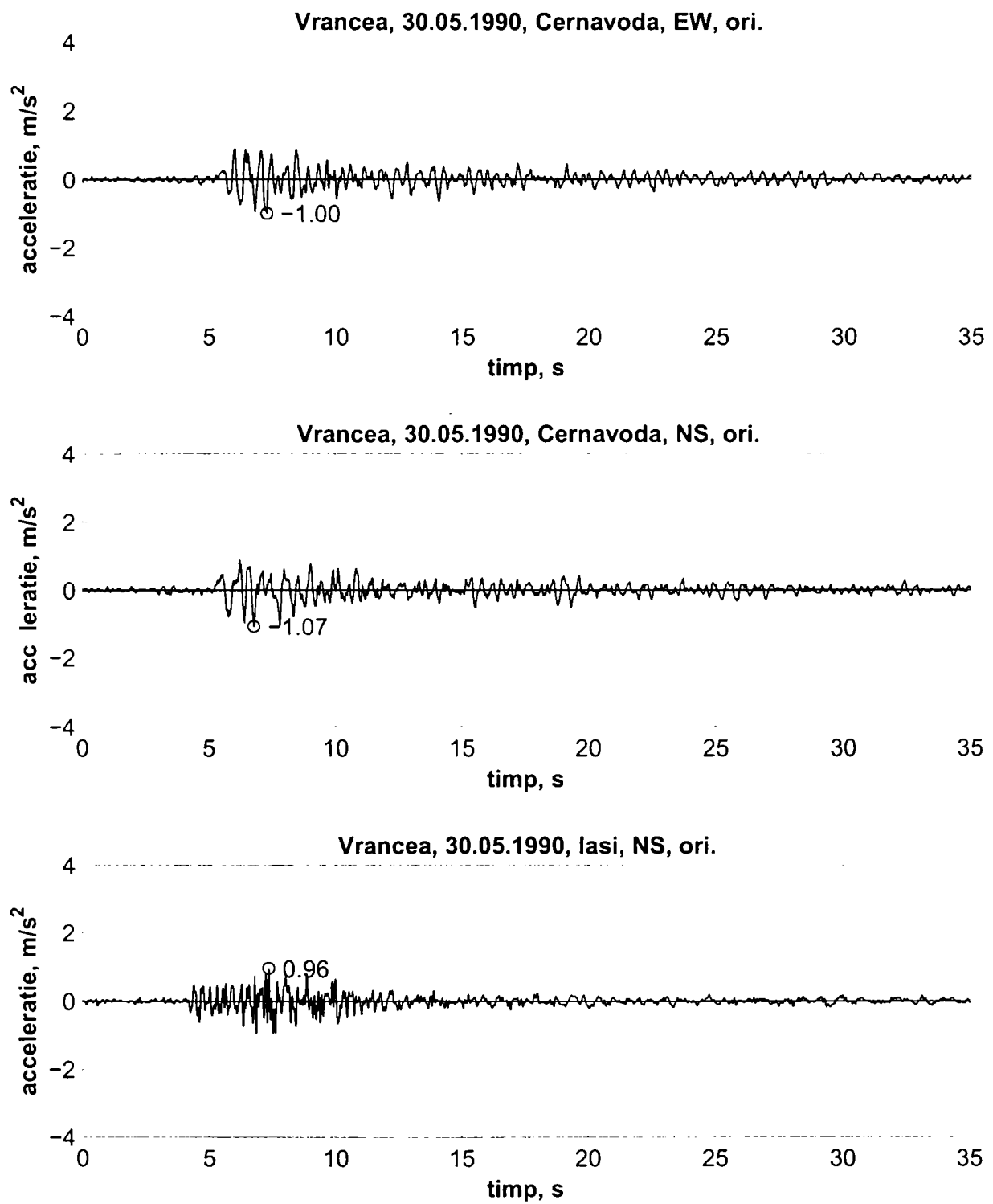
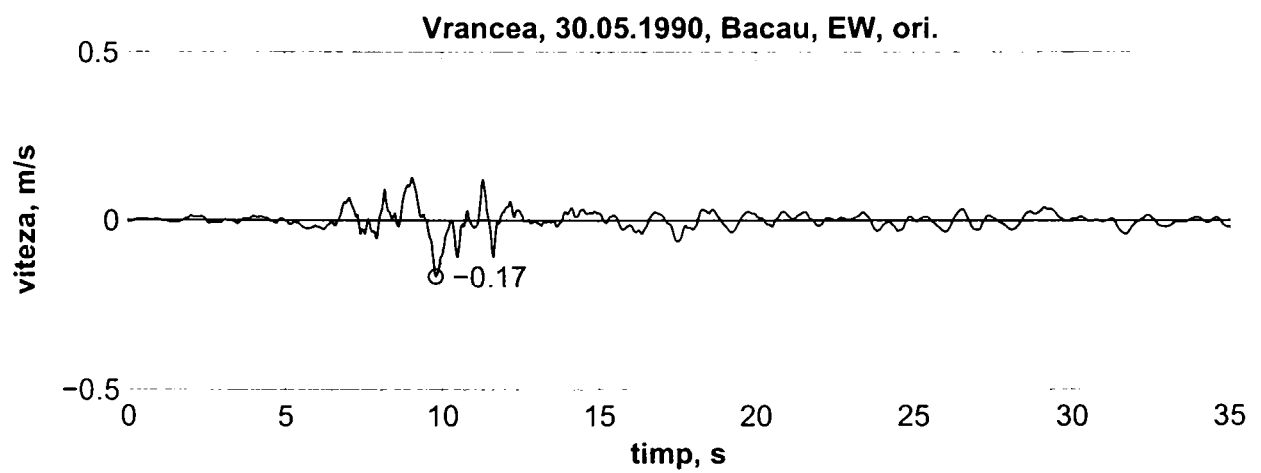
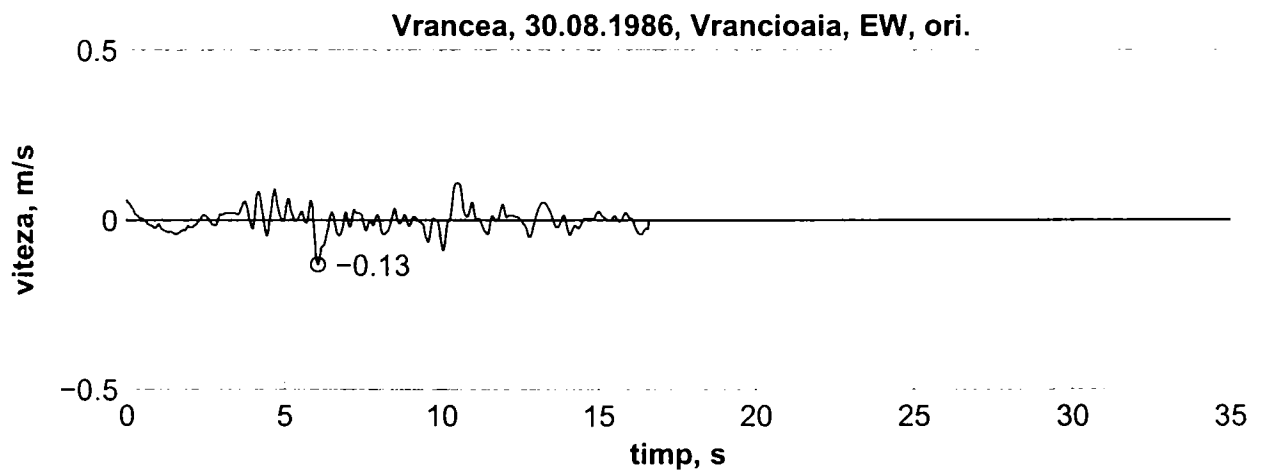
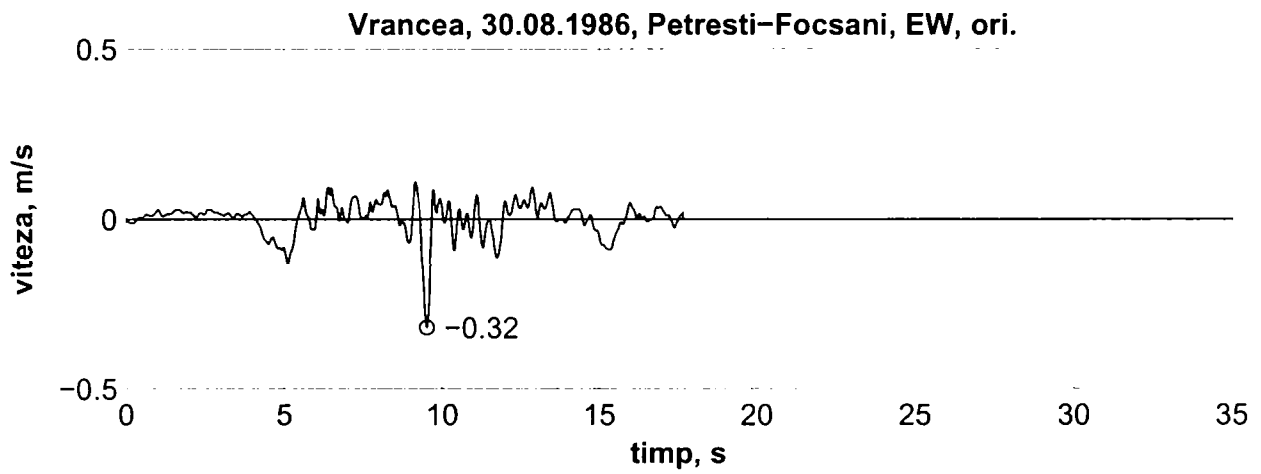
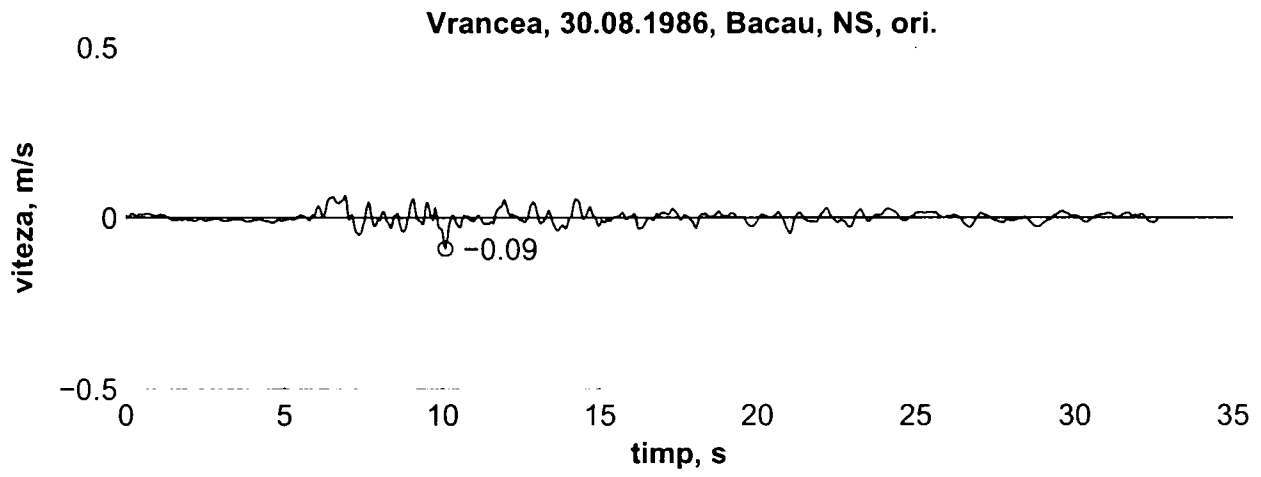


Figura I.3: Accelerogramele originale (nescalate) pentru grupul de înregistrări $T_C=0.5$.



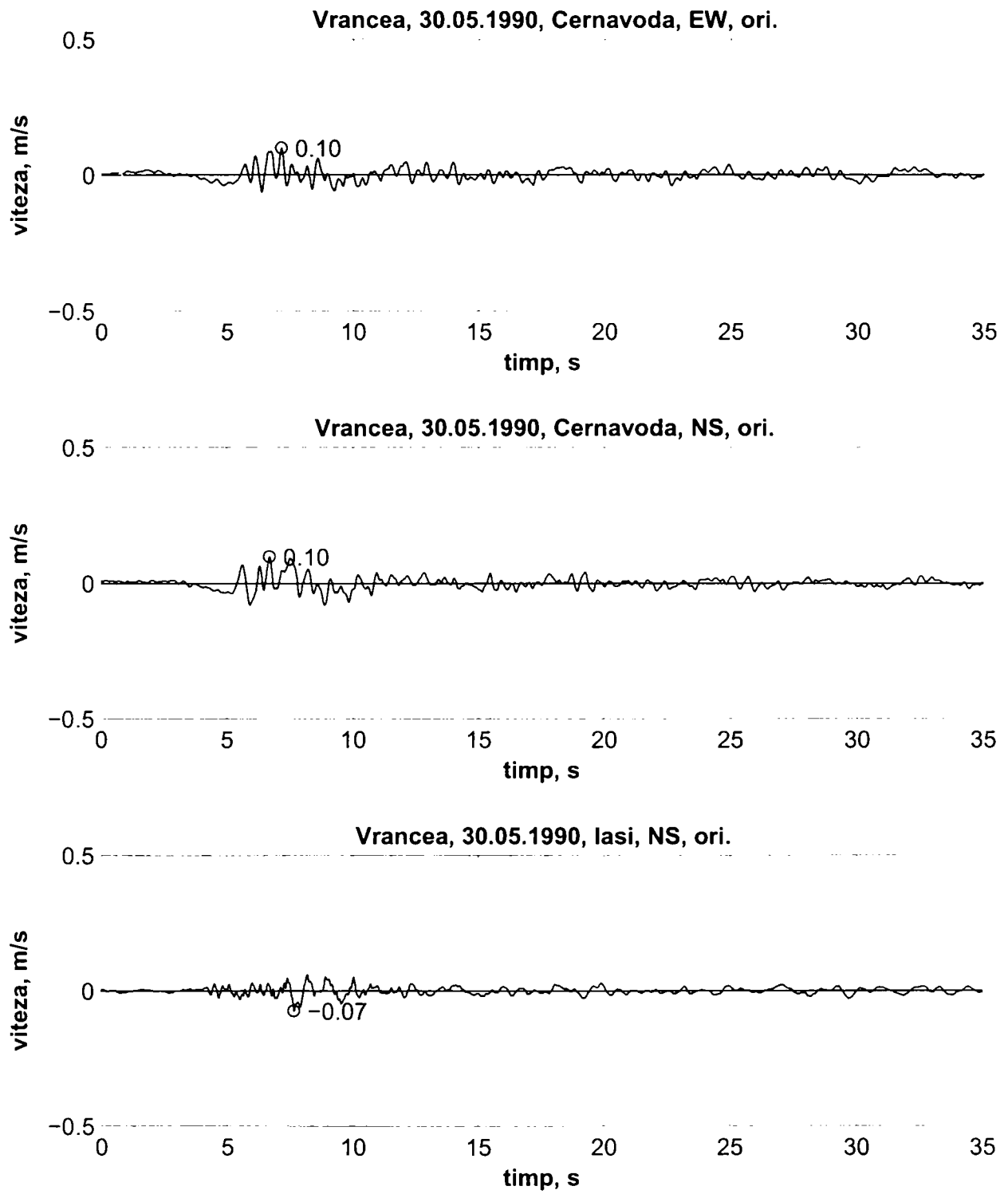
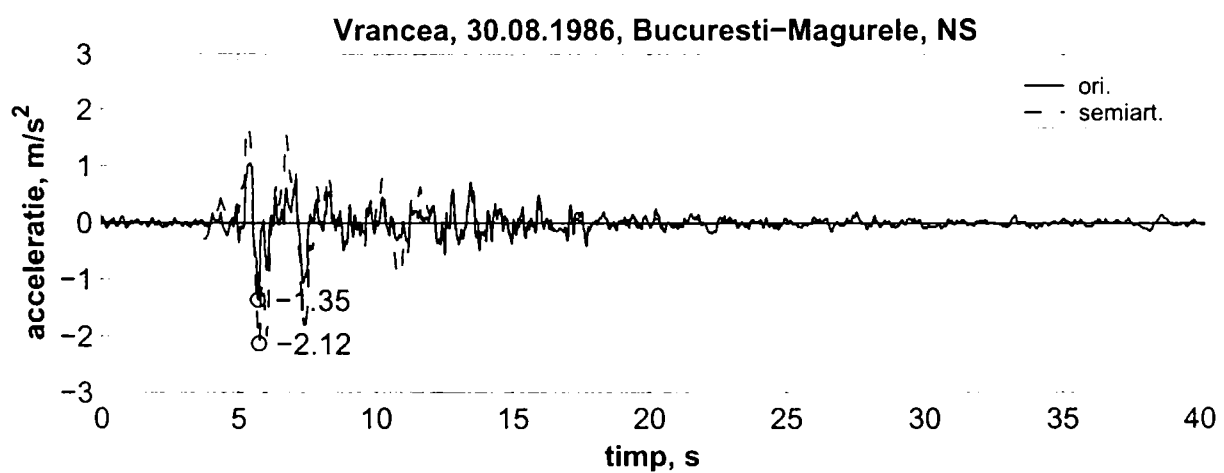
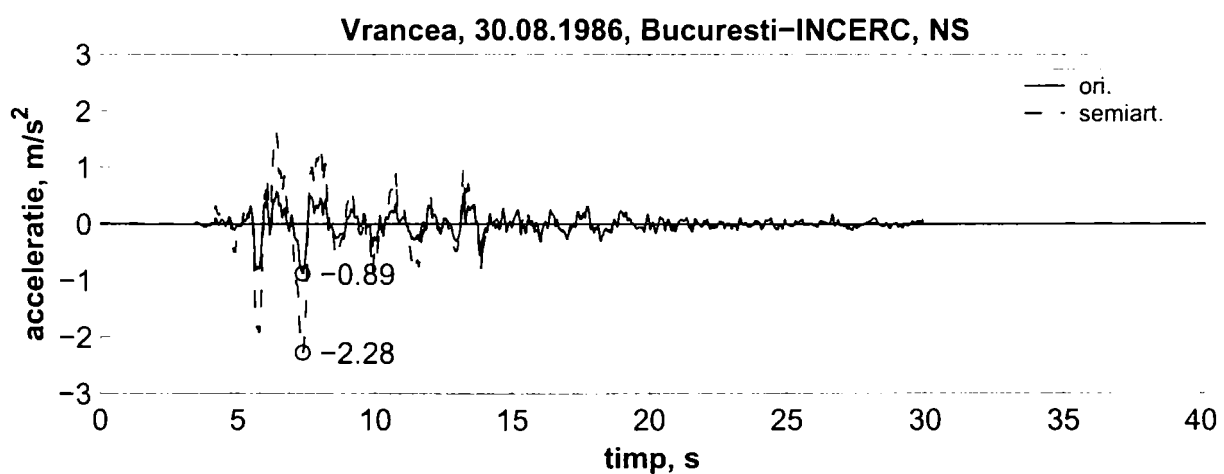
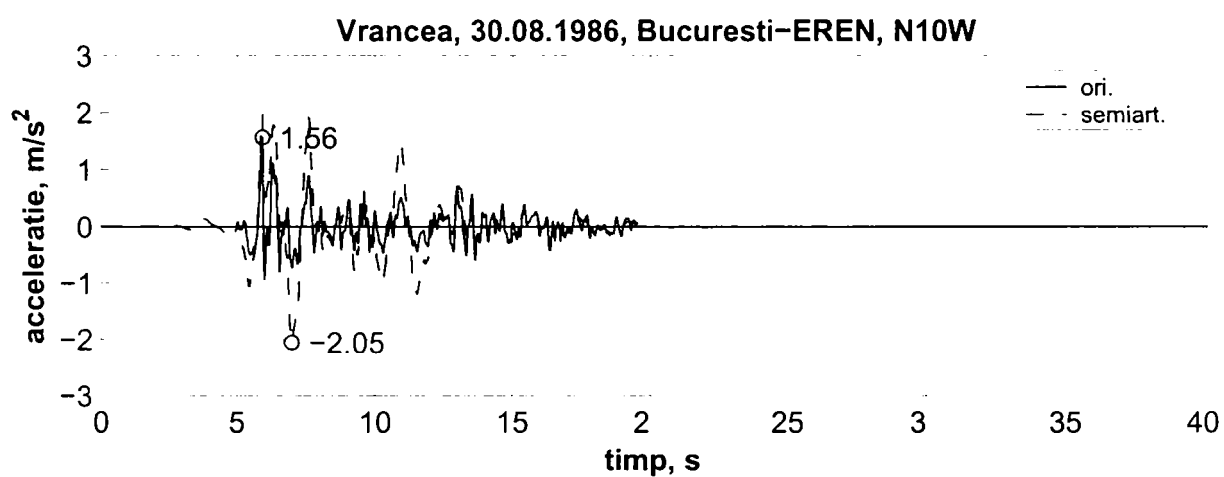
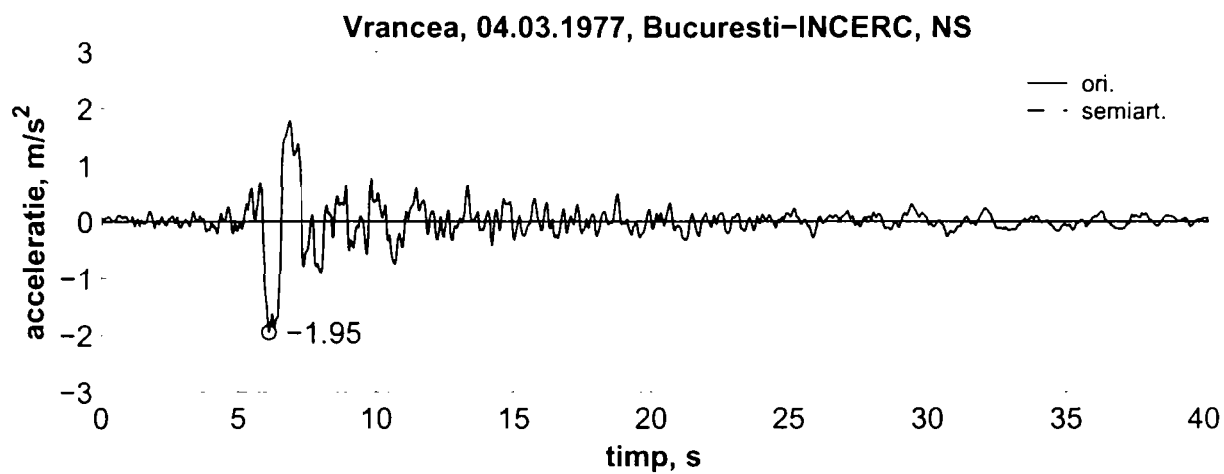


Figura I.4: Înregistrările originale (nescalate) ale vitezei pentru grupul $T_c=0.5$.



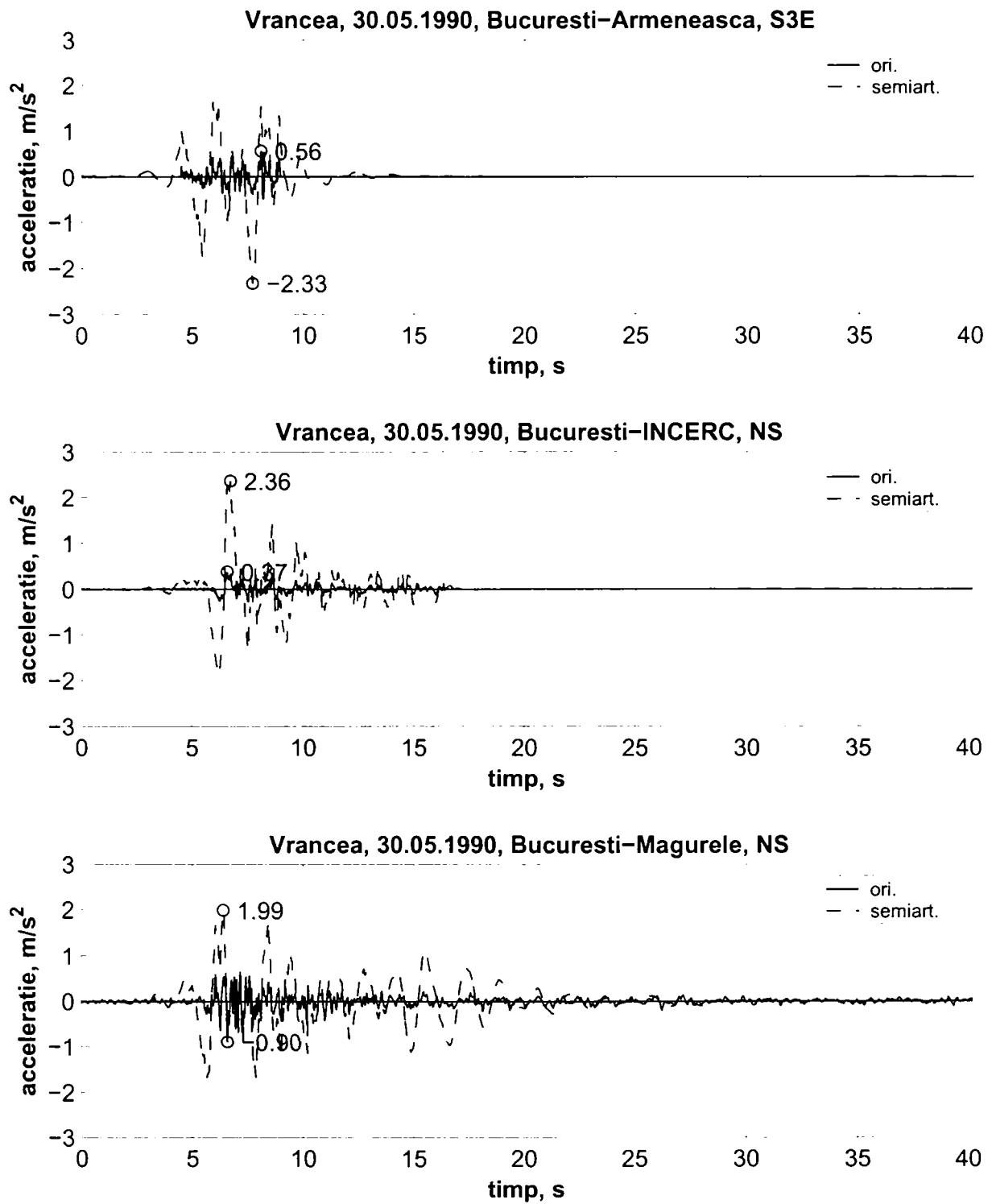
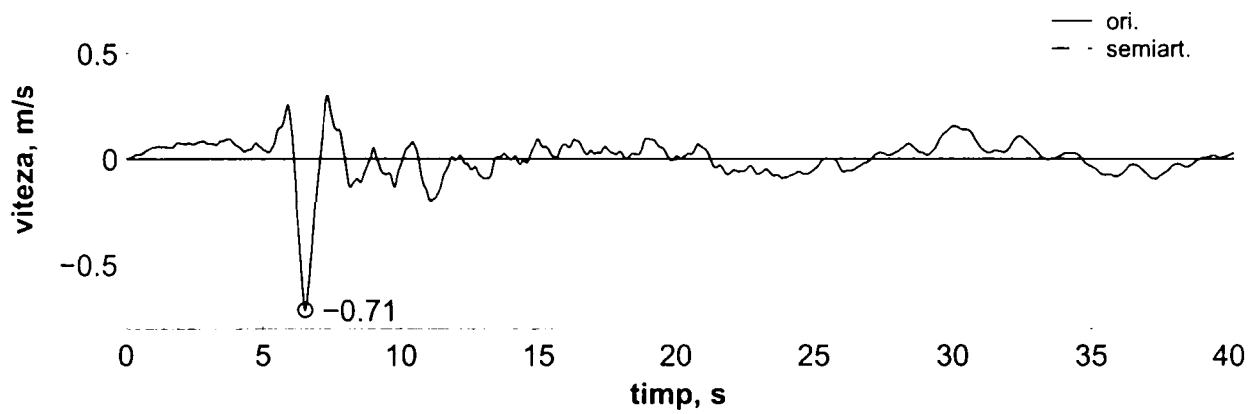
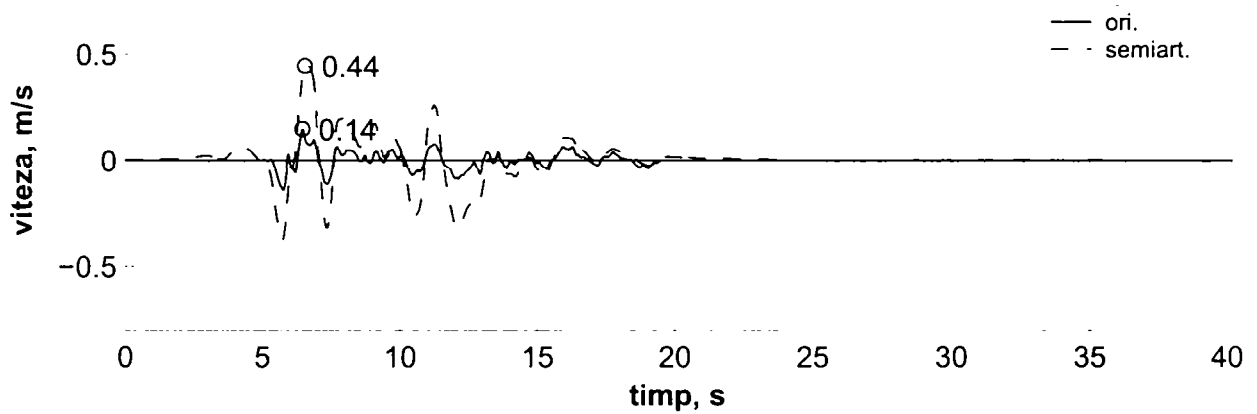


Figura I.5: Accelerogramele originale și semi-artificiale pentru grupul de înregistrări $T_C=1.4$.

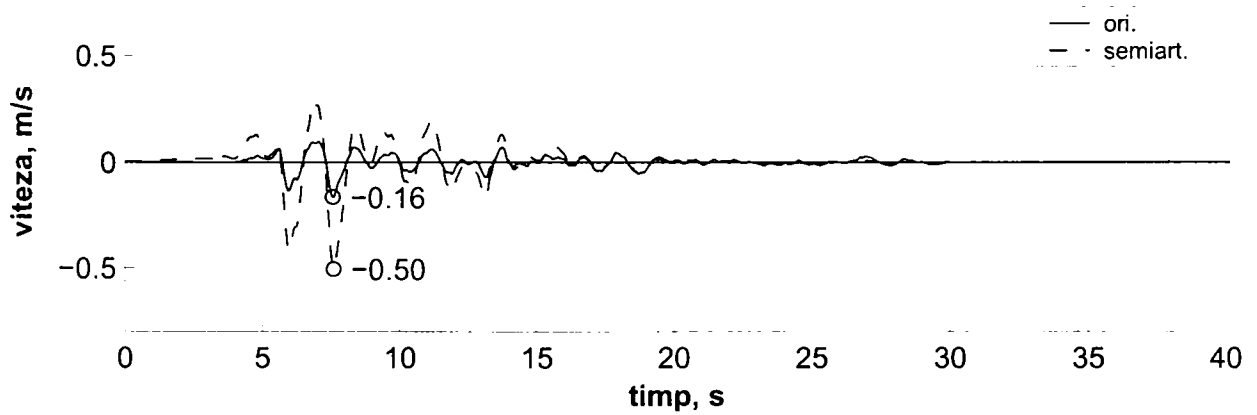
Vrancea, 04.03.1977, Bucuresti-INCERC, NS



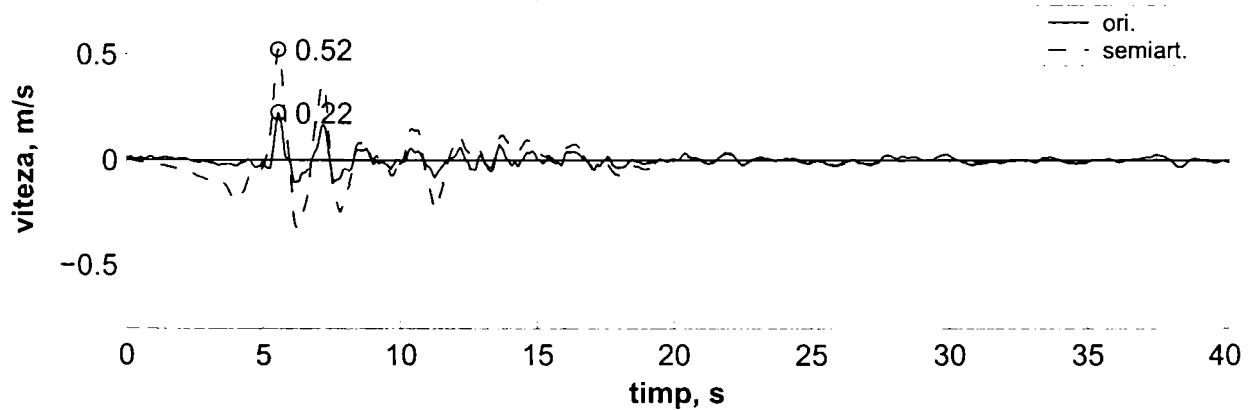
Vrancea, 30.08.1986, Bucuresti-EREN, N10W



Vrancea, 30.08.1986, Bucuresti-INCERC, NS



Vrancea, 30.08.1986, Bucuresti-Magurele, NS



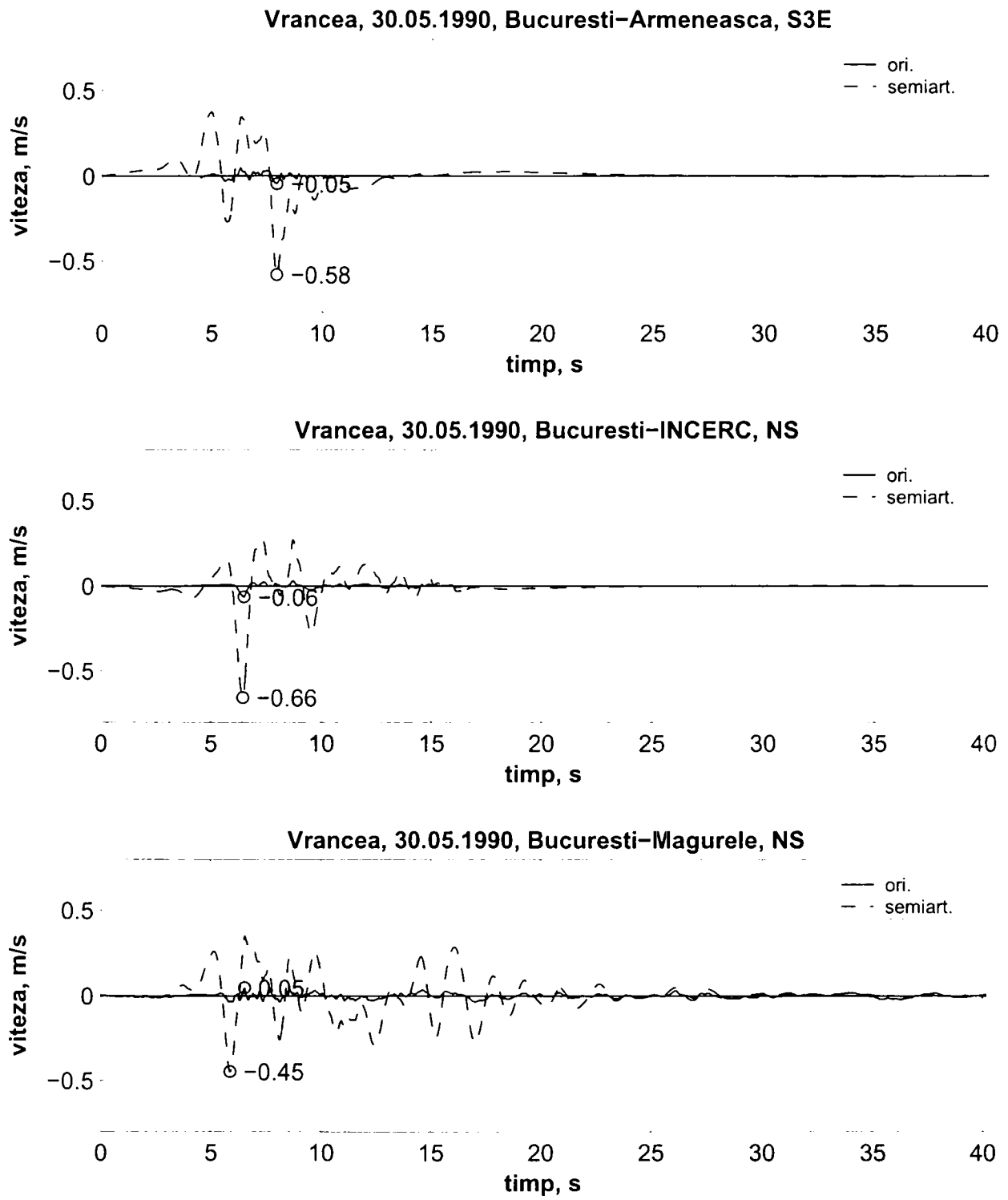


Figura I.6: Înregistrările originale și semi-artificiale ale vitezei pentru grupul $T_C=1.4$.

Anexa II. Cadre duale necontravântuite: rezultate suplimentare

În această anexă sunt prezentate unele rezultate ale analizelor dinamice incrementale care nu au fost incluse în textul capitolului 4. Acestea includ curbe IDA, reprezentând variația unor parametri ai răspunsului structural cu intensitatea mișcării seismice (λ). Parametrii de răspuns includ deplasările maxime la vârf (δ), deplasările relative de nivel (DRN_{max}) și a cerința de deformații plastice maxime în elementele structurale ($\theta_{pl,max}$).

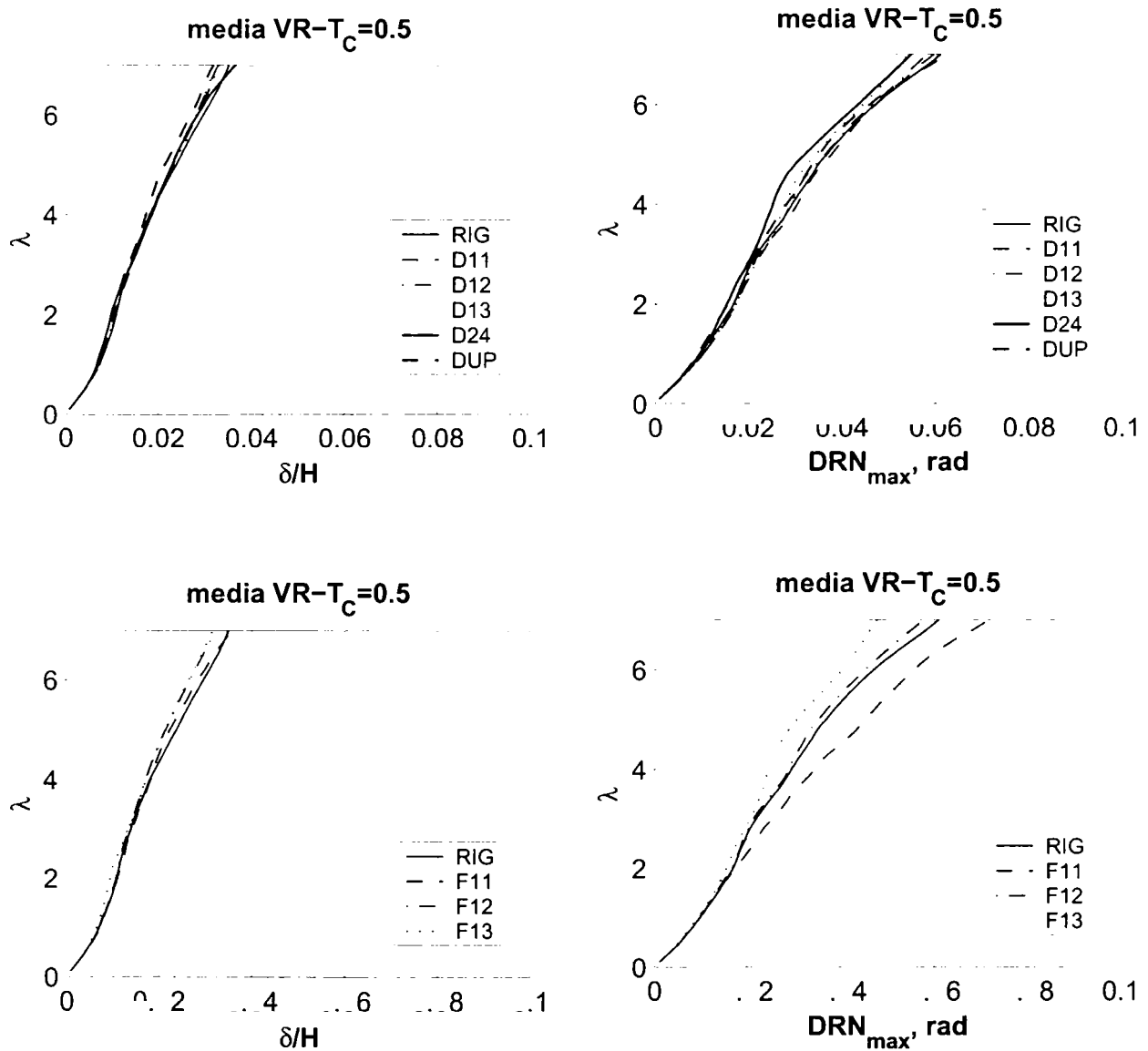


Figura II.1: Curbele λ - δ/H și λ - DRN_{max} , setul $T_C=0.5$ de accelerograme.

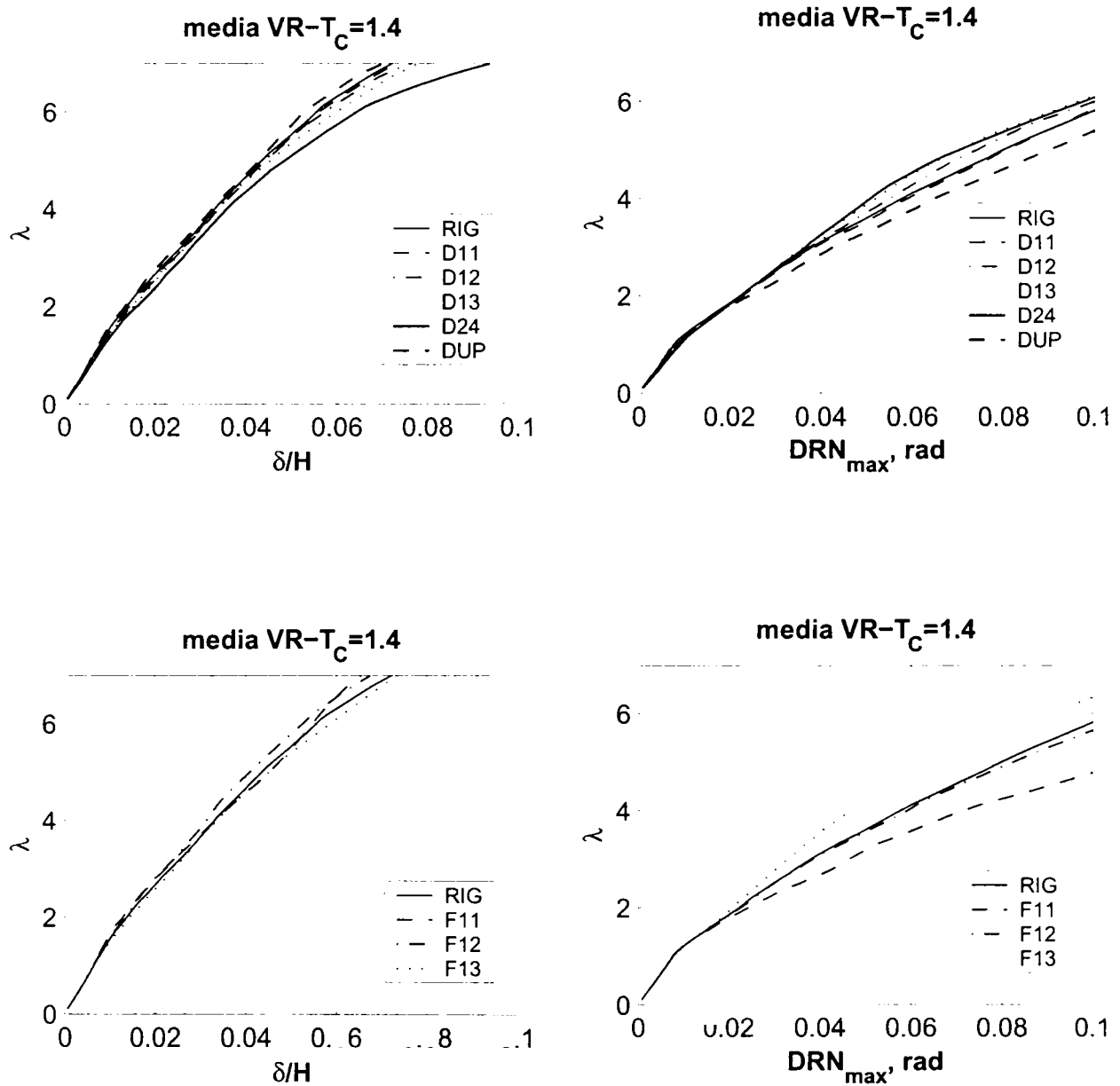


Figura II.2: Curbele λ - δ/H și λ - DRN_{max} , setul $T_C=1.4$ de accelerograme.

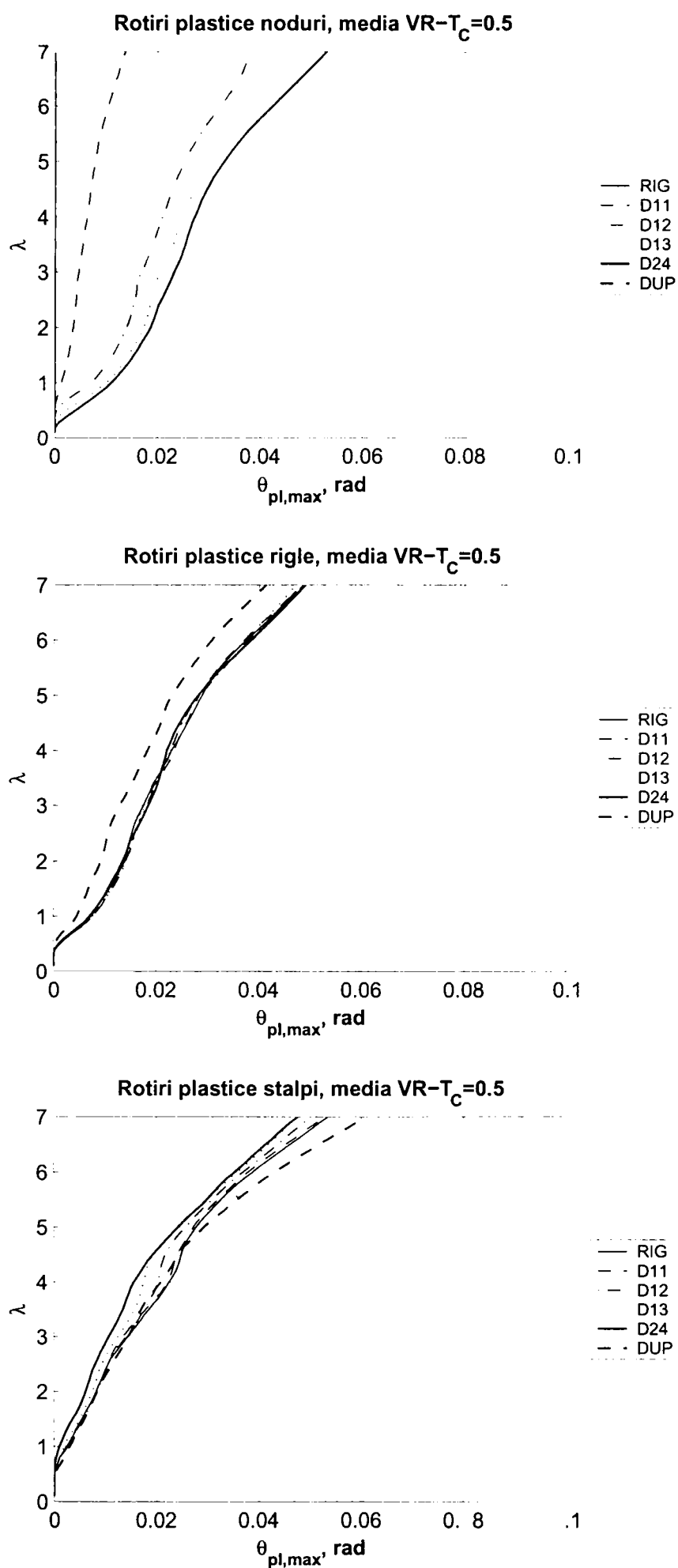


Figura II.3: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, cadrul rigid și cele duale.

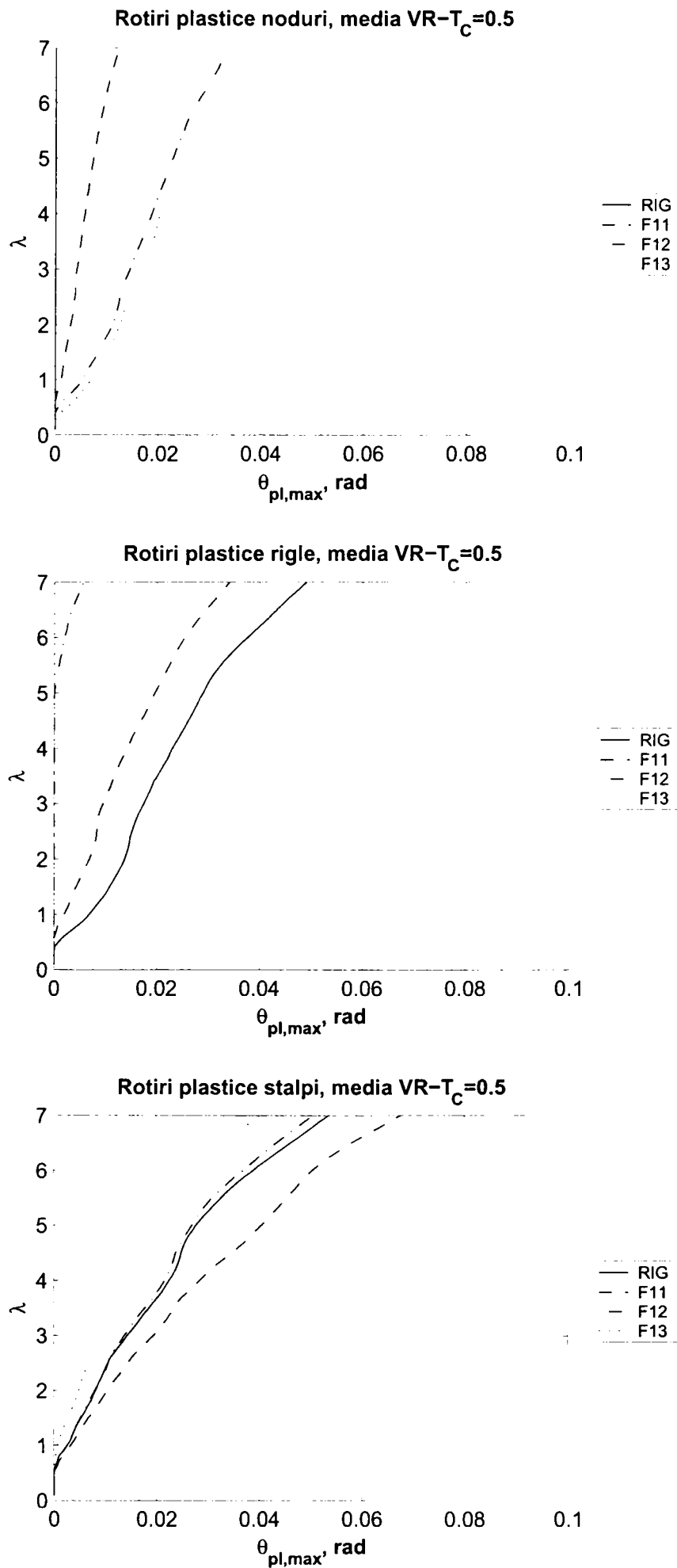


Figura II.4: Curbele λ - $\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, cadrele omogene.

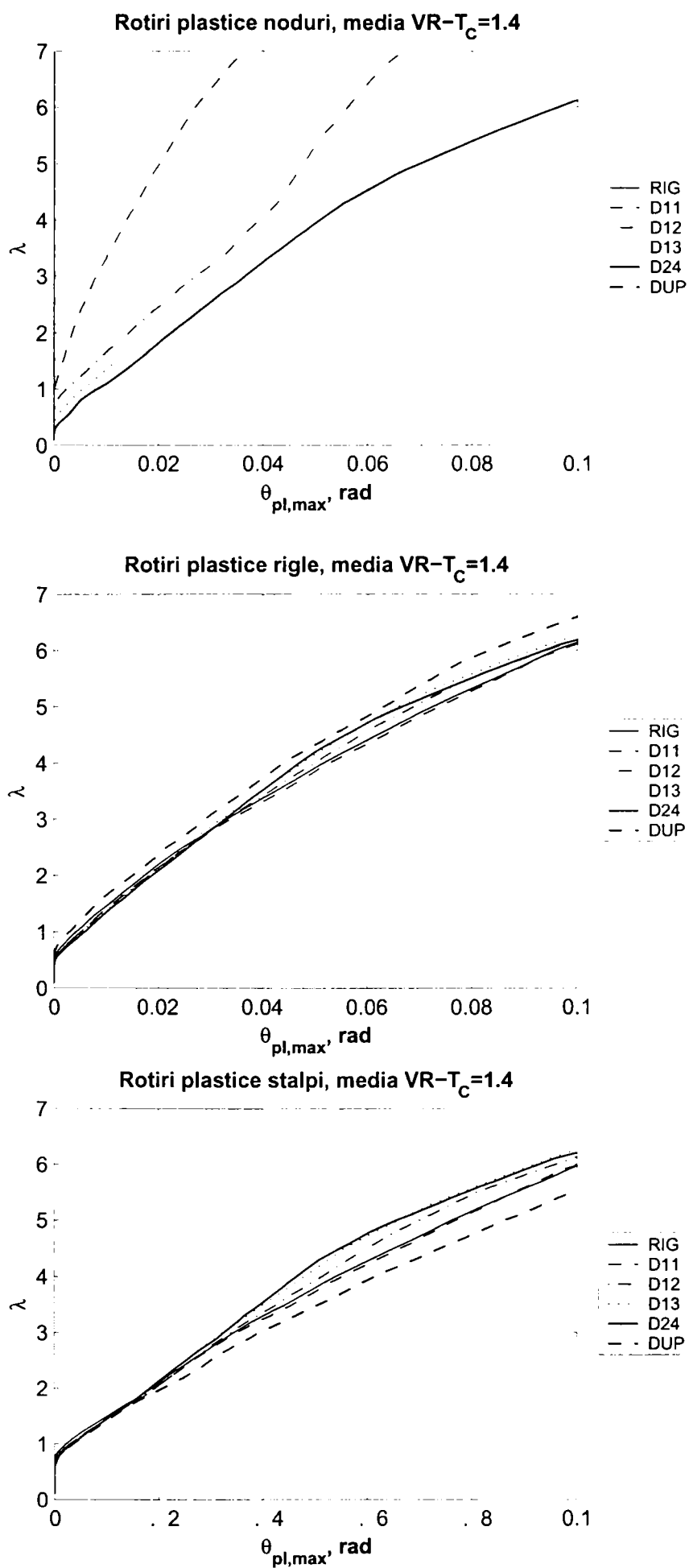


Figura II.5: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_c=1.4$ de accelerograme, cadrul rigid și cele duale.

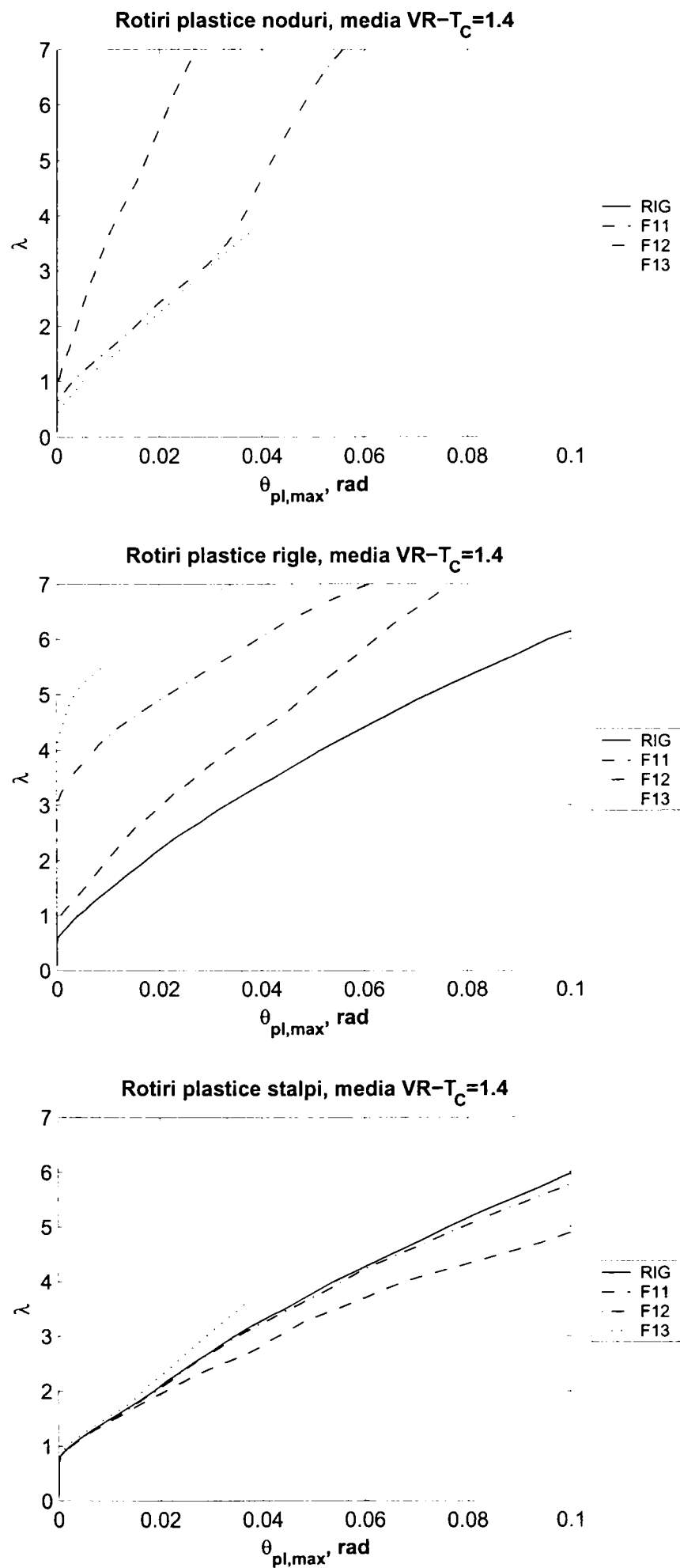


Figura II.6: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=1.4$ de accelerograme, cadrele omogene.

În continuare sunt prezentate câteva rezultate suplimentare pentru studiul efectuat în capitolul 4.7, asupra seriilor WB și SB de cadre duale.

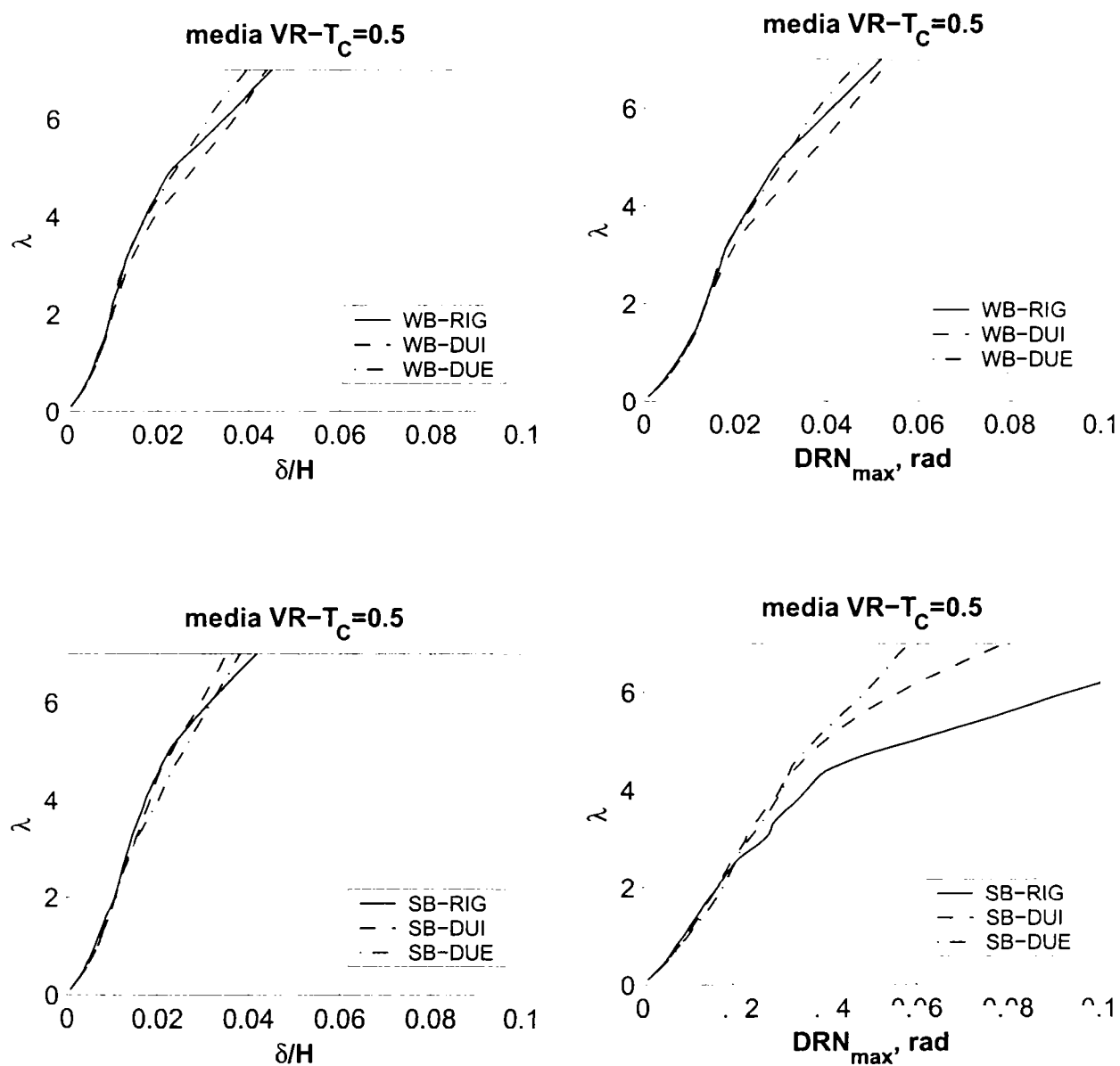


Figura II.7: Curbele λ - δ/H și λ - DRN_{max} , setul $T_C=0.5$ de accelerograme.

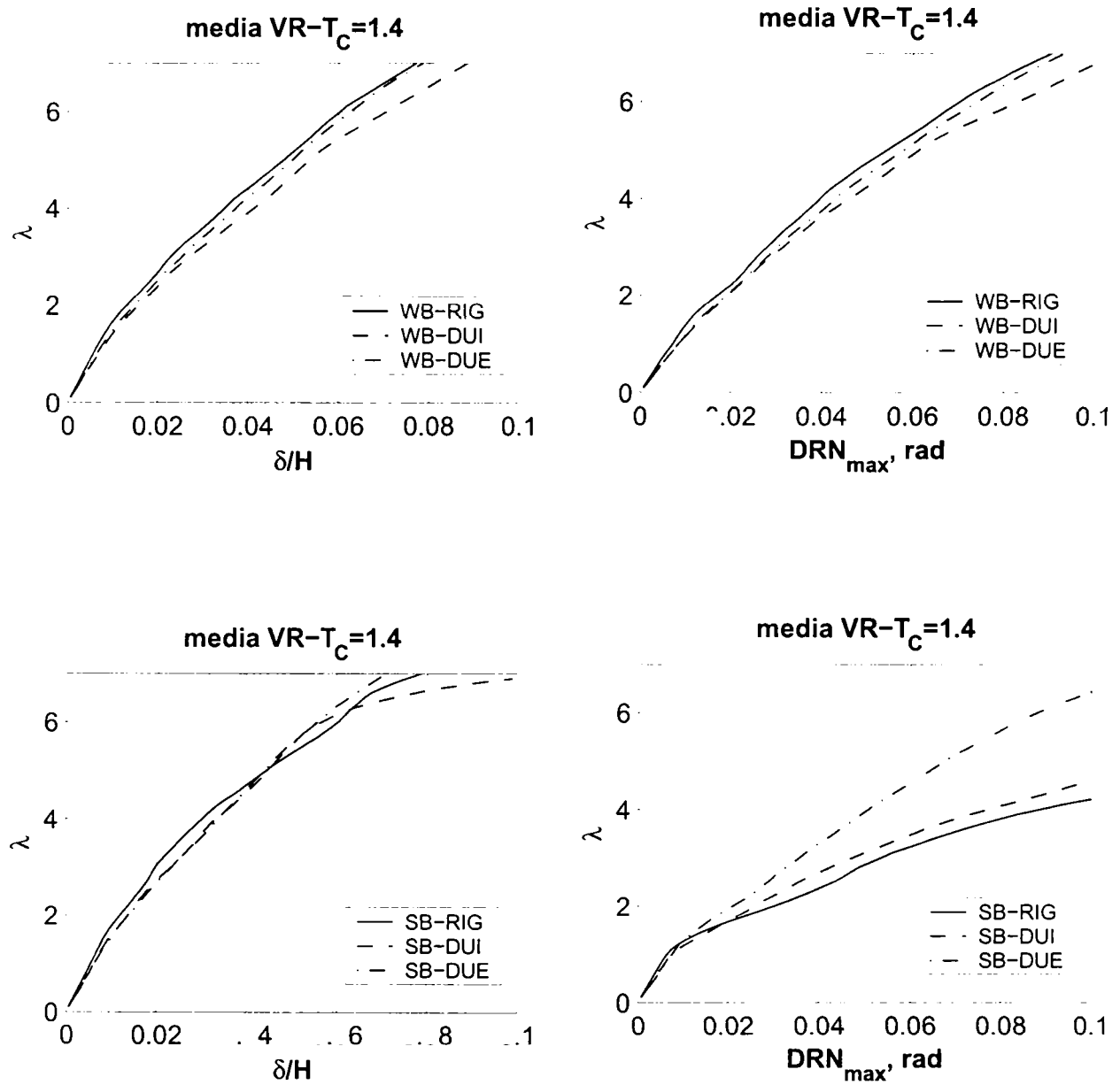
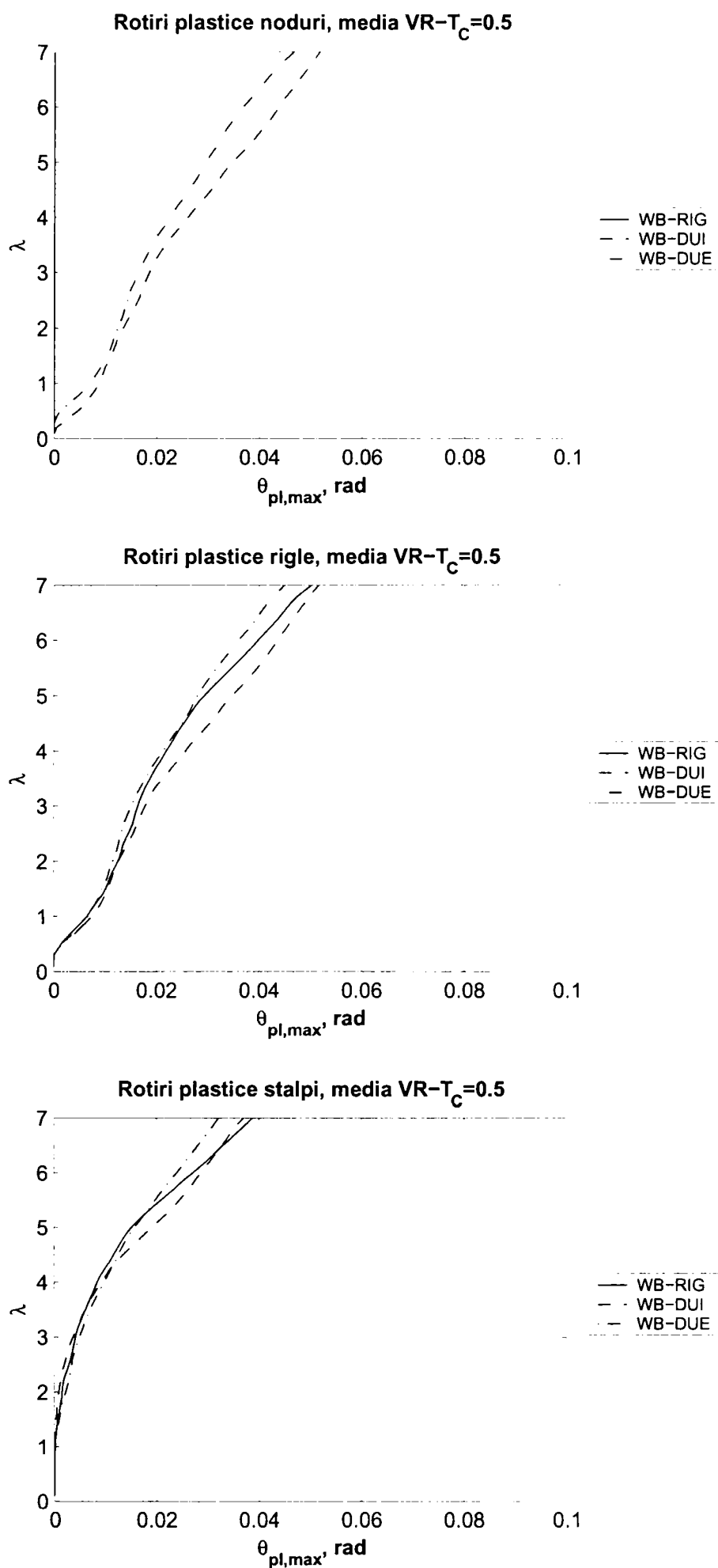


Figura II.8: Curbele λ - δ/H și λ - DRN_{max} , setul $T_c=1.4$ de accelerograme.

Figura II.9: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_C=0.5$ de accelerograme, seria WB.

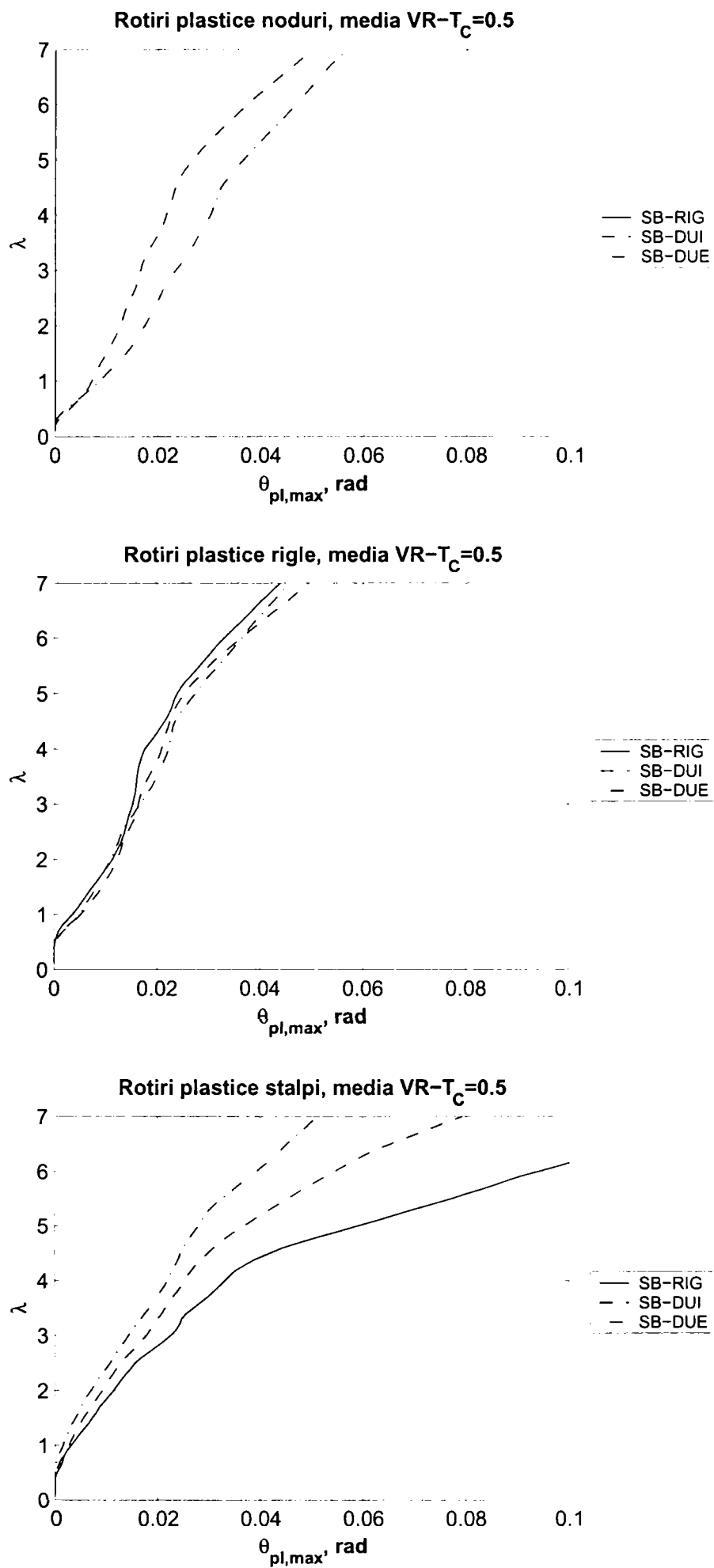
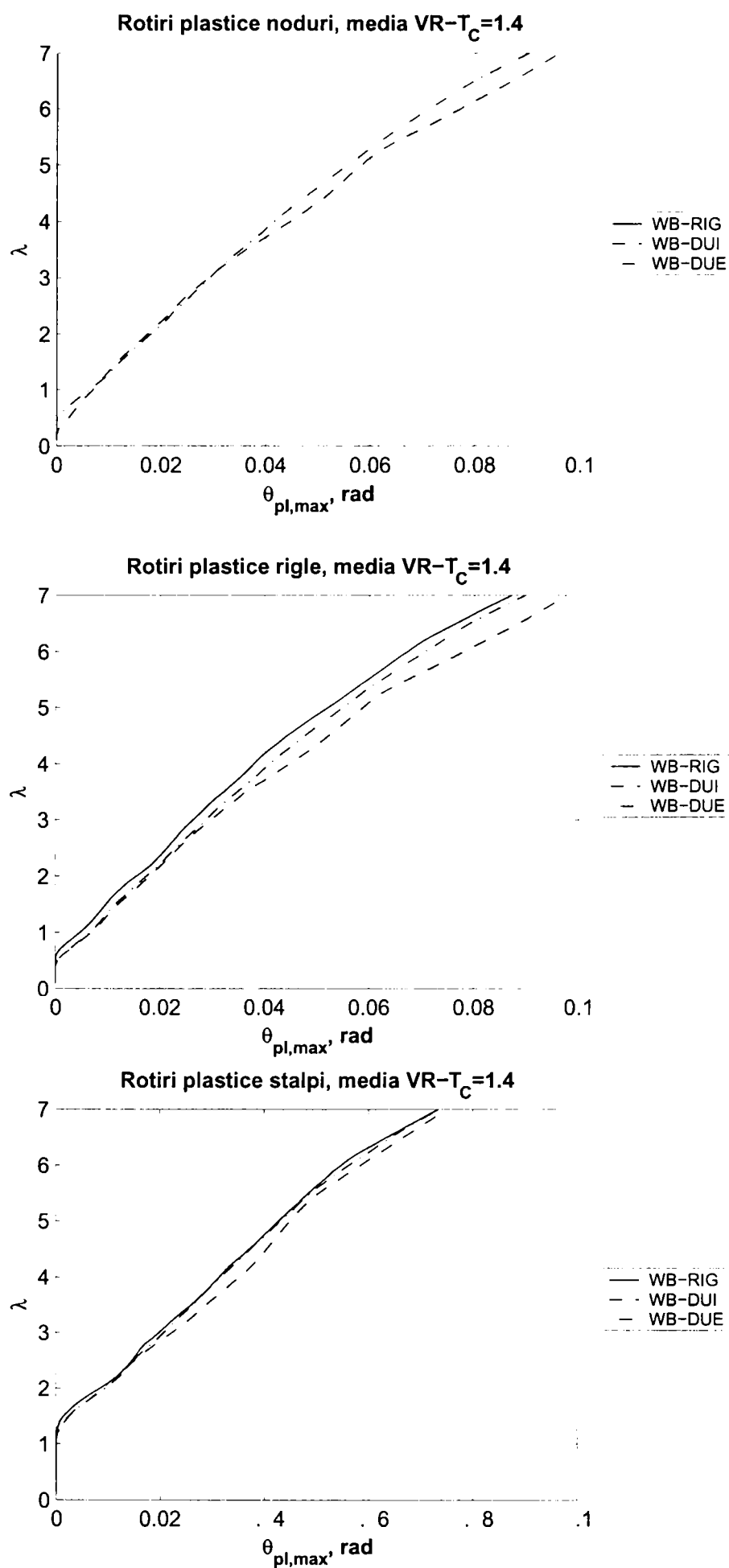


Figura II.10: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_c=0.5$ de accelerograme, seria SB.

Figura II.11: Curbele $\lambda-\theta_{pl,max}$, setul $T_c=1.4$ de accelerograme, seria WB.

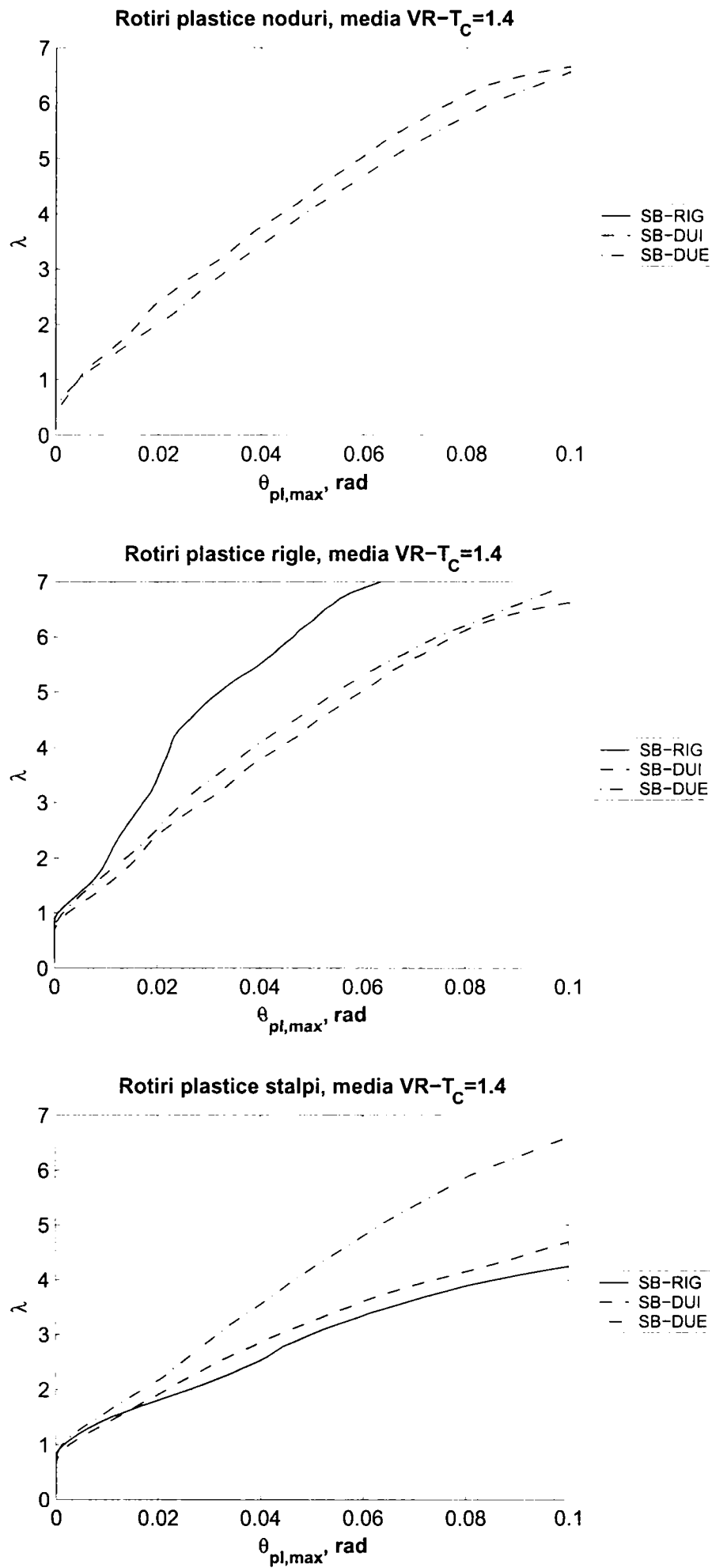


Figura II.12: Curbele λ - $\theta_{pl,max}$, setul $T_c=1.4$ de accelerograme, seria SB.

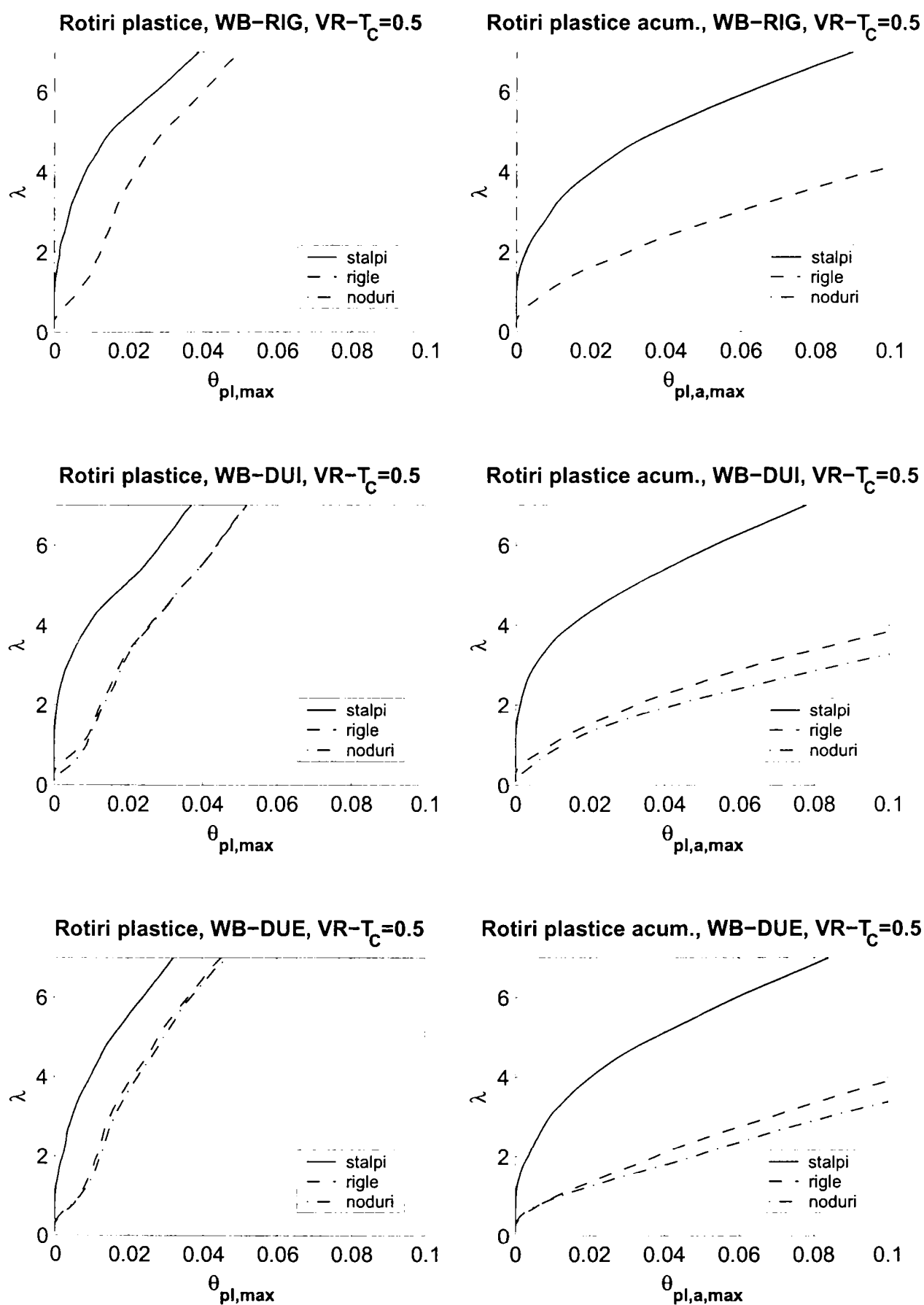


Figura II.13: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria WB, media setului $T_C=0.5$ de accelerograme.

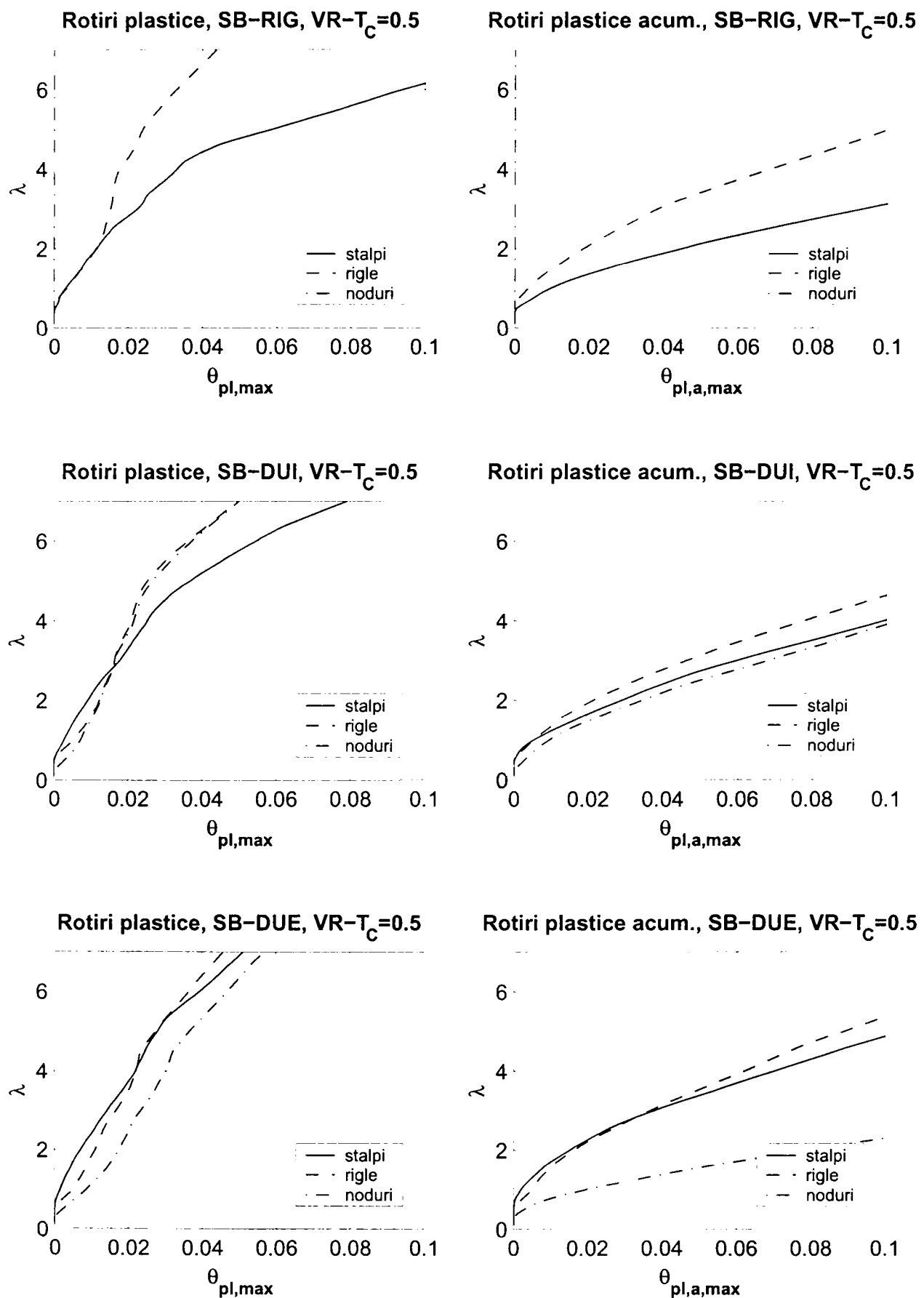


Figura II.14: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria SB, media setului $T_c=0.5$ de accelerograme.

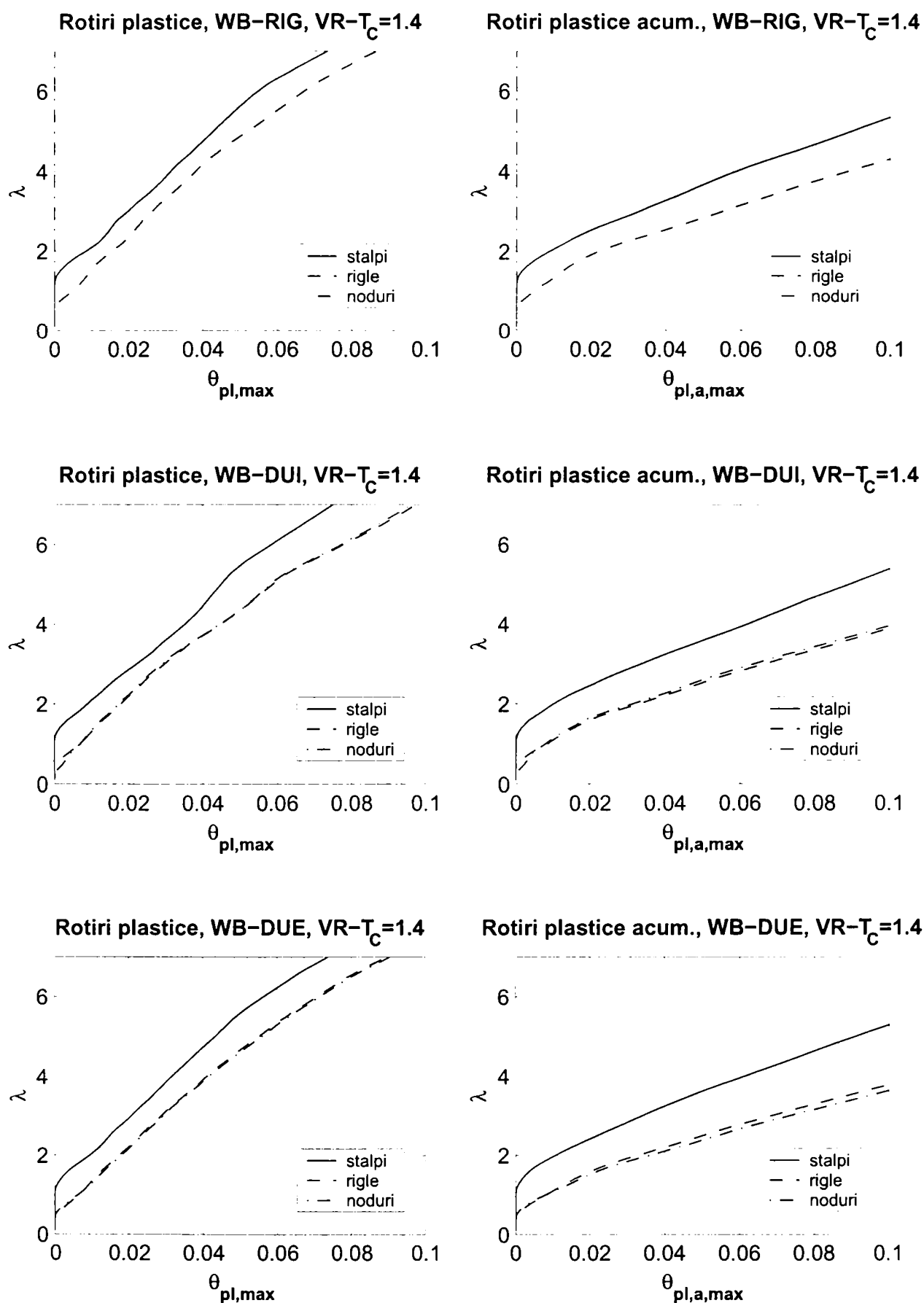


Figura II.15: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria WB, media setului $T_C=1.4$ de accelerograme.

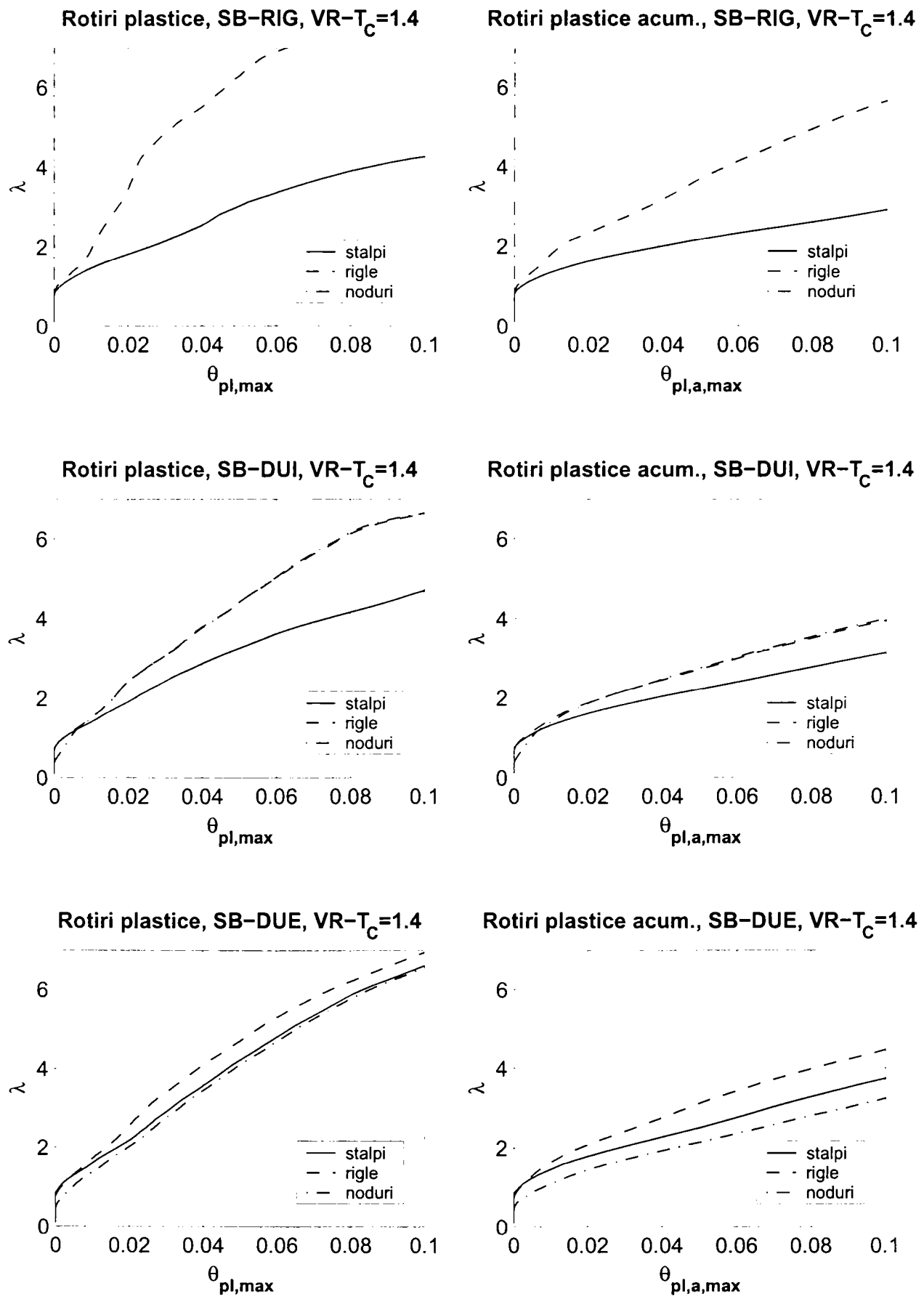


Figura II.16: Evoluția cerinței maxime de rotiri plastice și acumulate pe grupe de elemente, seria SB, media setului $T_C=1.4$ de accelerograme.

Anexa III. Cadre duale contravântuite excentric: rezultate suplimentare

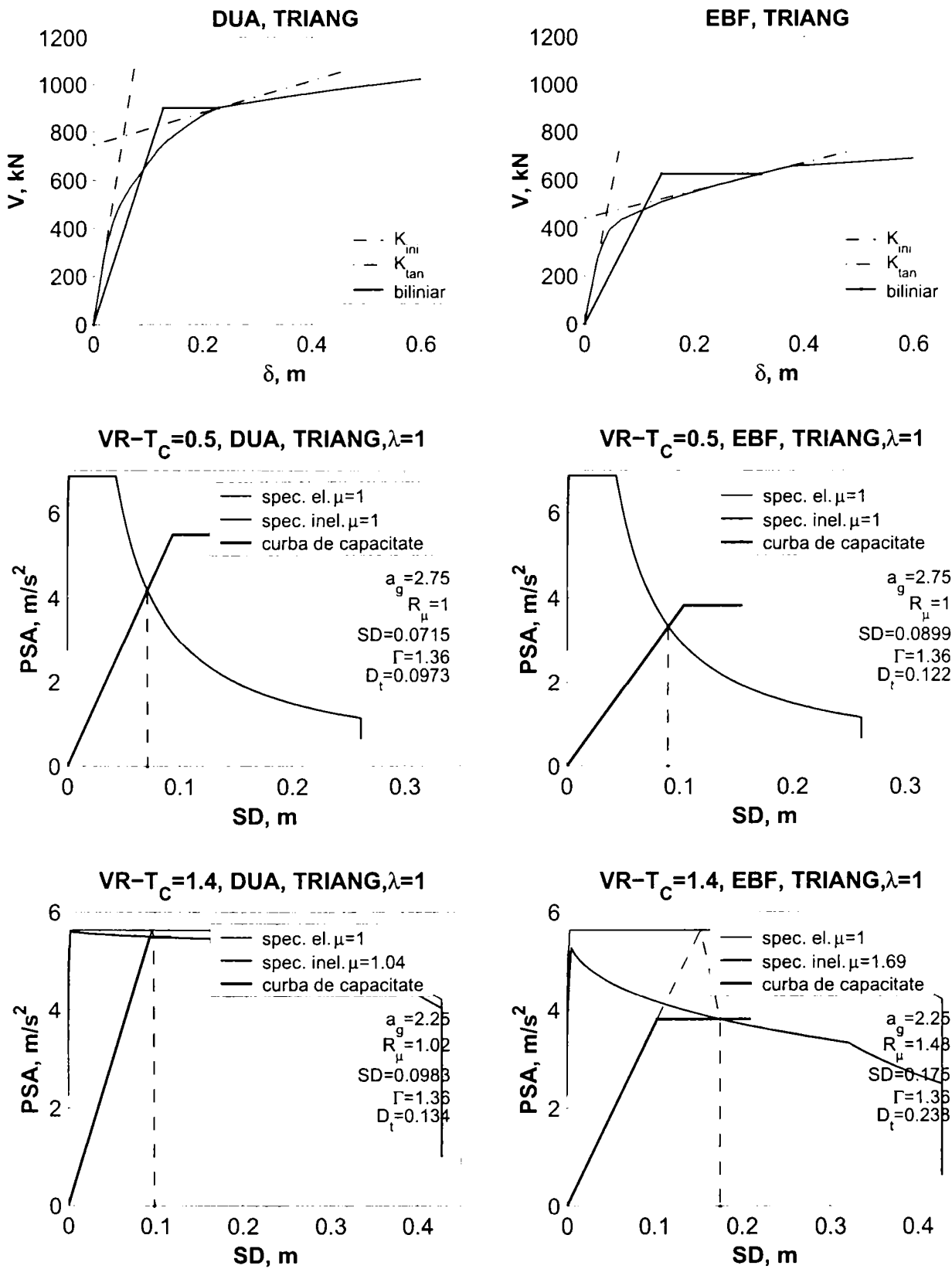


Figura III.1: Reprezentarea grafică a procedurii de determinare a cerinței de deplasare conform metodei N2.

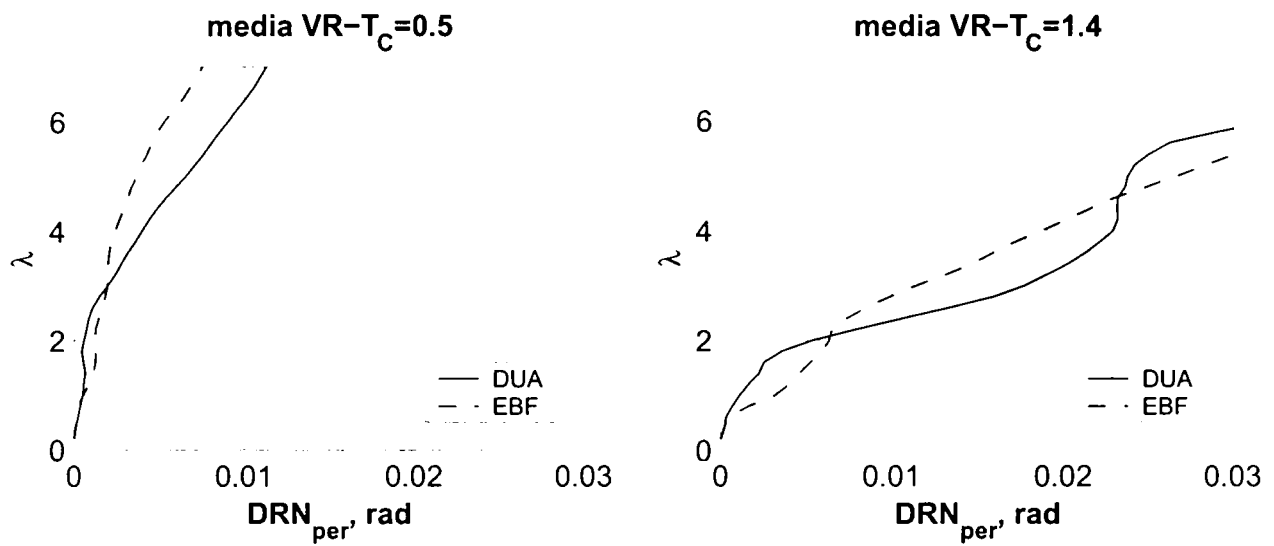


Figura III.2: Evoluția deplasărilor relative de nivel permanente cu intensitatea mișcării seismice.

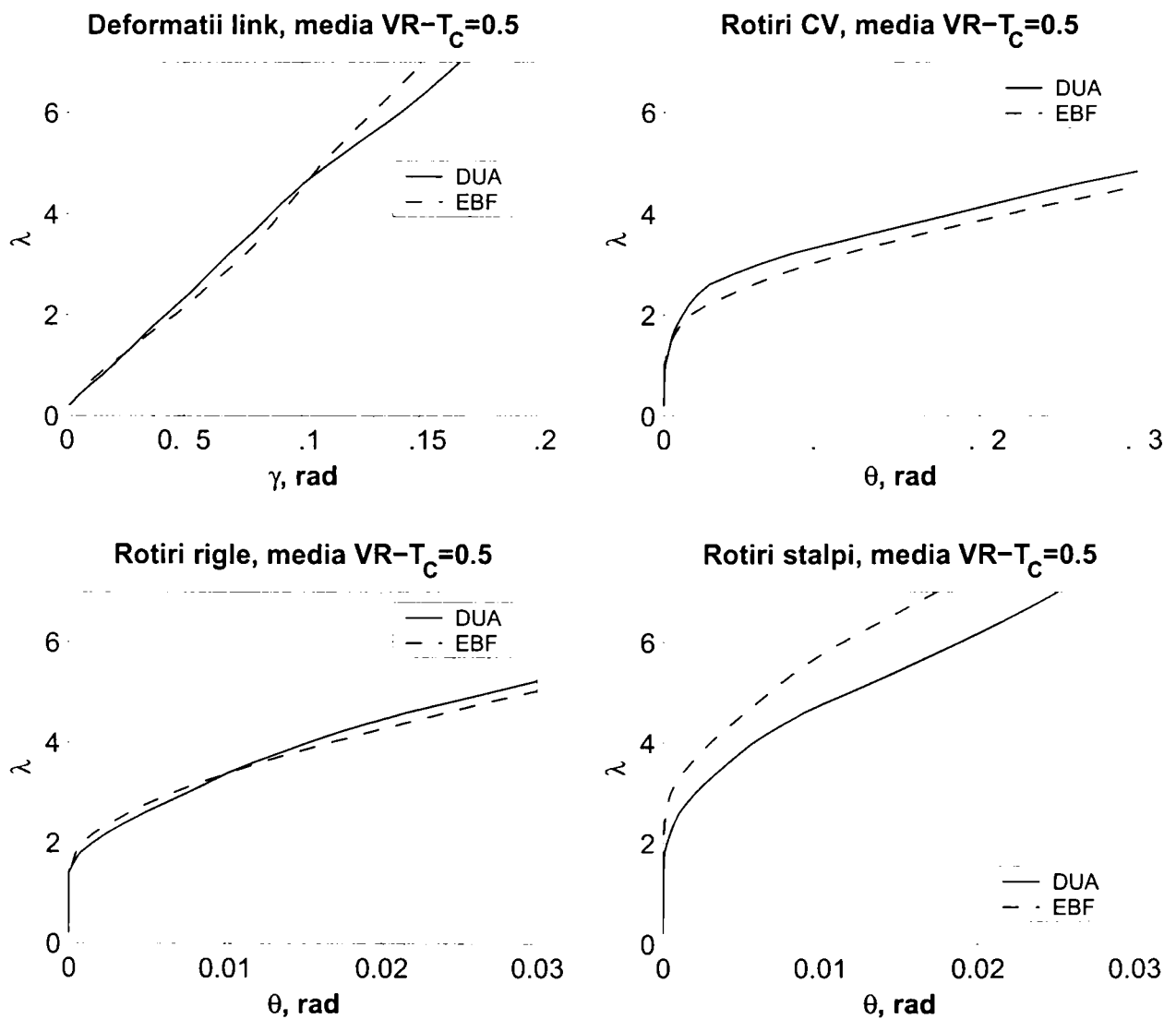


Figura III.3: Cerința de deformații locale în elementele structurale, setul $T_C=0.5$ de accelerograme.

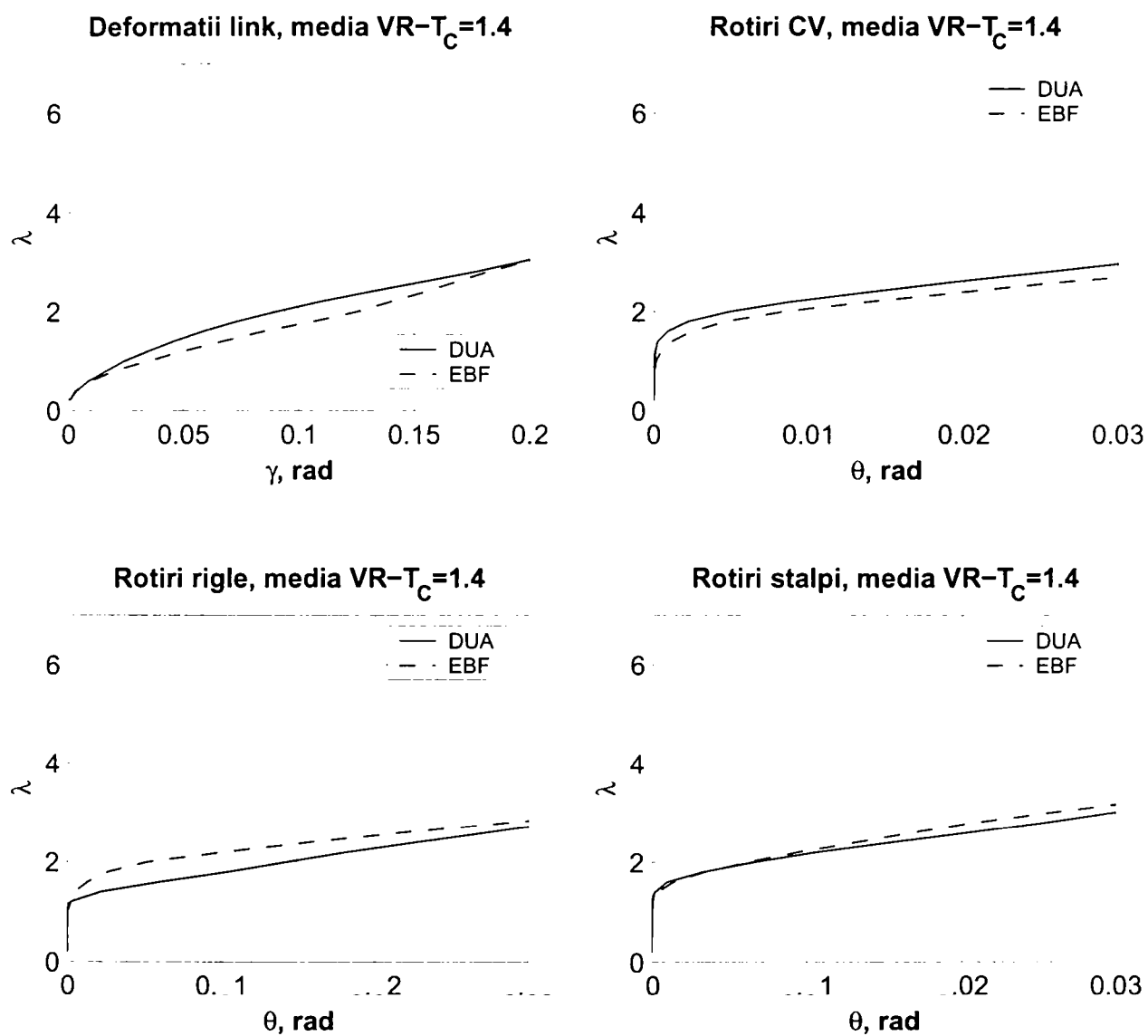


Figura III.4: Cerința de deformații locale în elementele structurale, setul $T_c=1.4$ de accelerograme.

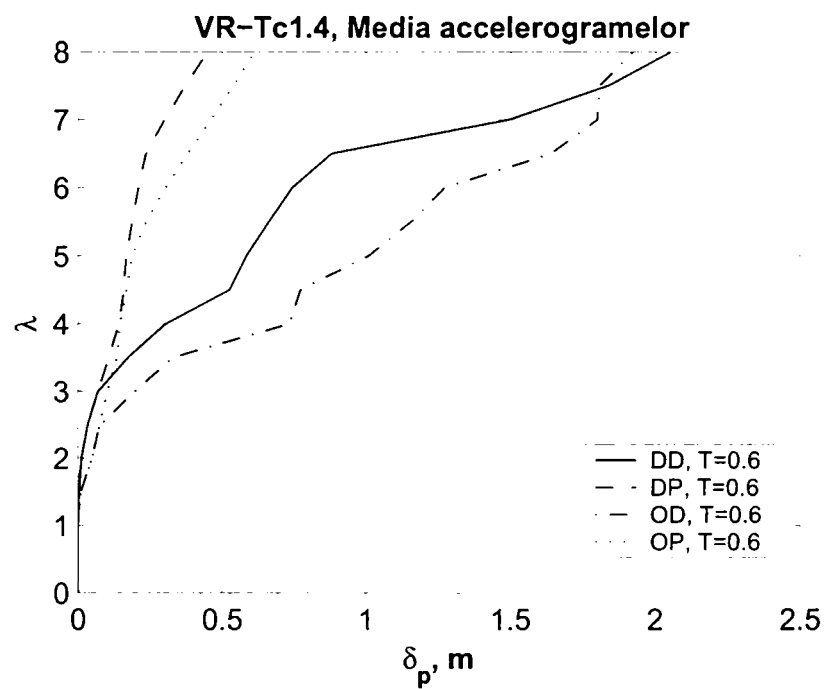
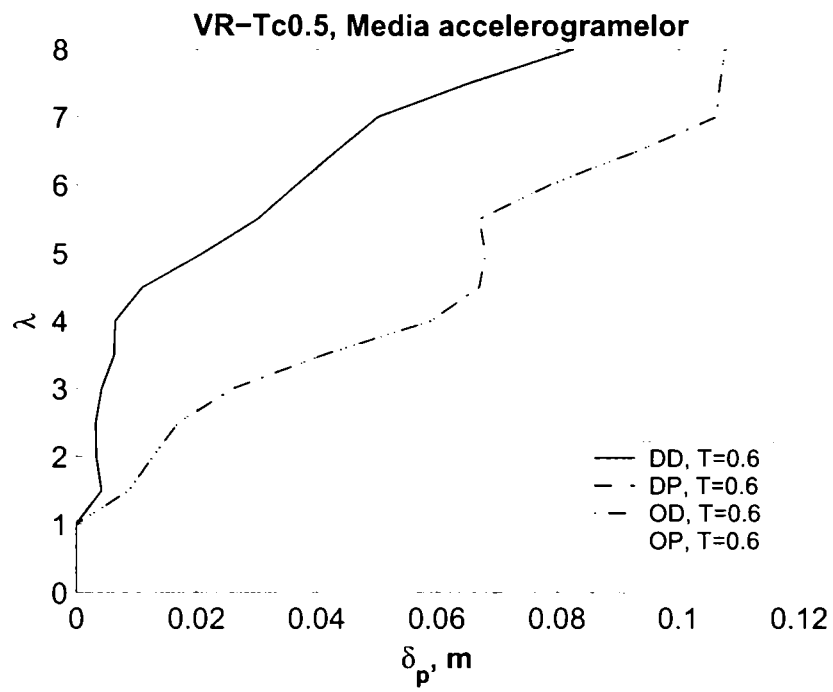


Figura III.5: Relația dintre multiplicatorul accelerogramei λ și deplasarea permanentă δ_p pentru sisteme omogene (OB și OP) și duale (DB și DP), $\mu_r=12$; $\mu_r=6$.

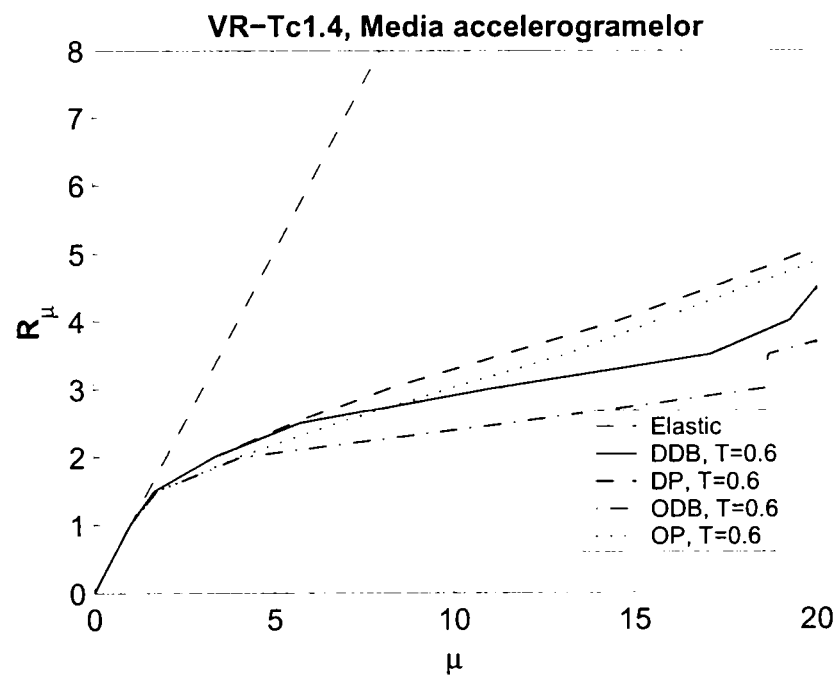
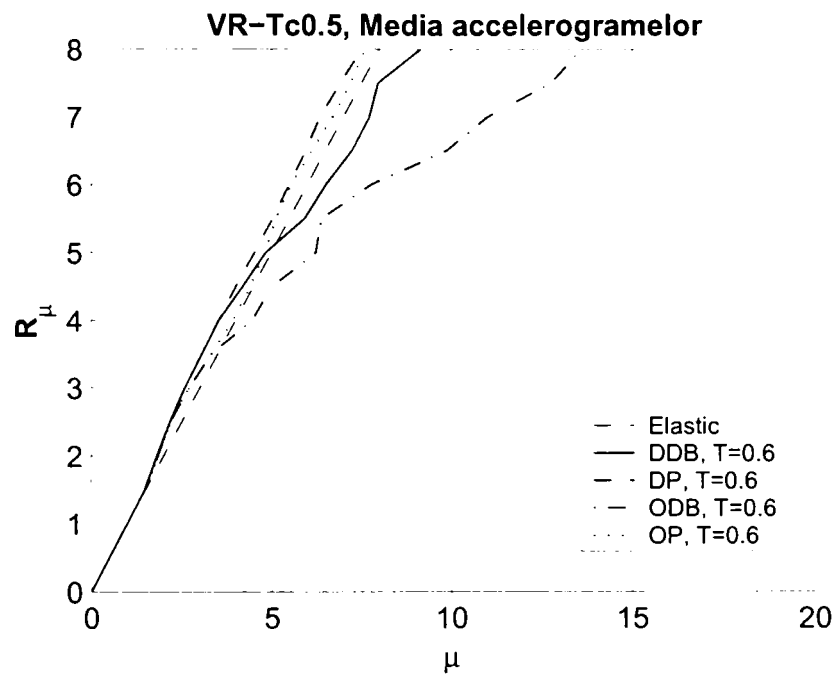


Figura III.6: Relația R_μ - μ pentru sisteme omogene (ODB și OP) și duale (DDB și DP), cu o ductilitate limitată a sistemului rigid ($\mu_r=6$; $\mu_f=6$).

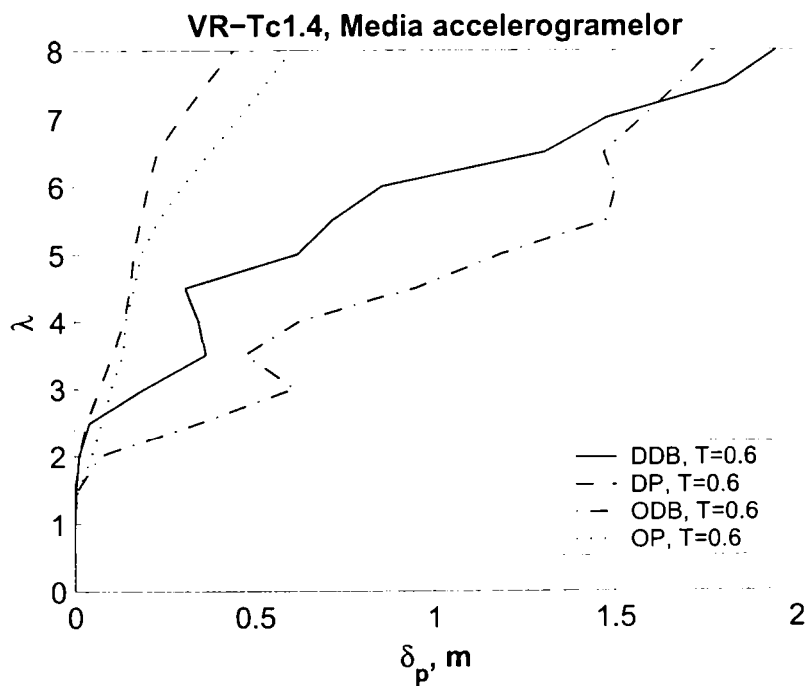
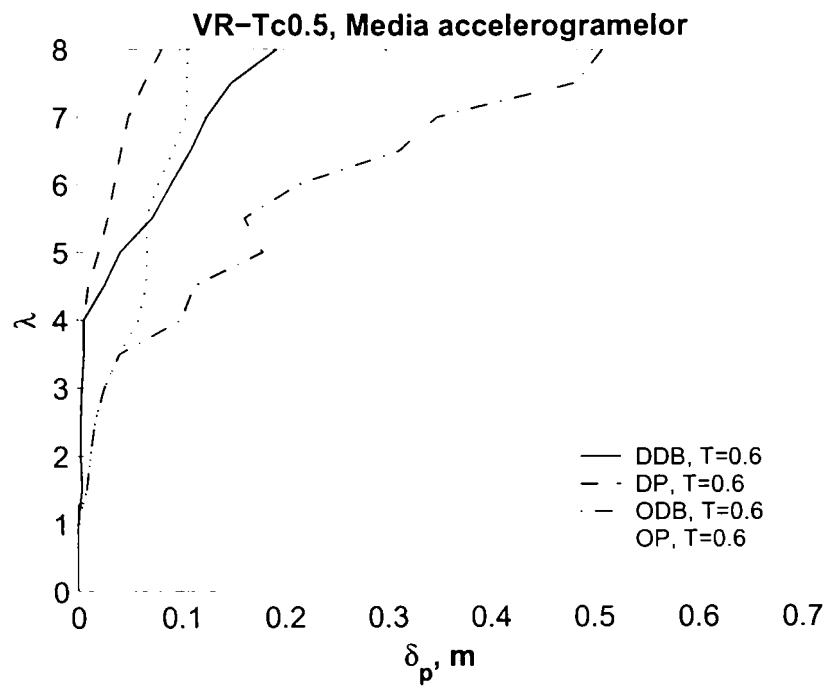


Figura III.7: Relația dintre multiplicatorul accelerogramei λ și deplasarea permanentă δ_p pentru sisteme omogene (ODB și OP) și duale (DDB și DP), $\mu_r=6$; $\mu_f=6$.

Anexa IV. Încercări experimentale: detalii

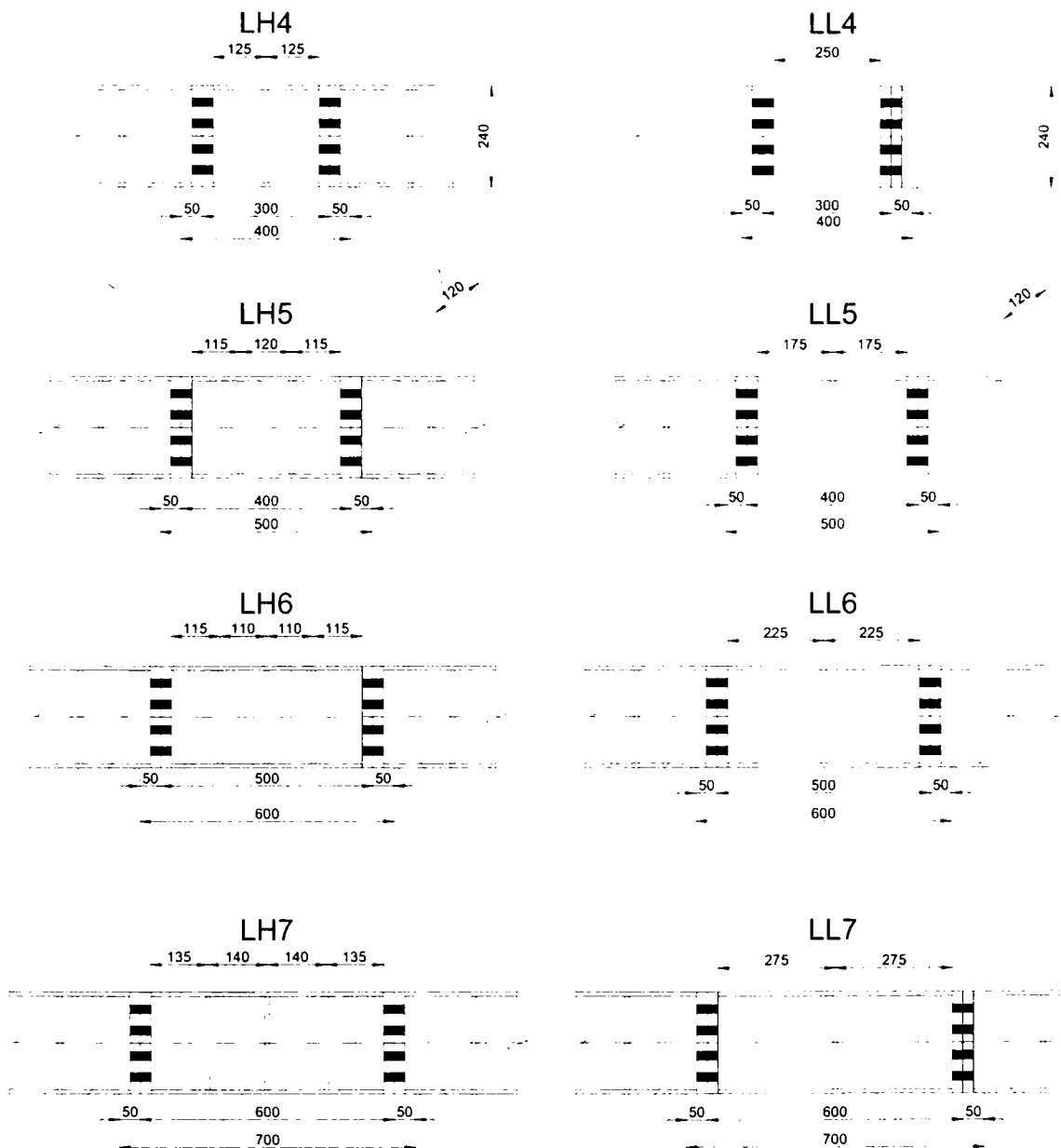


Figura IV.1: Dimensiunile speciemenelor și distanța dintre rigidizări.

Seria LL7

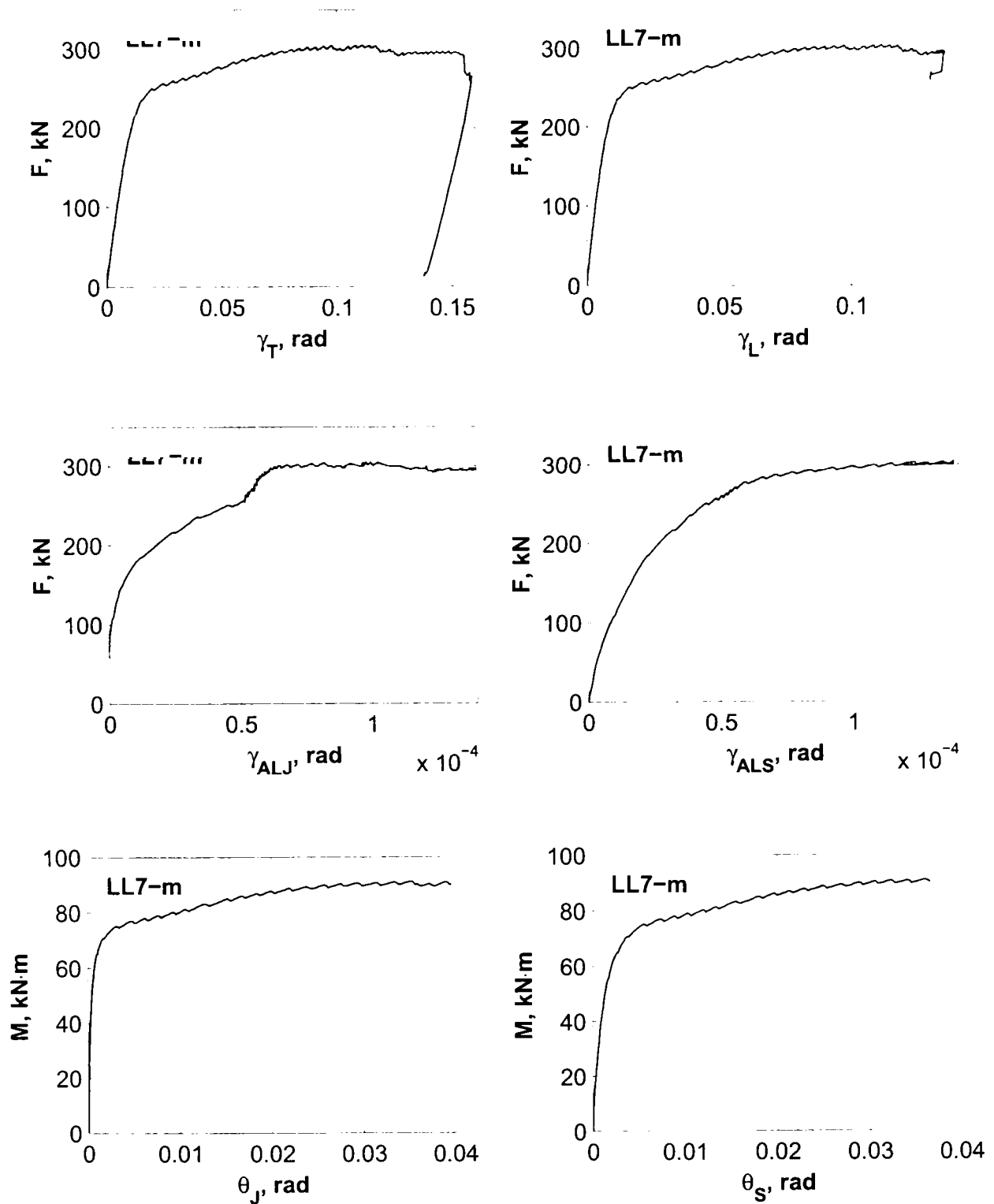


Figura IV.2: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL7-m.

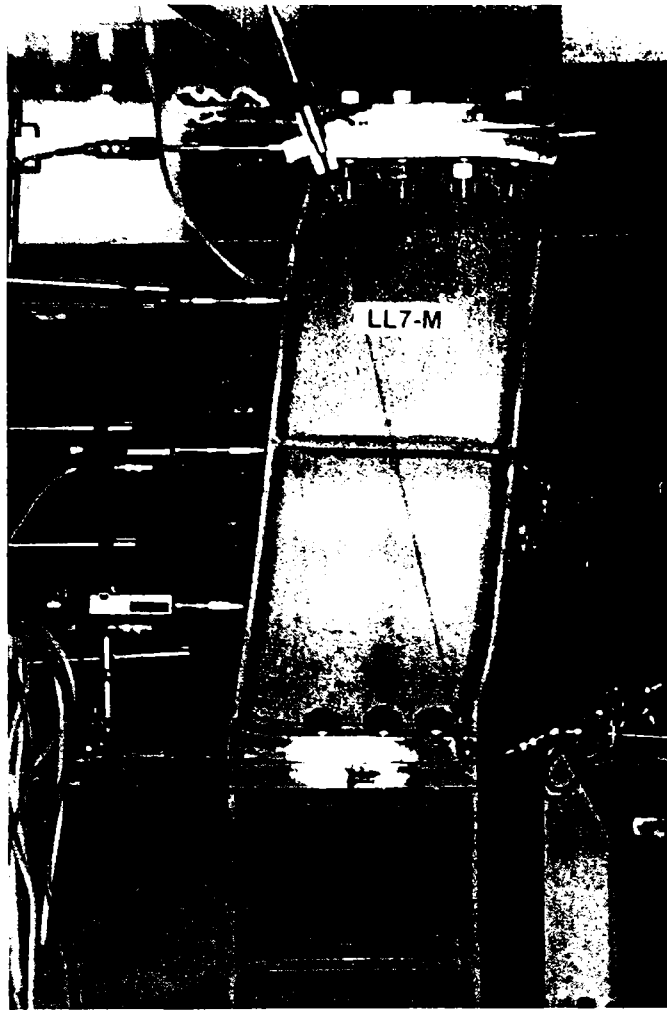


Figura IV.3: Modul de cedare al specimenului LL7-m.

Principalele evenimente observate la specimenul încercat monoton LL7-m au fost:

- voalarea tălpilor în zona comprimată la $\gamma_T=0.057$ rad
- cedarea fragilă a unui șurub din rândul exterior la o deformație $\gamma_T=0.15$ rad, reflectată printr-o scădere bruscă a forței
- toate șuruburile din rândul exterior al zonei întinse au prezentat șfichiuri în filet la sfârșitul încercării. Lunecarea în îmbinări a fost minoră, înregistrările efectuate (0.08 mm) fiind sub 0.15 mm.

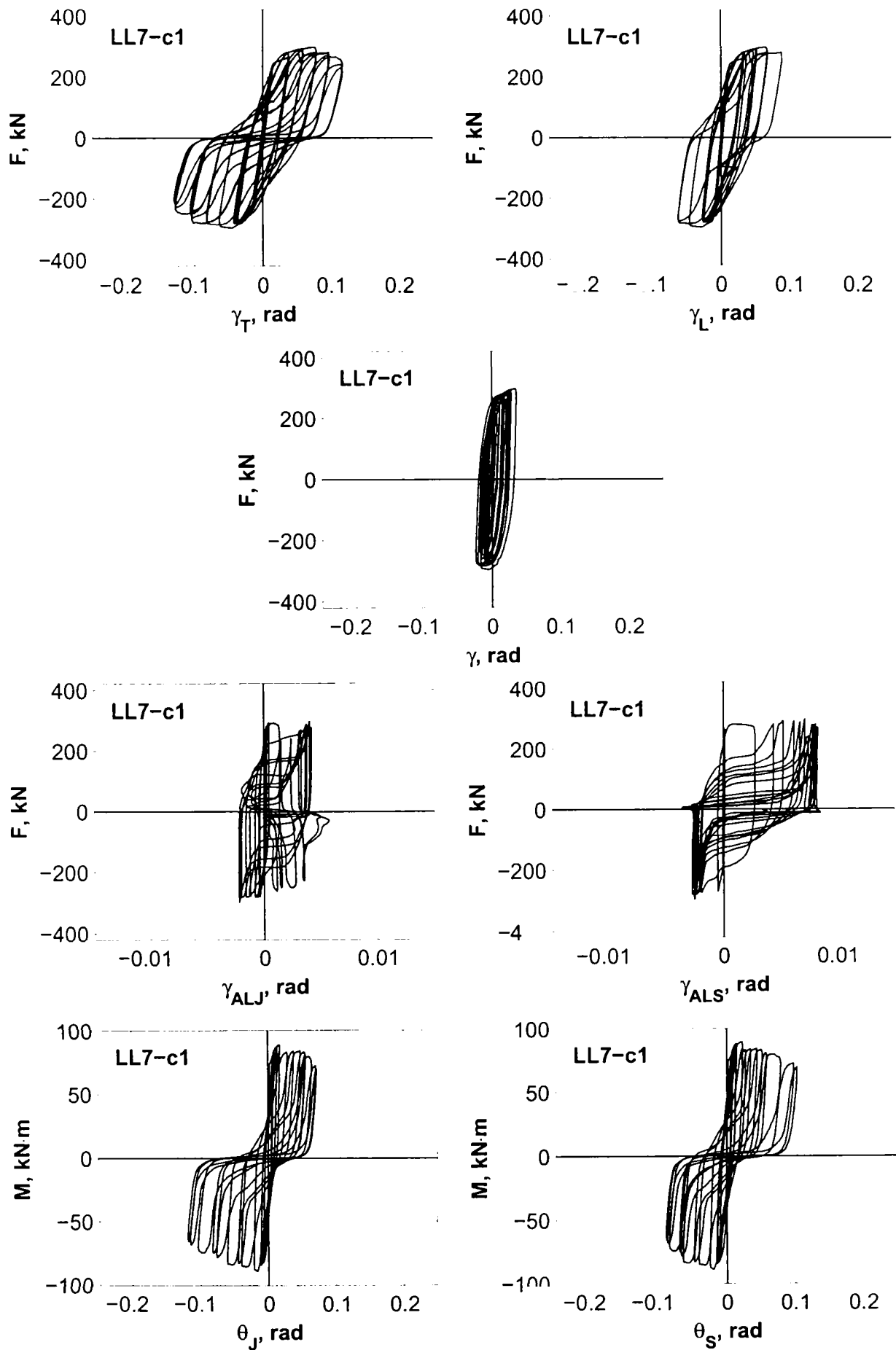


Figura IV.4: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL7-c1.

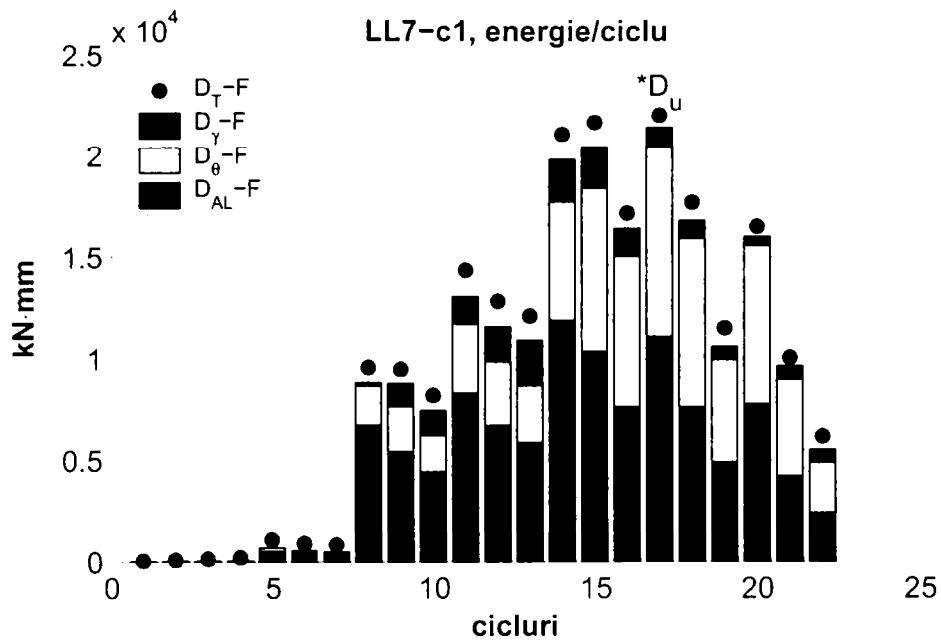


Figura IV.5: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL7-c1.

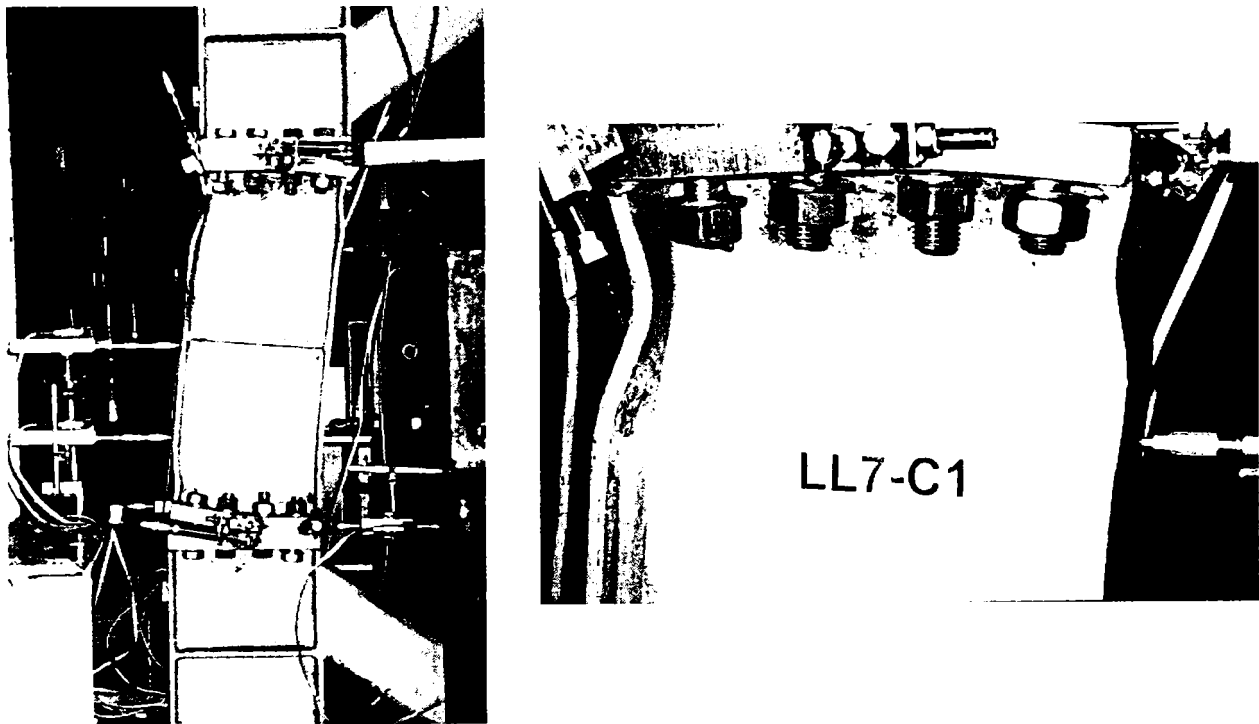


Figura IV.6: Modul de cedare al specimenului LL7-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LL7-c1:

- Deformații permanente ale plăcii de capăt în zona întinsă la ciclul ± 6.1
- cedarea fragilă a unui șurub din șurul exterior al îmbinării inferioare în ciclul $+8.2$
- voalarea tălpilor la ± 8.3
- voalare inimă la ± 10.2
- ± 12.2 șuruburile interioare au cedat prin șfichiuirea filetului

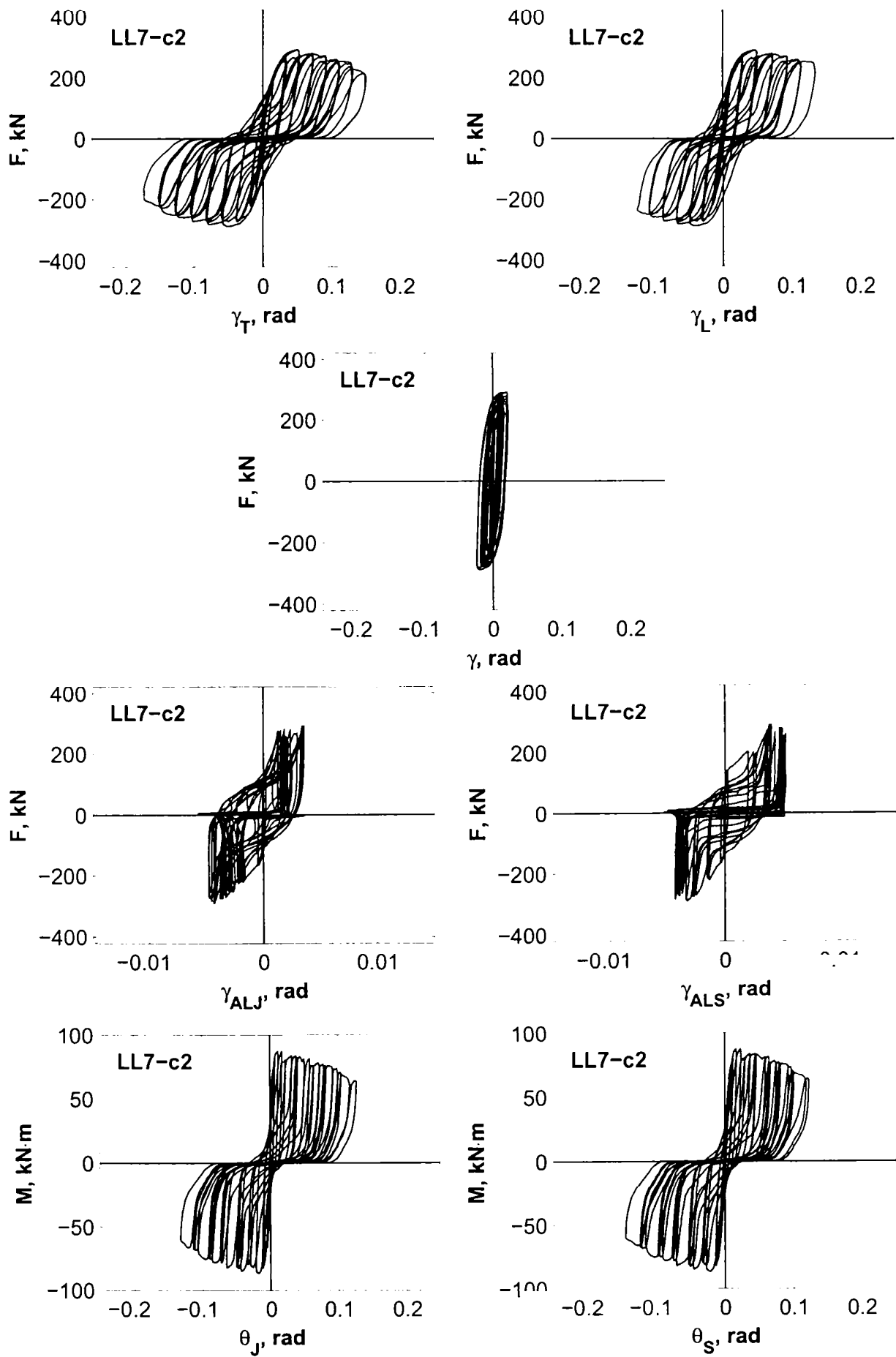


Figura IV.7: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL7-c2.

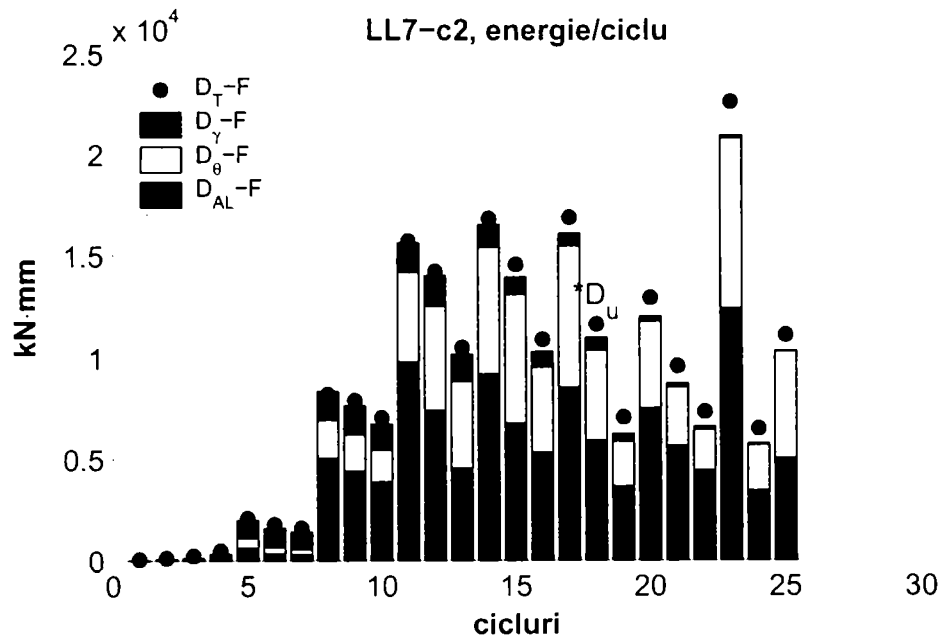


Figura IV.8: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL7-c2.

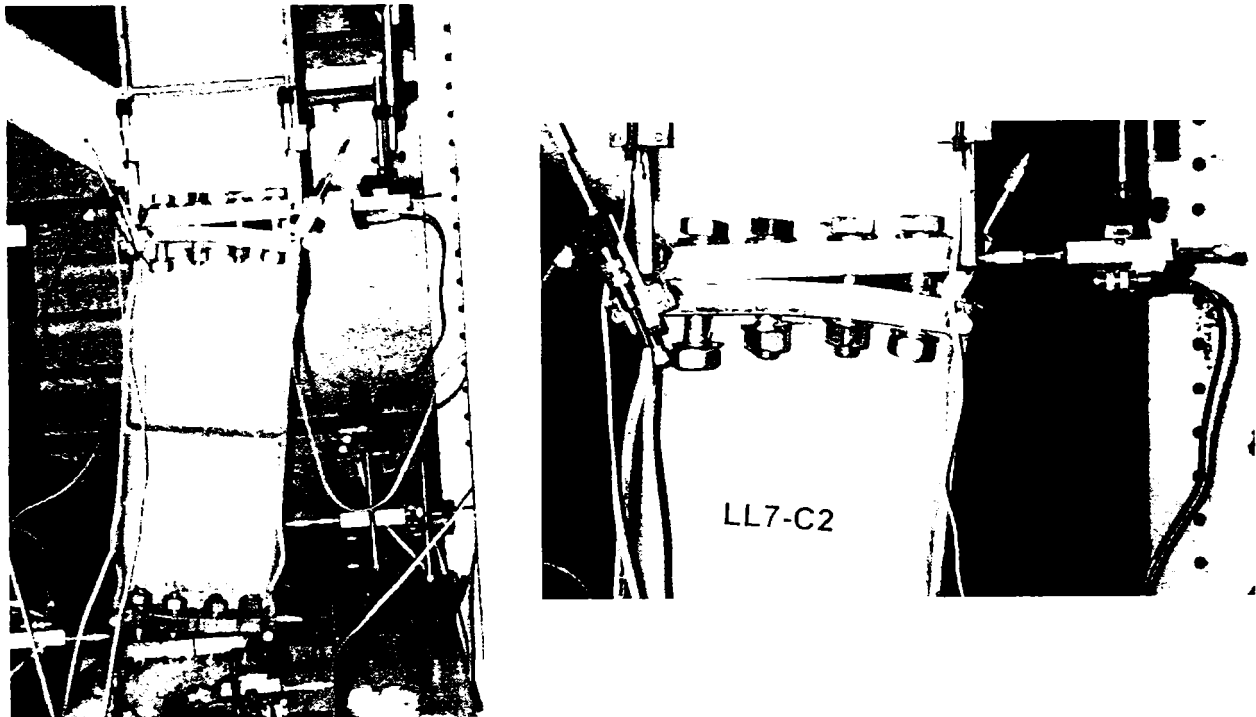


Figura IV.9: Modul de cedare al specimenului LL7-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LL7-c2:

- -6.1 – voalare a tălpii
- ±6.3 – desprinderea vopselei (deformații importante) în zona de îmbinare a inimii cu placa de capăt, șuruburile exterioare au filetul șfichiuit
- ±8.1 – desprinderea vopselei la sudura exterioară dintre talpa linkului și placa de capăt
- ±8.2 – șfichiuirea filetului la șuruburile interioare
- ±12.1 – voalare inimă link

Seria LH7

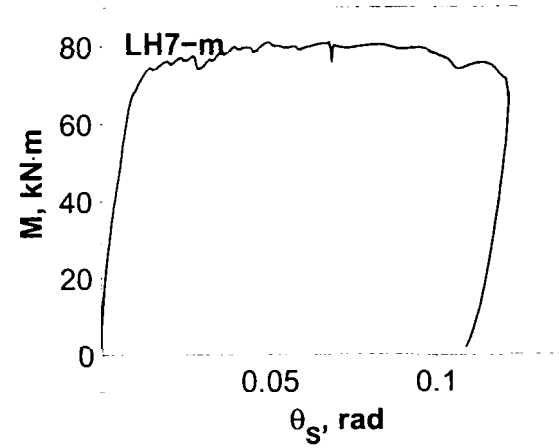
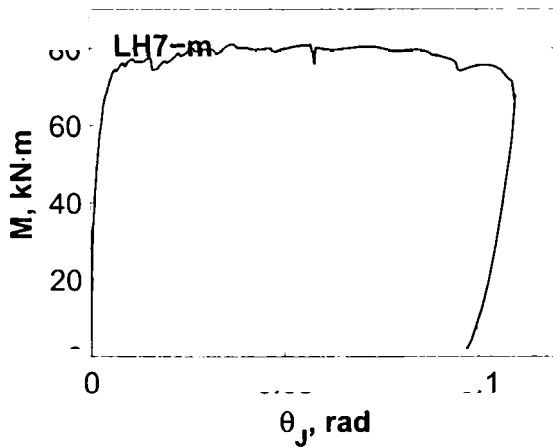
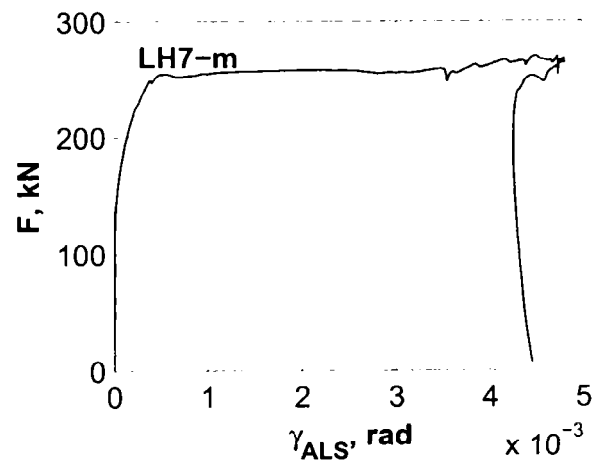
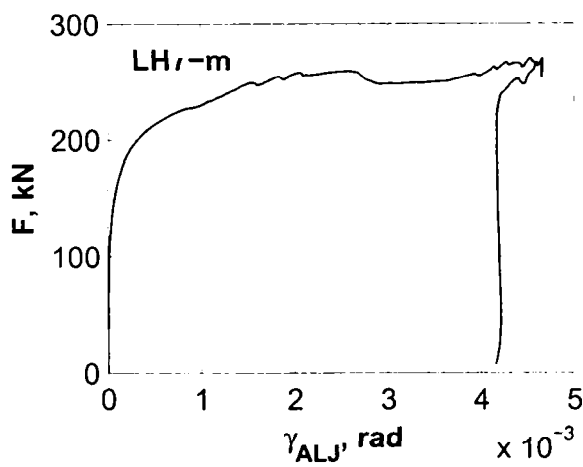
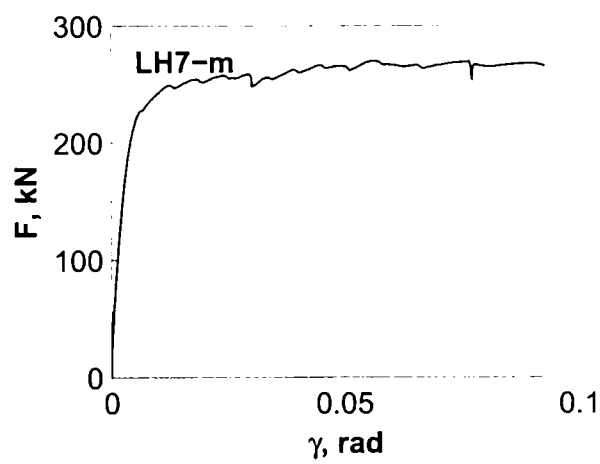
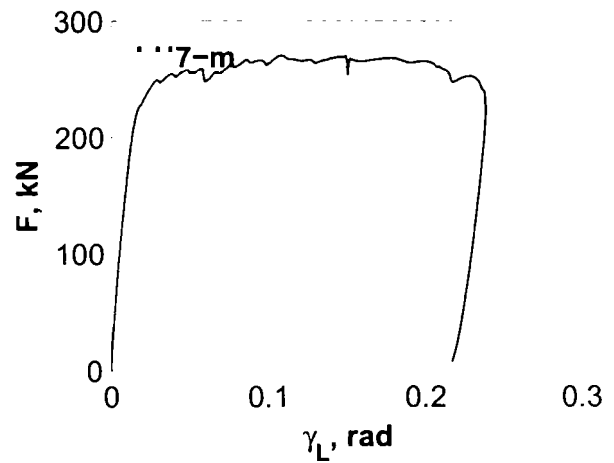
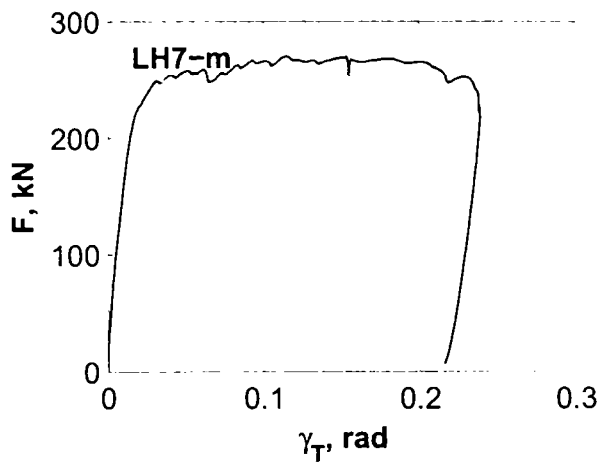


Figura IV.10: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH7-m.

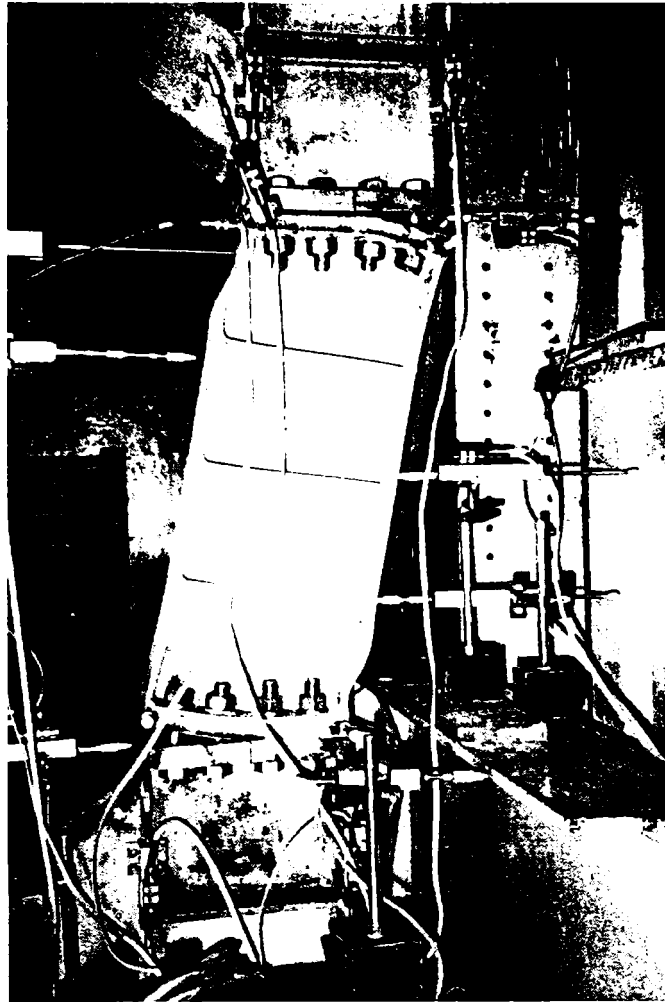


Figura IV.11: Modul de cedare al specimenului LH7-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LH7-m:

- $\gamma_T=0.08$ rad – voalarea tălpilor în zona comprimată
- $\gamma_T=0.14$ rad – exfolierea vopselei pe talpa linkului în zona voalată și la sudura dintre talpă și placa de capăt
- după încercare panourile de inimă de superioare și inferioare prezentau exfolierea vopselei

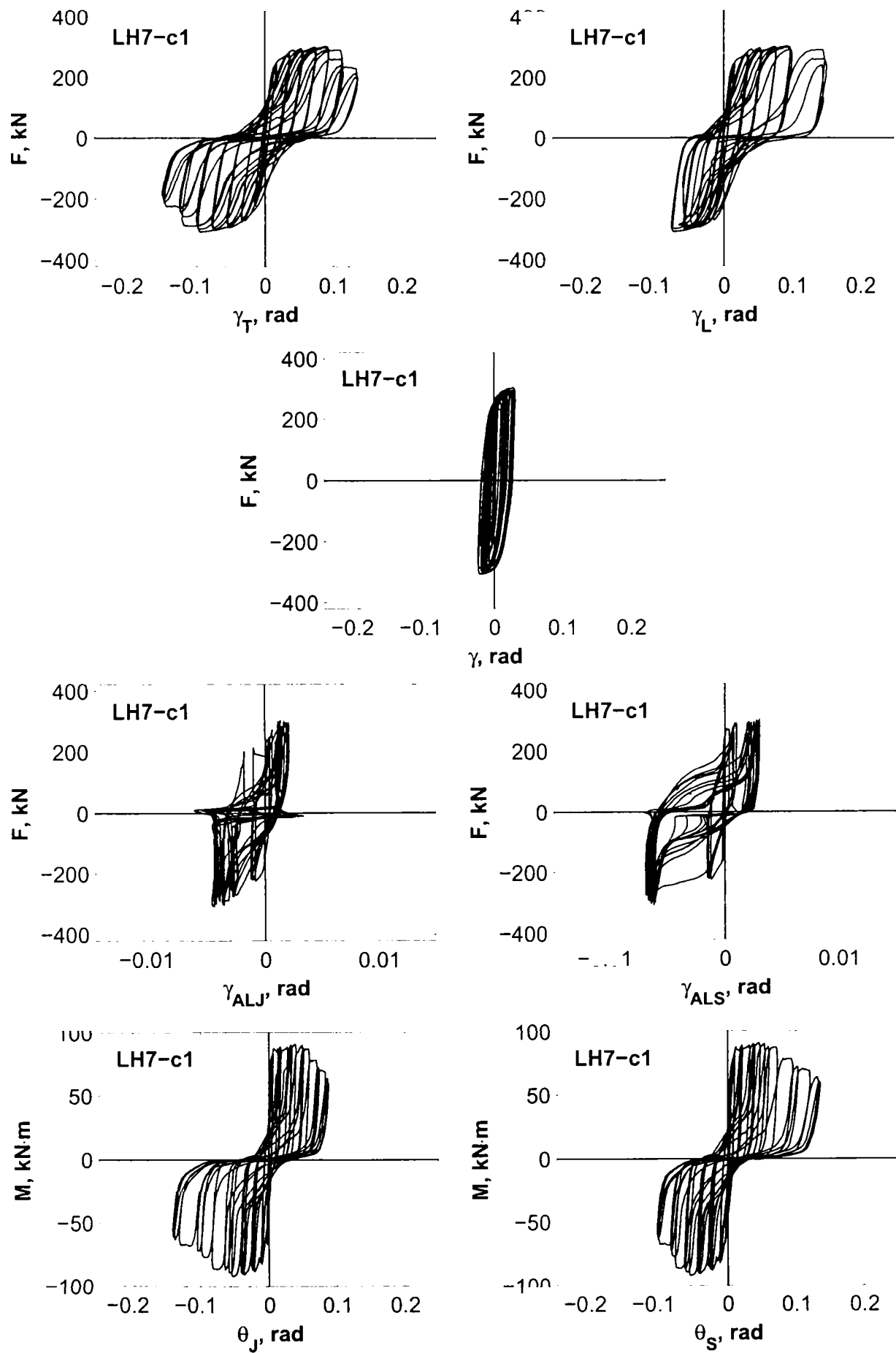


Figura IV.12: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH7-c1.

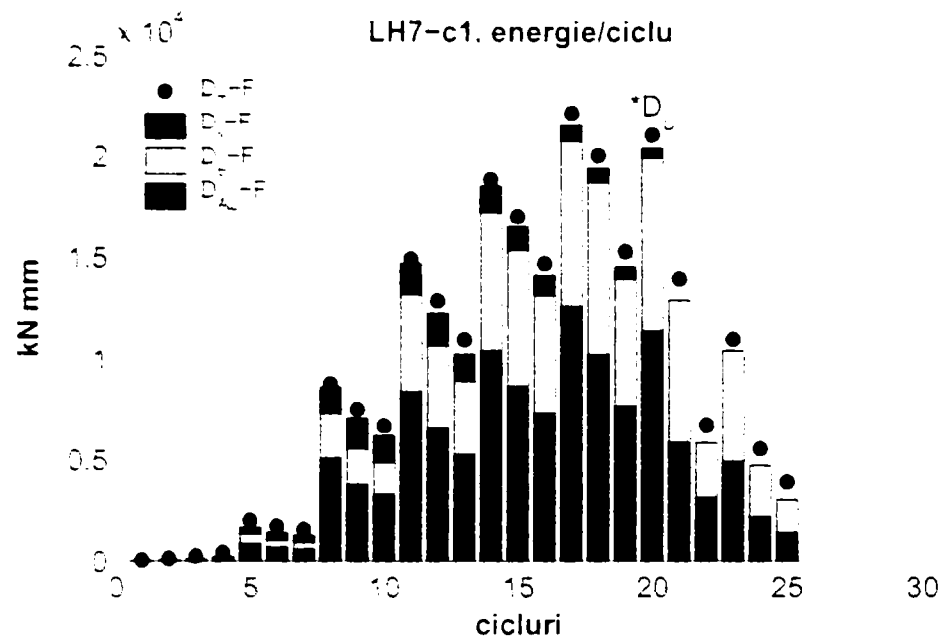


Figura IV.13: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH7-c1

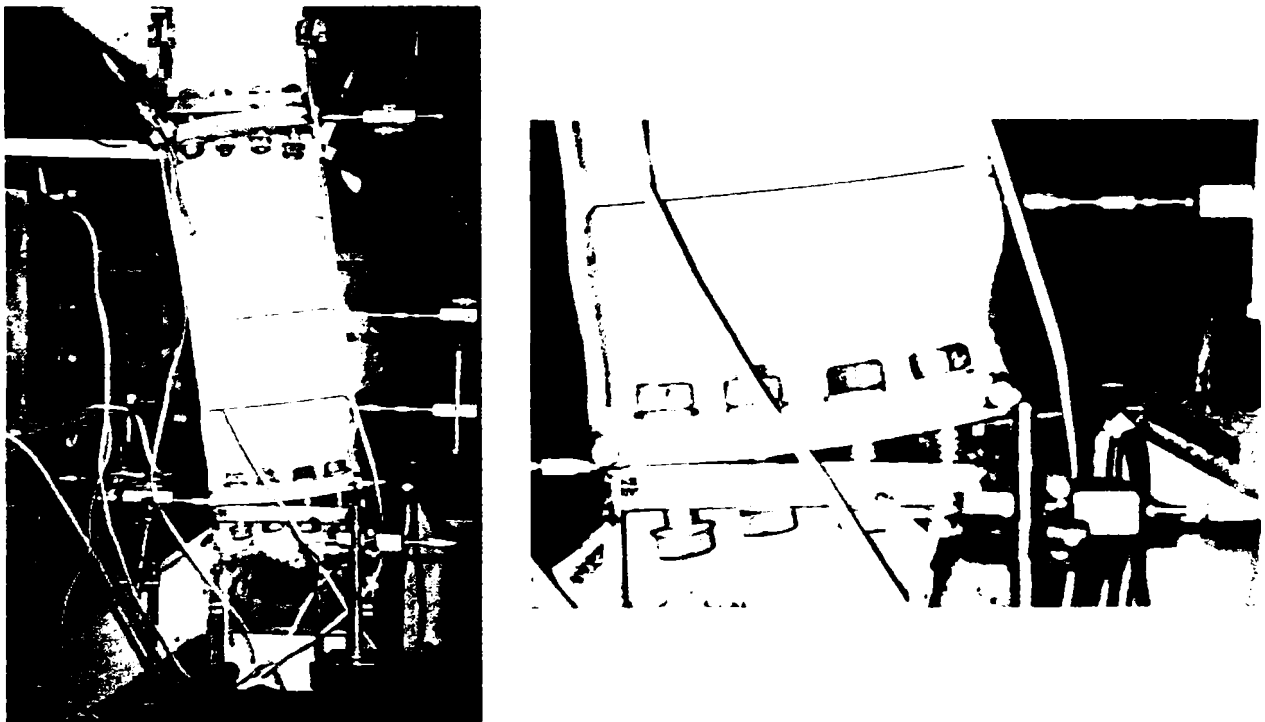


Figura IV.14: Modul de cedare al specimenului LH7-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LH7-c1:

- +4.1 cedare în filetul unui șurub exterior
- în ciclurile ±4e, s-au produs exfolieri ale vopselei pe talpa linkului și pe linia exterioară de sudură între talpă și placa de capăt
- ±6.1 – sfichiuirea filetului la șuruburile din rândurile exterioare
- ±8.1 – voalarea tălpilor linkului în panourile exterioare, exfolierea vopselei de pe inima linkului în panourile exterioare
- ±10.2 – voalarea inimii în panourile exterioare
- ±14.1 și ±14.2 – șuruburile exterioare degradate complet prin "împingerea" în afară a piulitei

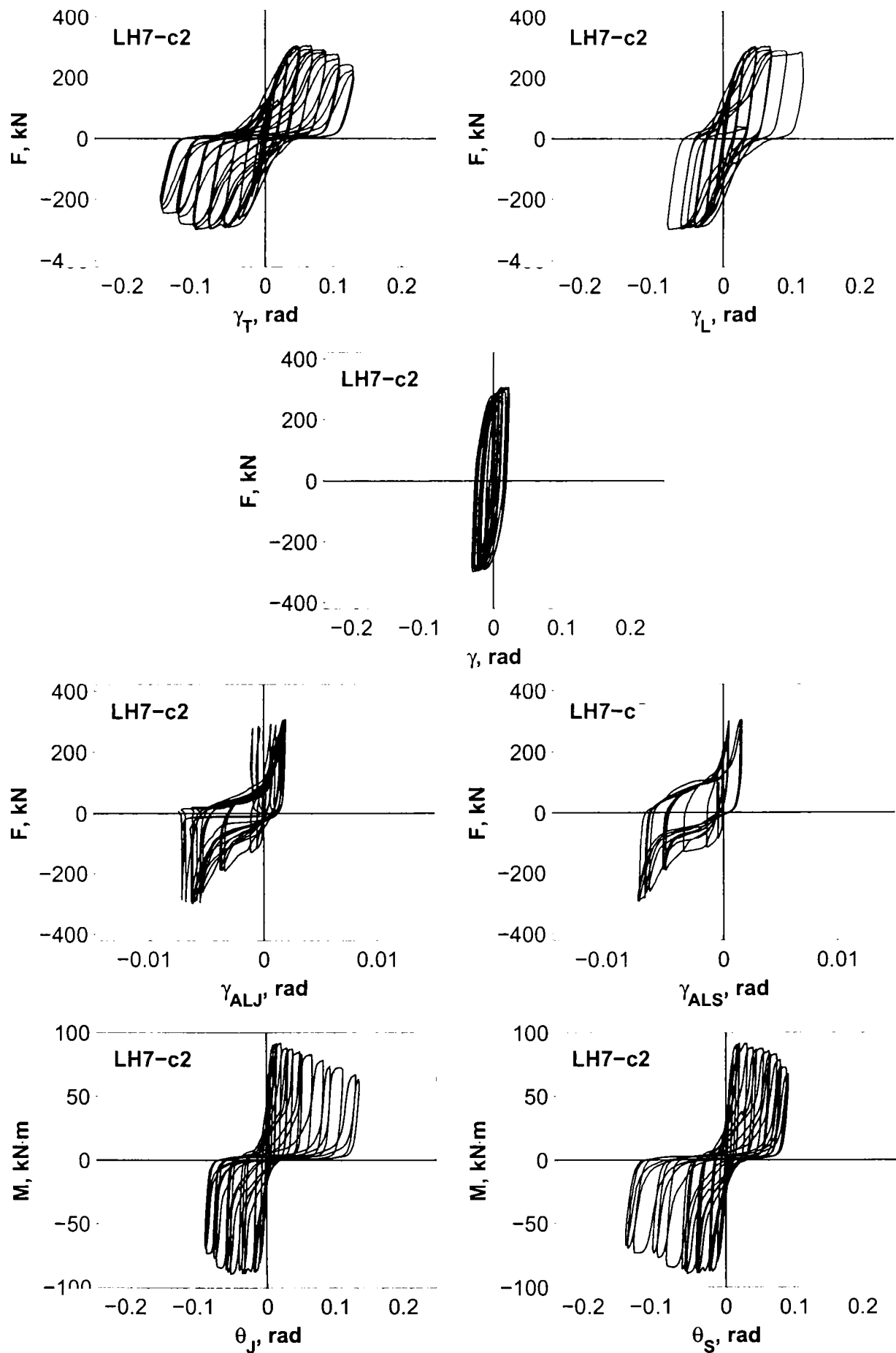


Figura IV.15: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH7-c2.

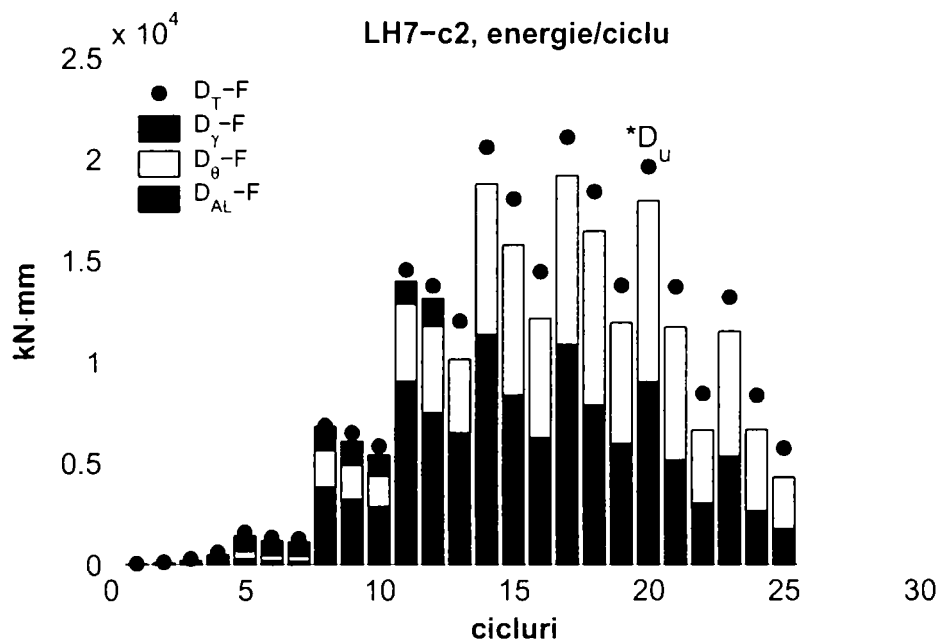


Figura IV.16: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH7-c2.

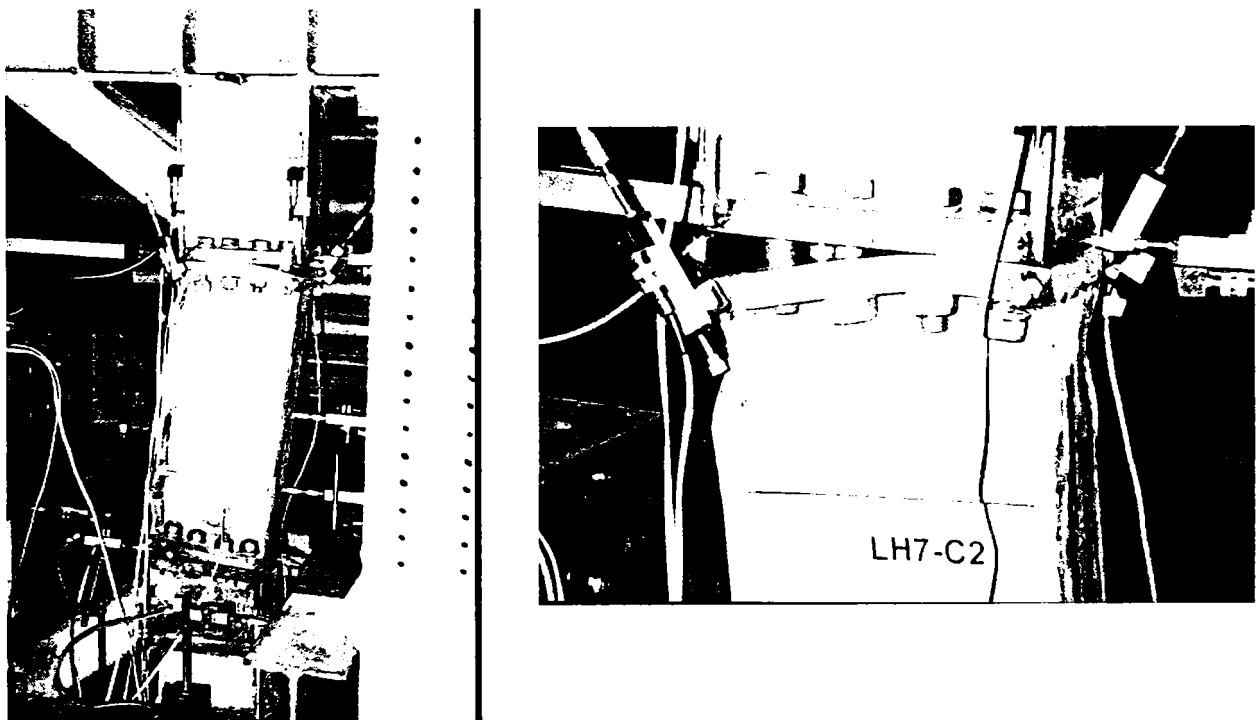


Figura IV.17: Modul de cedare al specimenului LH7-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LH7-c2:

- +6.1 exfolierea vopselei de pe inimă în panoul inferior; deformație permanentă a plăcii de capăt
- -6.1 – cedarea filetului la șuruburile din rândul exterior
- +8.1 – exfoliere vopsea pe inima în panoul de inimă inferior și pe linia de sudură talpă – placă de capăt
- ±8.1 – voalare tălpi în panourile marginale
- -8.3 – voalare inimă în panoul inferior
- -10.3 – inima voalată în panoul superior
- ±12 - ±14_{e_y} – degradarea completă a filetului la șuruburile din rândurile exterioare

Seria LL6

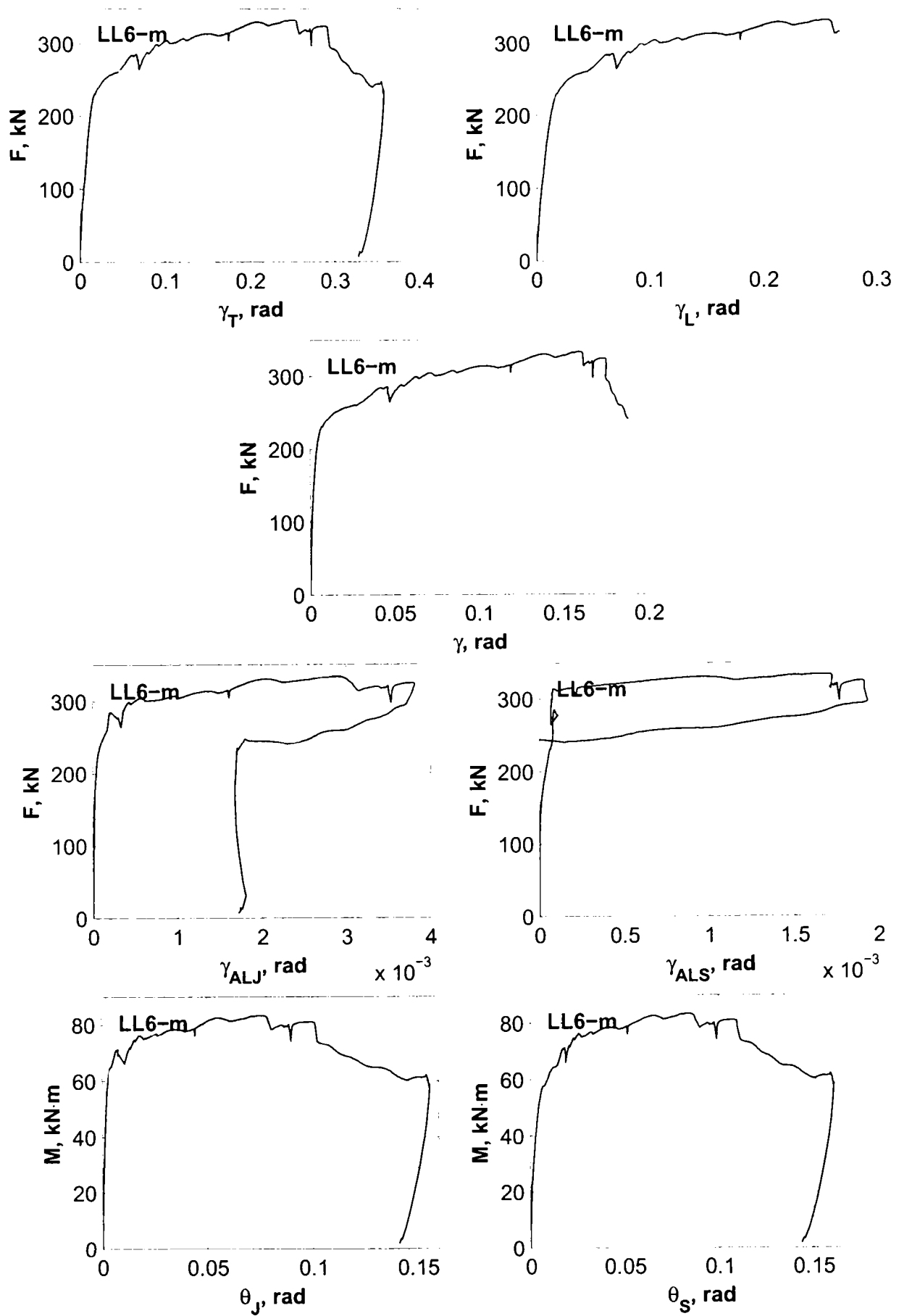


Figura IV.18: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL6-m.

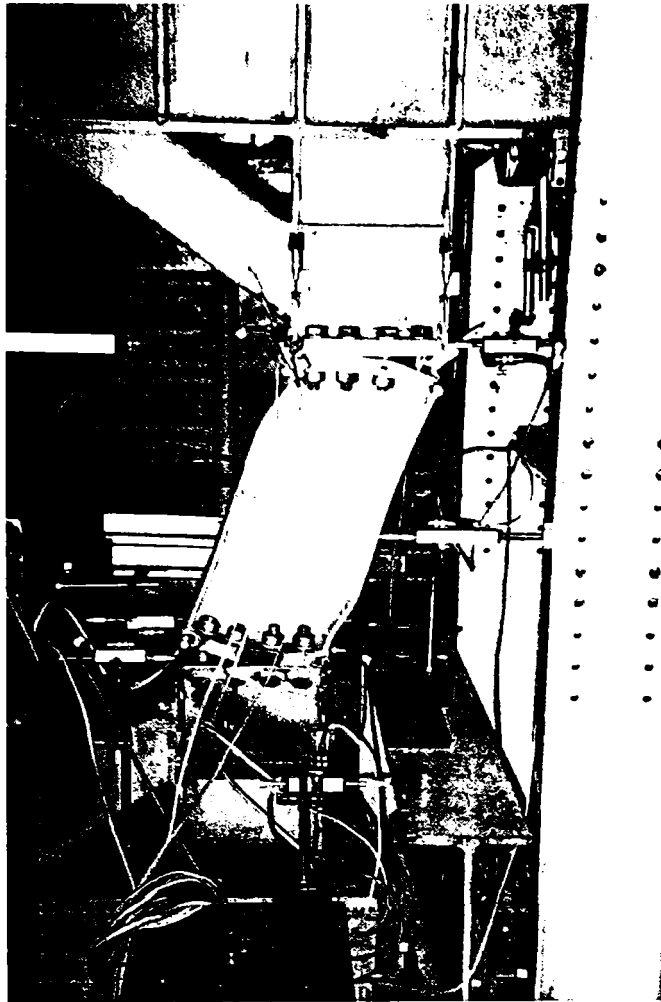


Figura IV.19: Modul de cedare al specimenului LL6-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LL6-m:

- $\gamma_T=0.07$ rad – cedarea filetului în șuruburi
- $\gamma_T=0.16$ rad – voalare inimă; voalare tălpi în zona comprimată
- la sfârșitul încercării toate șuruburile marginale erau complet degradate, fie prin șfichiuirea filetului, fie prin rupere în tijă (1 șurub)

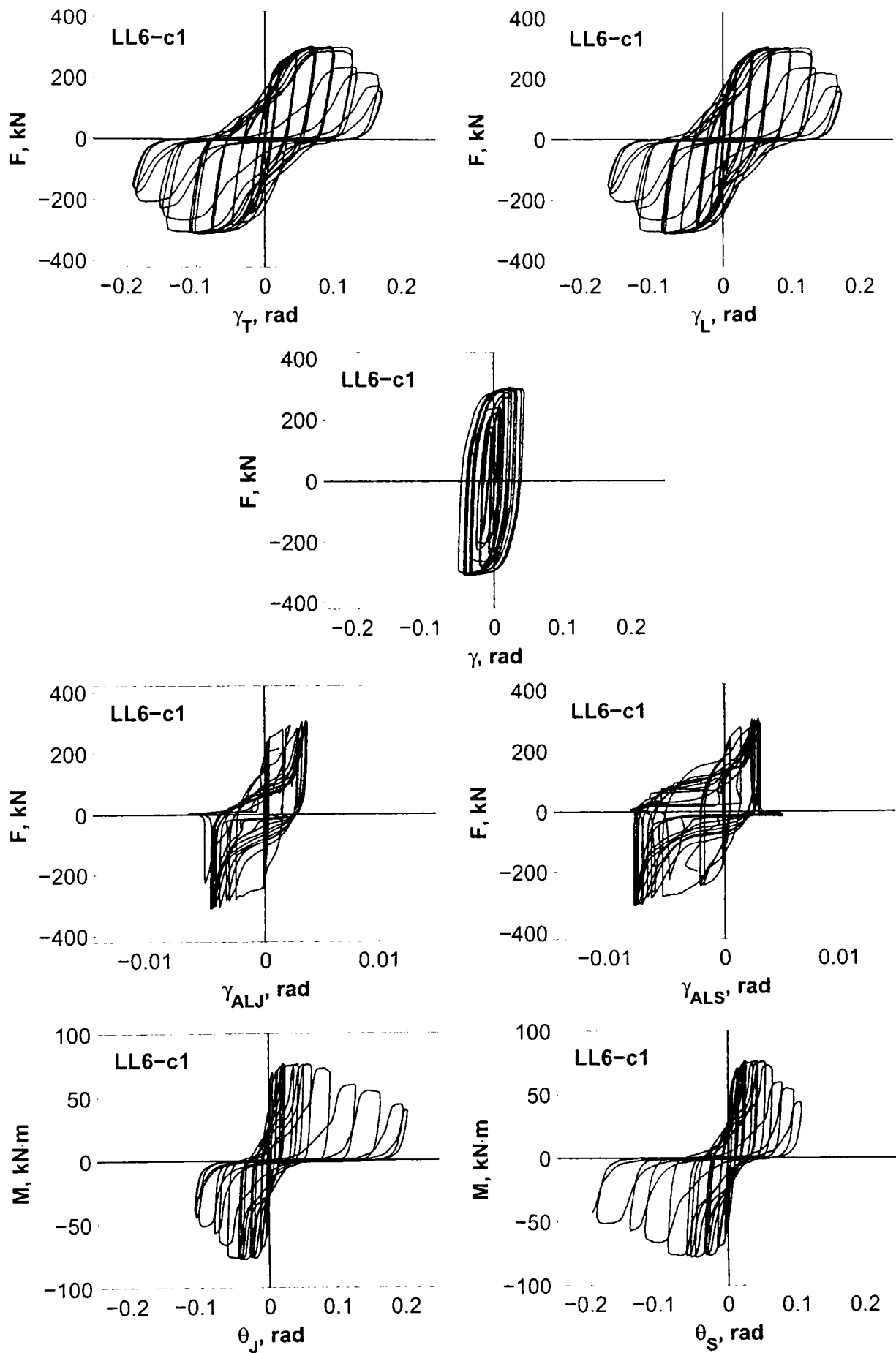


Figura IV.20: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL6-c1.

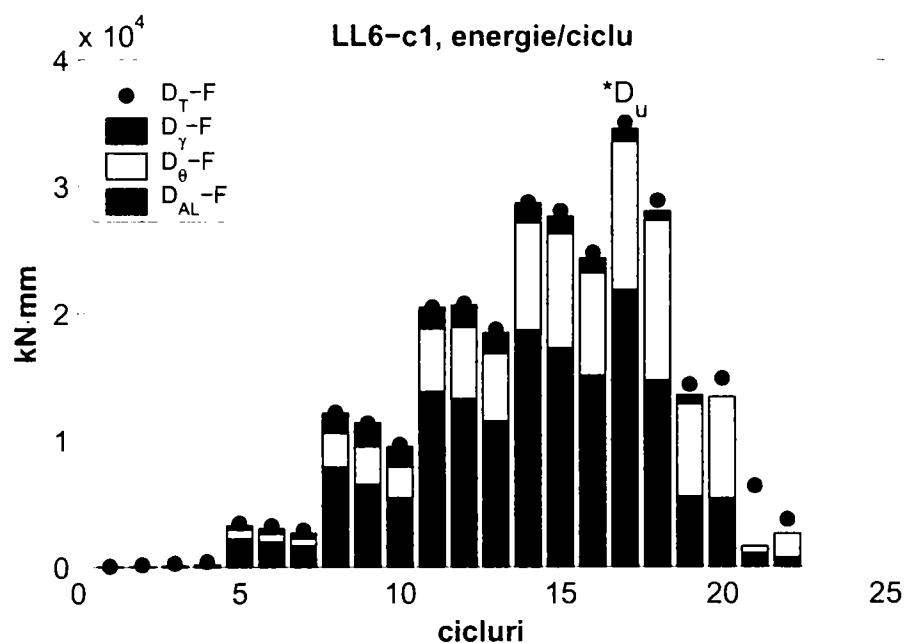


Figura IV.21: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL6-c1.

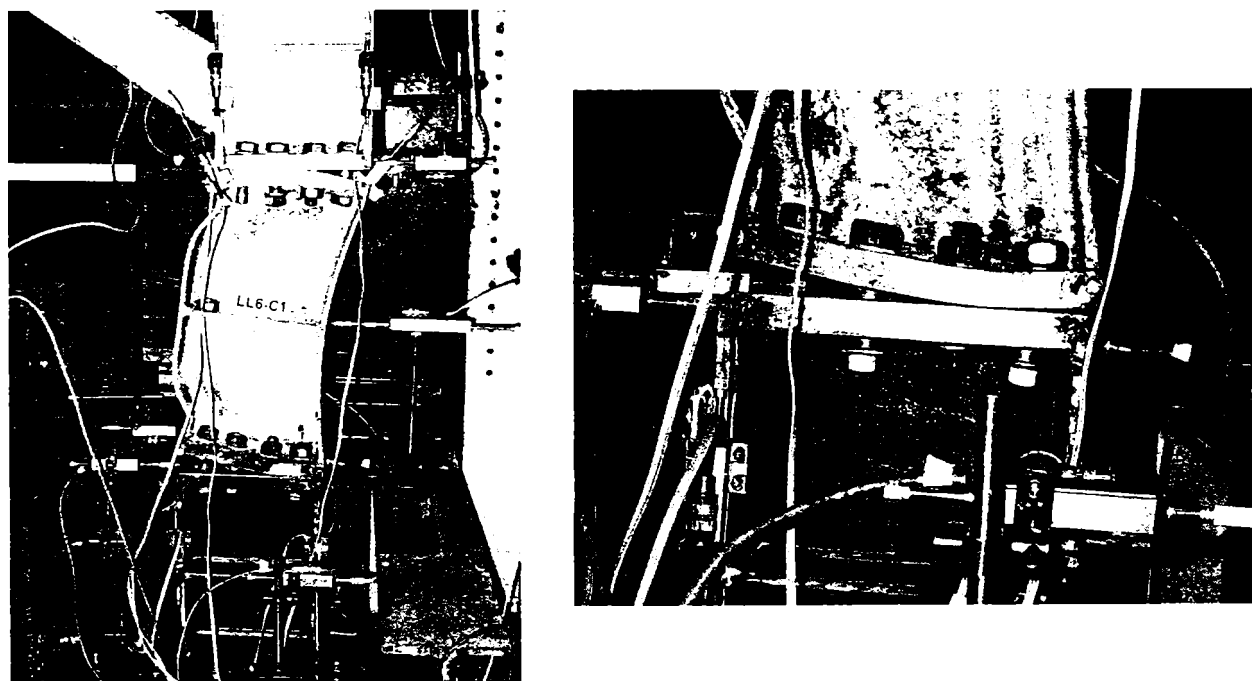


Figura IV.22: Modul de cedare al specimenului LL6-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LL6-c1:

- -4.1 – cedarea filetului la unul dintre șuruburi; exfolierea vopselei de pe inimă
- -6.1 – voalarea tălpilor
- ± 8.2 – voalare inimă
- -12.1 distrugerea completă a filetului la șuruburile exterioare

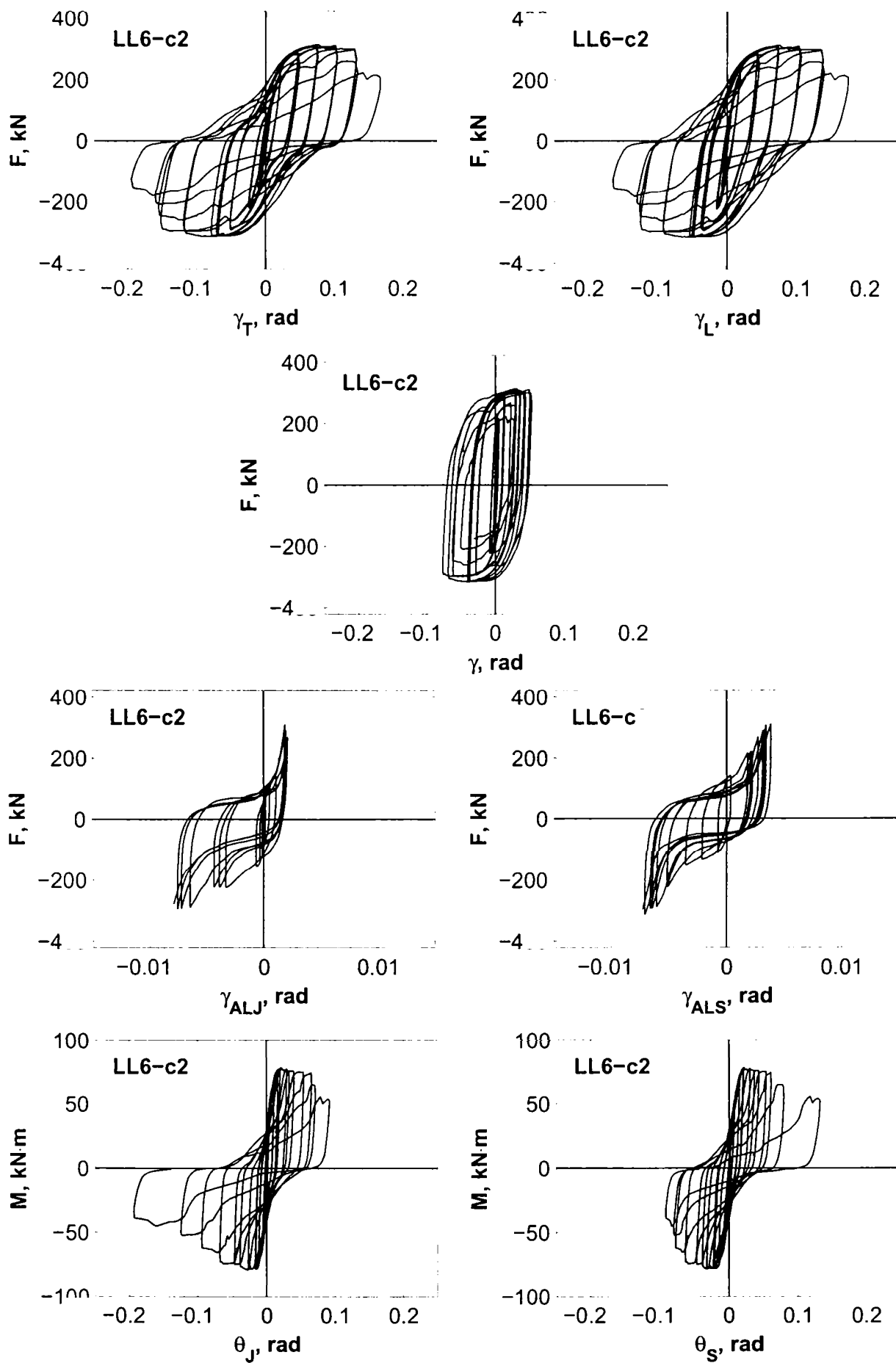


Figura IV.23: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL6-c2.

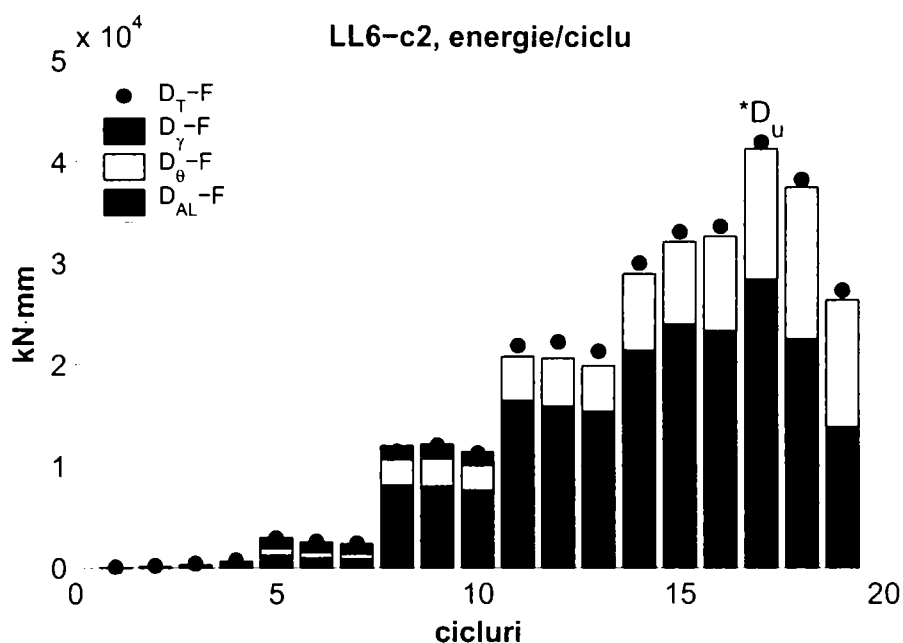


Figura IV.24: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL6-c2.

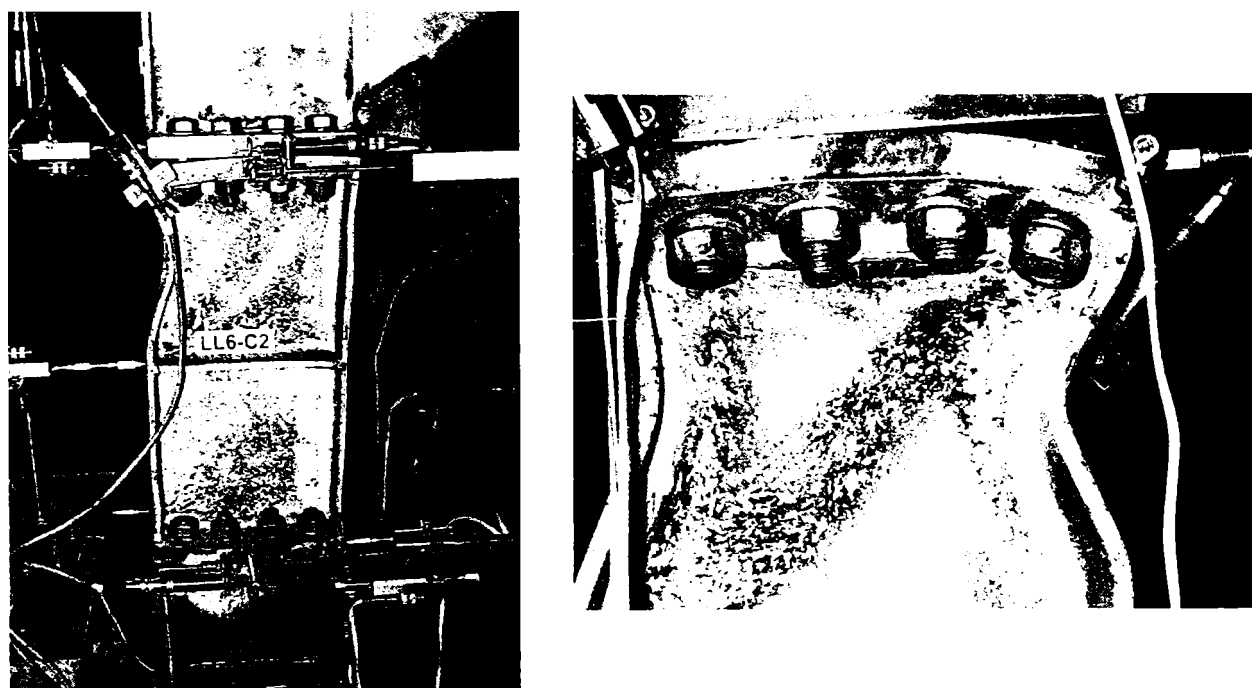


Figura IV.25: Modul de cedare al specimenului LL6-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LL6-c2:

- ± 2.1 – exfoliere vopsea de pe inimă
- ± 4.1 – deformații permanente ale plăcii de capăt
- ± 4.3 – exfoliere vopsea de pe tălpi
- ± 6.2 – voalare inimă în panoul superior; voalare tălpi
- ± 8.1 – cedarea filetului la șuruburile marginale
- ± 8.3 – voalare inimă în panoul inferior
- ± 10.3 – forfecarea inimii linkului lângă sudura dintre inimă și placa de capăt superioară; distrugerea completă a filetului la șuruburile exterioare

Seria LH6

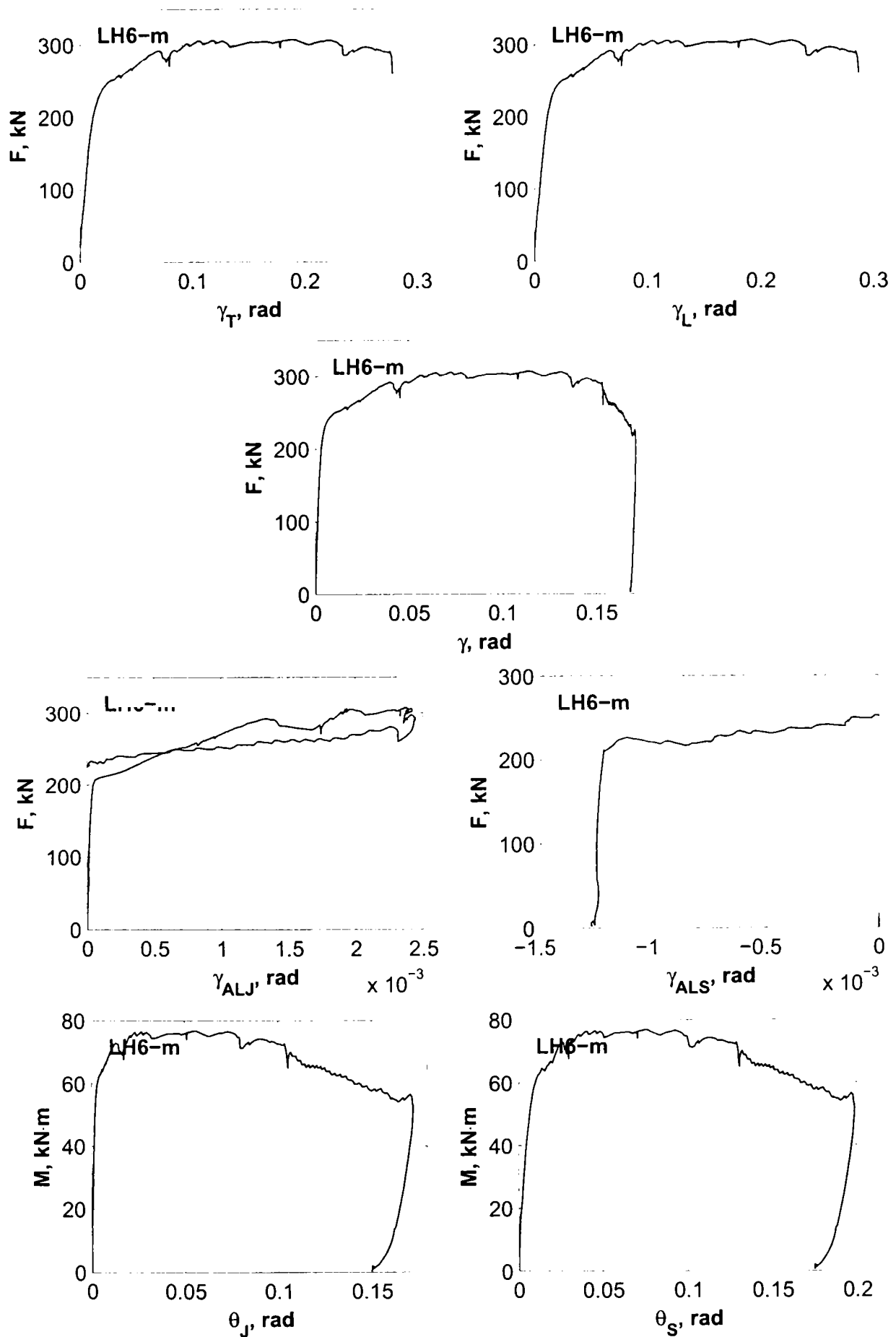


Figura IV.26: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH6-m.

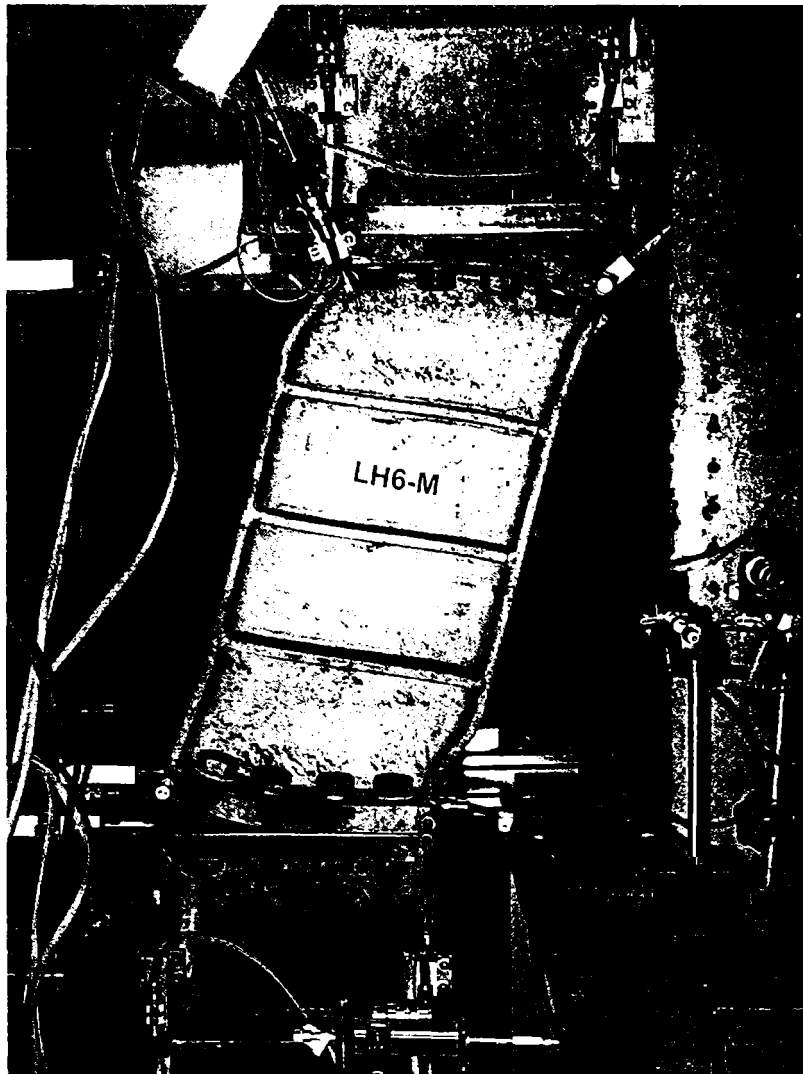


Figura IV.27: Modul de cedare al specimenului LH6-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LH6-m:

- $\gamma_T=0.048$ – exfolierea vopselei de pe inima linkului în panourile marginale
- $\gamma_T=0.058$ – exfolierea vopselei la tălpi și inimă în toate panourile; exfoliere vopsea la sudurile inimă-rigidizări și inimă-placă de capăt
- $\gamma_T=0.078$ – cedare șurub în filet
- $\gamma_T=0.112$ – voalare tălpi link

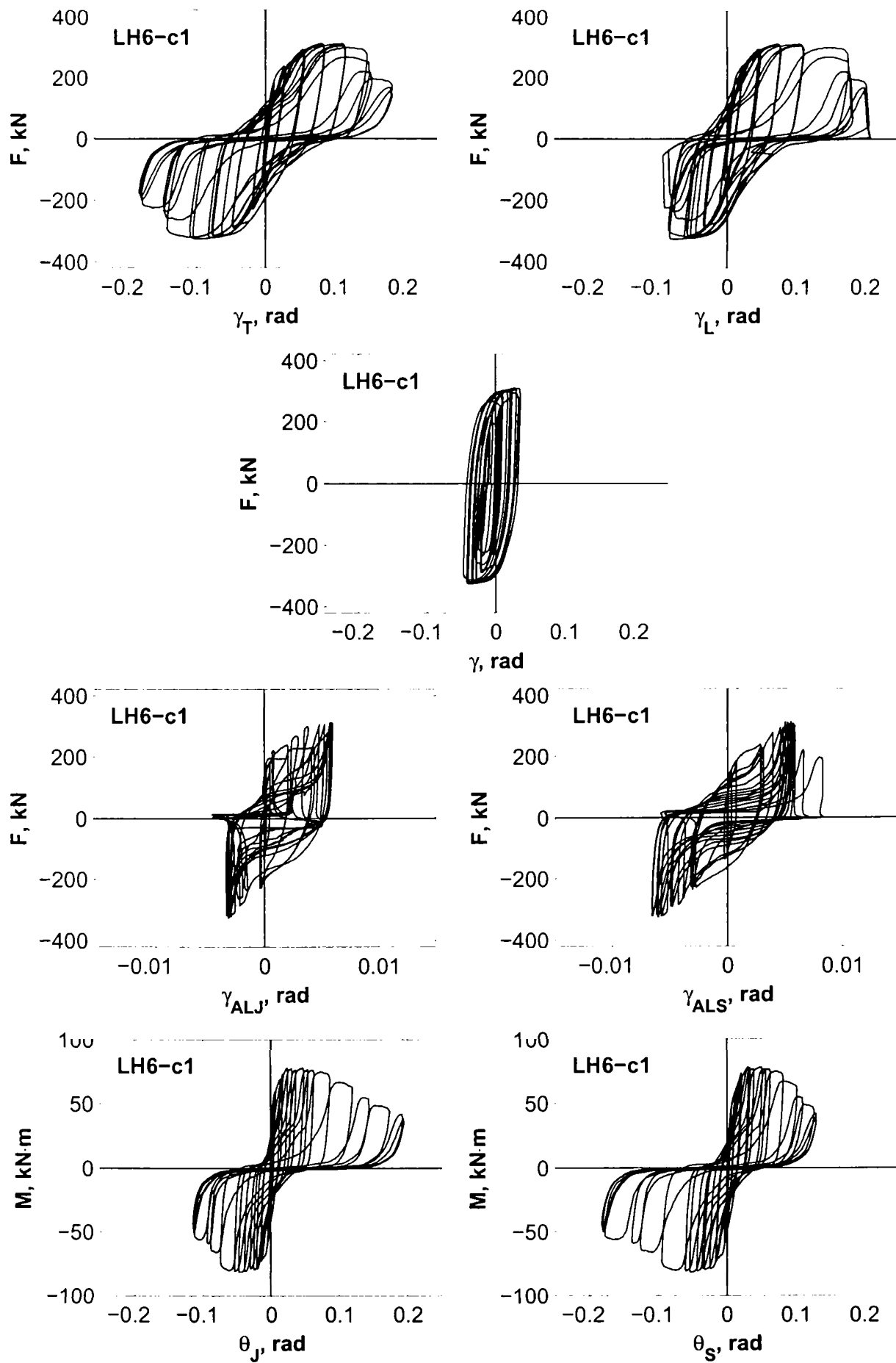


Figura IV.28: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH6-c1.

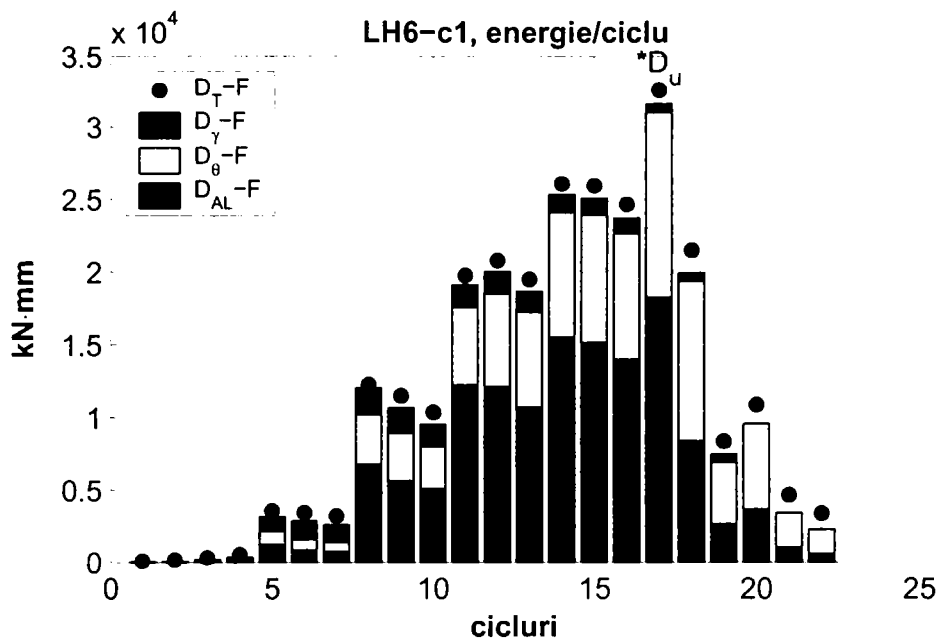


Figura IV.29: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH6-c1.

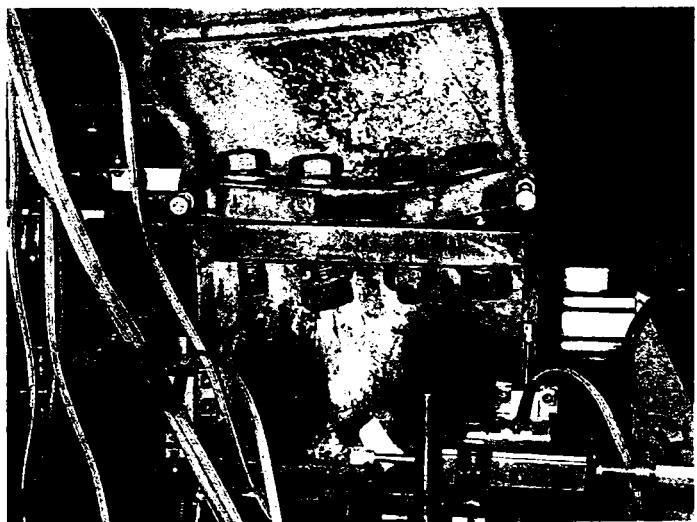


Figura IV.30: Modul de cedare al specimenului LH6-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LH6-c1:

- ± 4.1 – exfolierea vopselei pe inimă și tălpi
- $+6.1$ – voalarea tălpilor
- ± 6.3 – exfolierea vopselei la sudurile inimă-rigidizări și inimă-placă de capăt
- ± 8.3 – voalare inimă în panourile marginale
- ± 10.3 - ± 12.2 – cedarea completă a șuruburilor exterioare

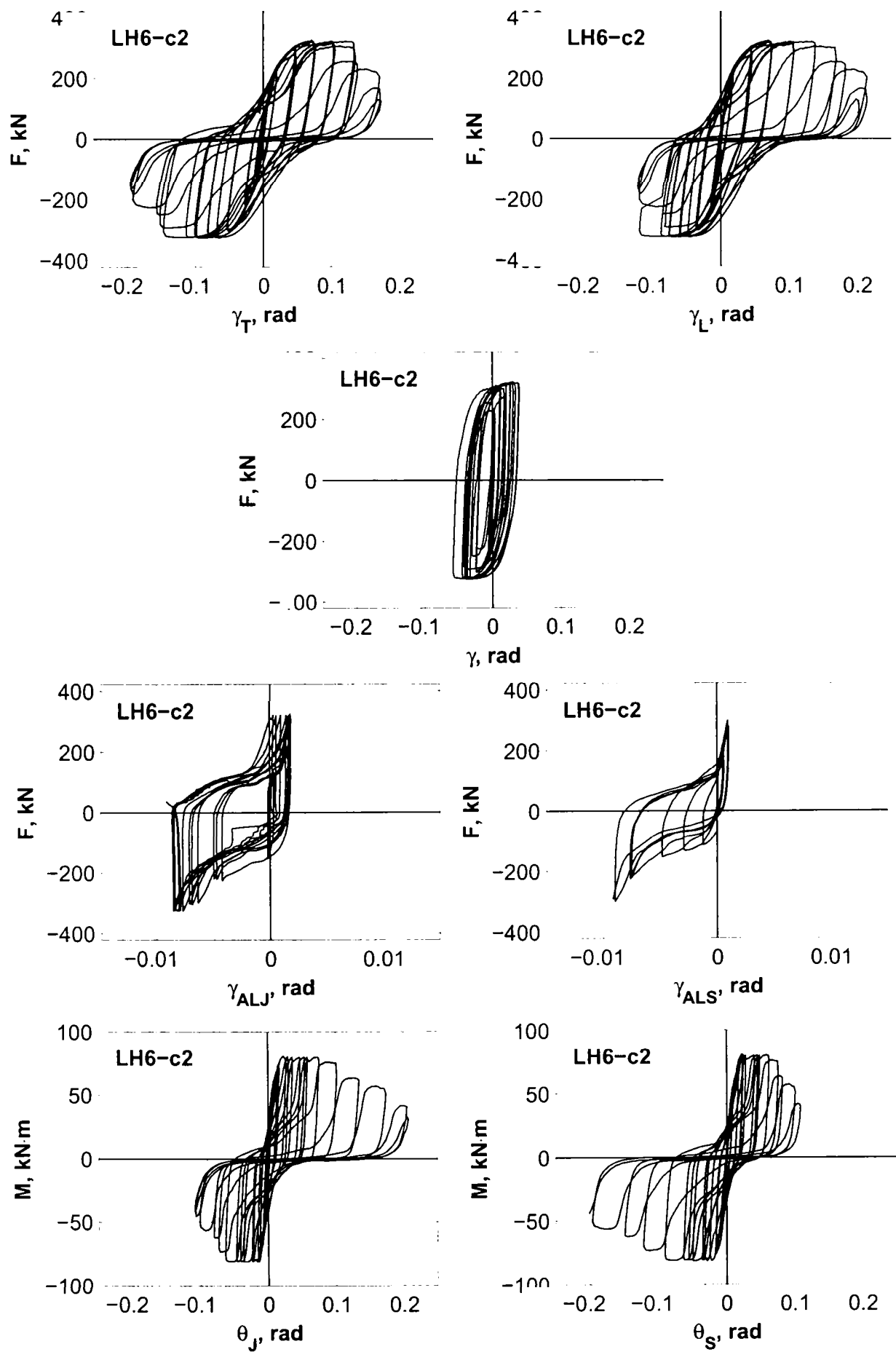


Figura IV.31: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH6-c2.

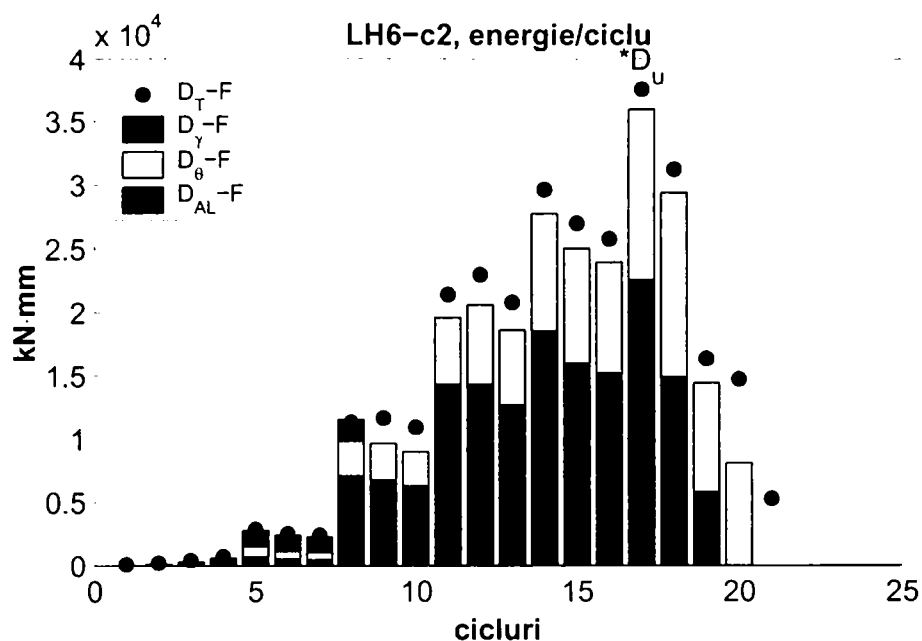


Figura IV.32: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH6-c2.

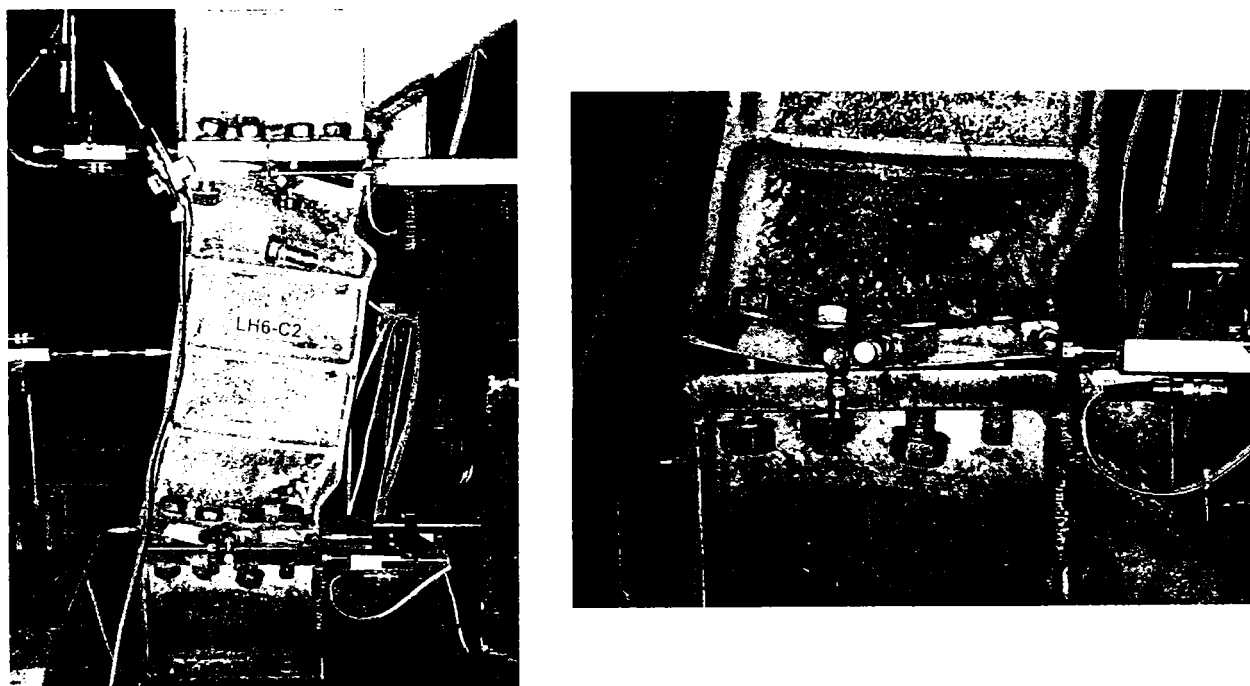


Figura IV.33: Modul de cedare al specimenului LH6-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LH6-c2:

- ± 2.1 – exfolierea vopselei de pe inimă în panourile marginale
- ± 4.1 – exfolierea vopselei și în panourile interioare
- $+6.1$ – voalare tălpi
- $+6.2, +6.3$ – cedări ale filetelui la șuruburi
- ± 10.1 – voalare inimă în panourile marginale
- $\pm 10.2 - \pm 12.2$ – cedarea completă a șuruburilor exterioare

Seria LL5

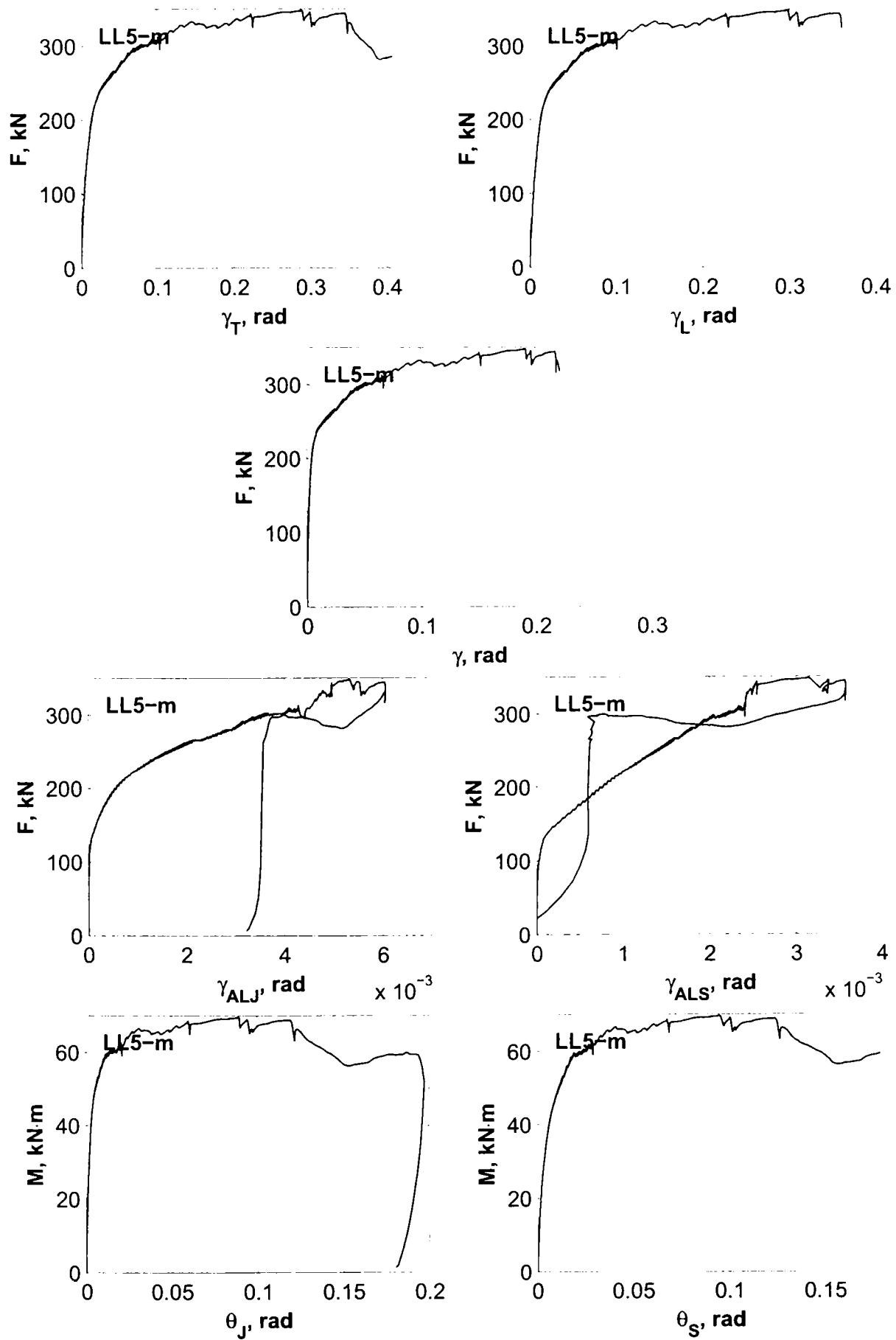


Figura IV.34: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL5-m.

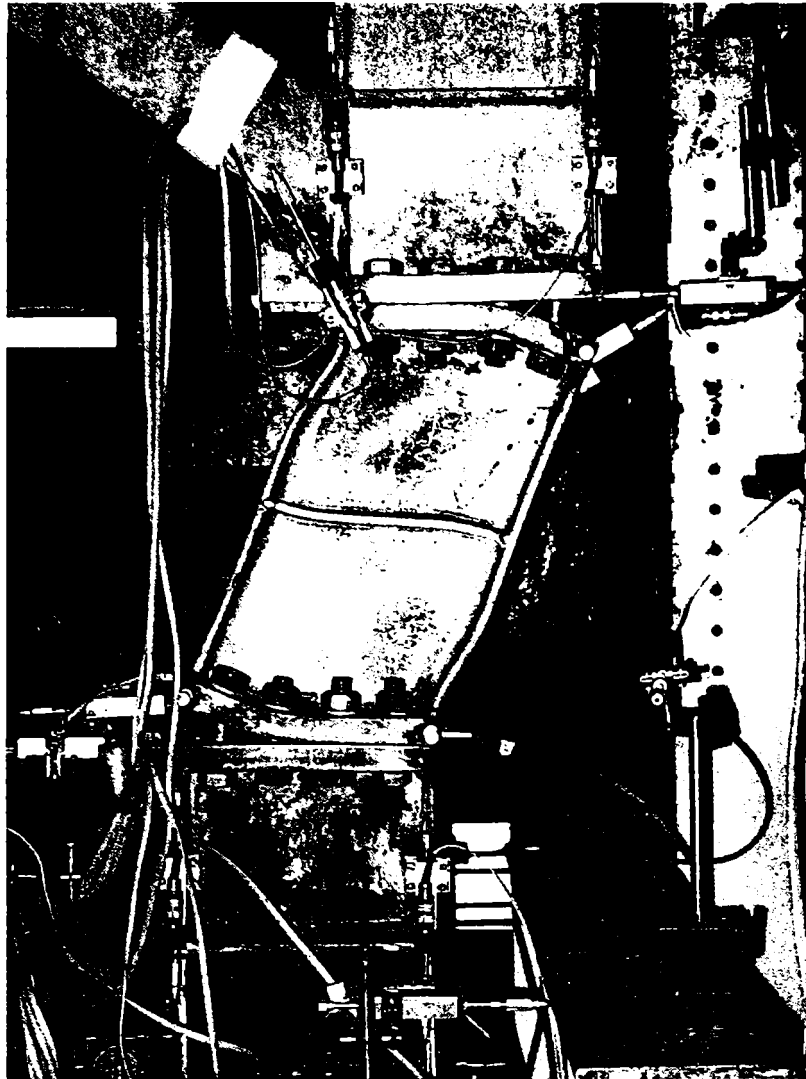


Figura IV.35: Modul de cedare al specimenului LL5-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LL5-m:

- $\gamma_T=0.054$ – exfolierea vopsea pe inimă
- $\gamma_T=0.101$ – exfoliere vopsea pe tălpi și început de voalare al tălpilor
- $\gamma_T=0.224$ – voalarea inimii
- la sfârșitul încercării toate șuruburile exterioare din zona întinsă erau complet scoase din uz

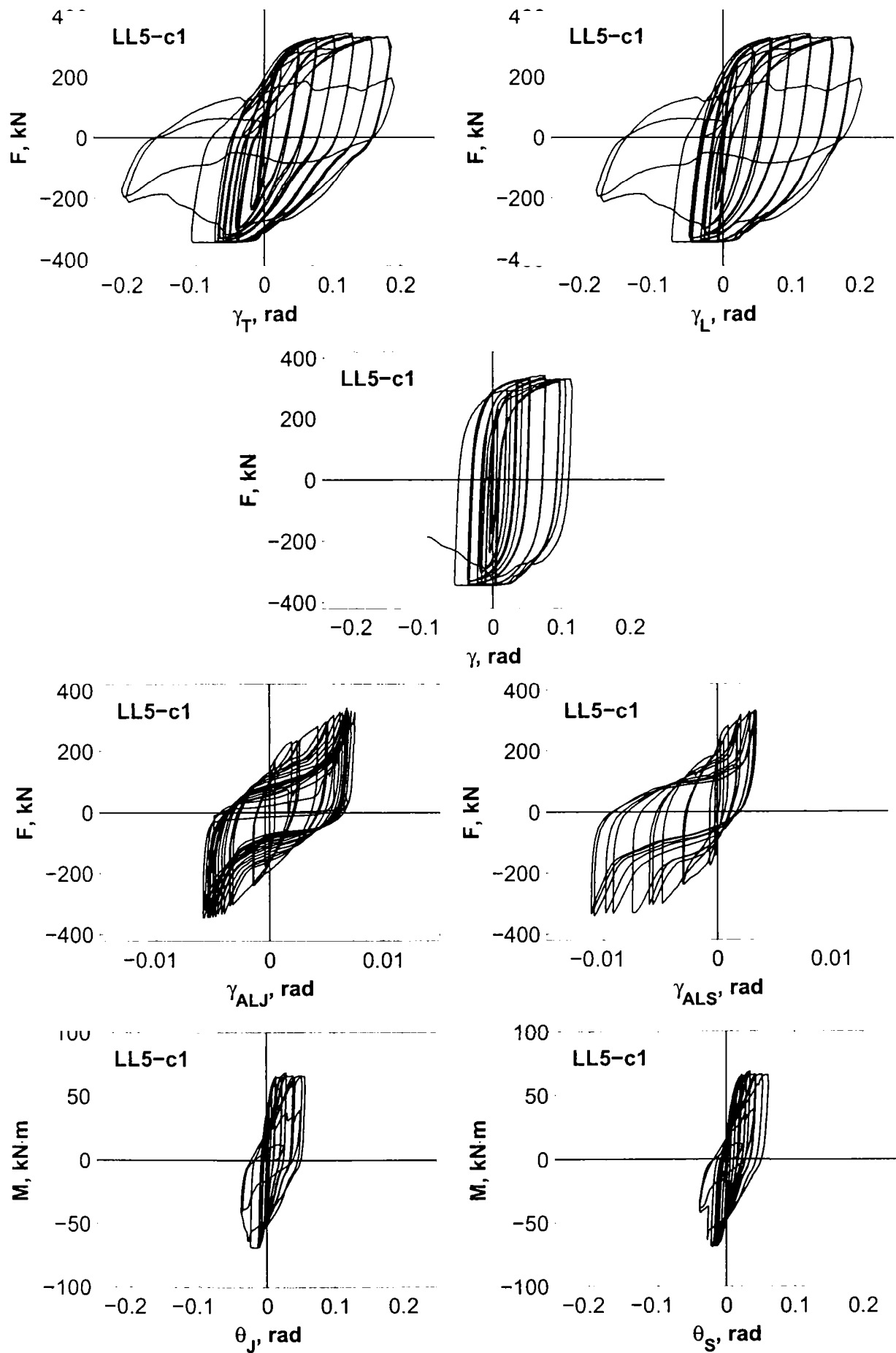


Figura IV.36: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL5-c1.

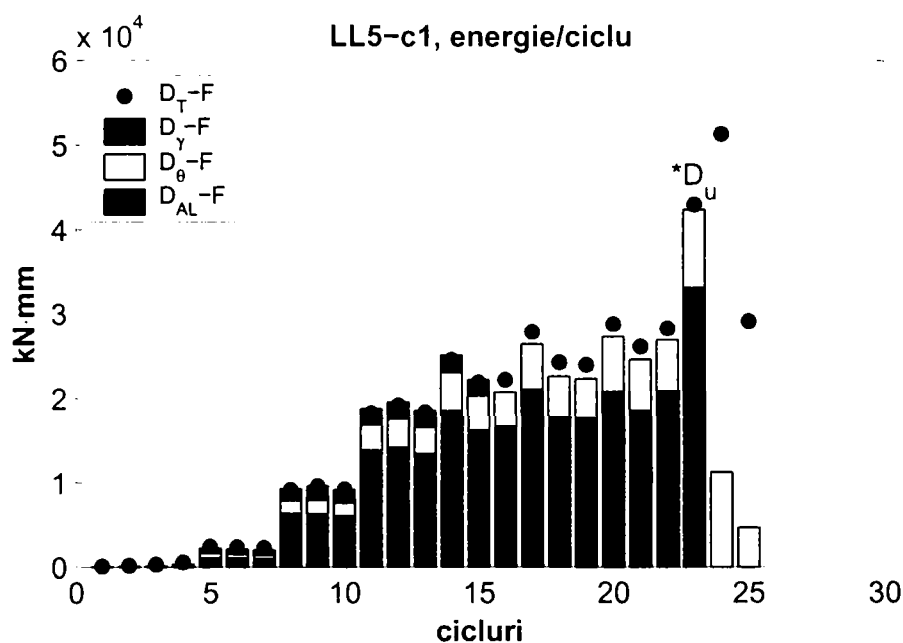


Figura IV.37: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL5-c1.

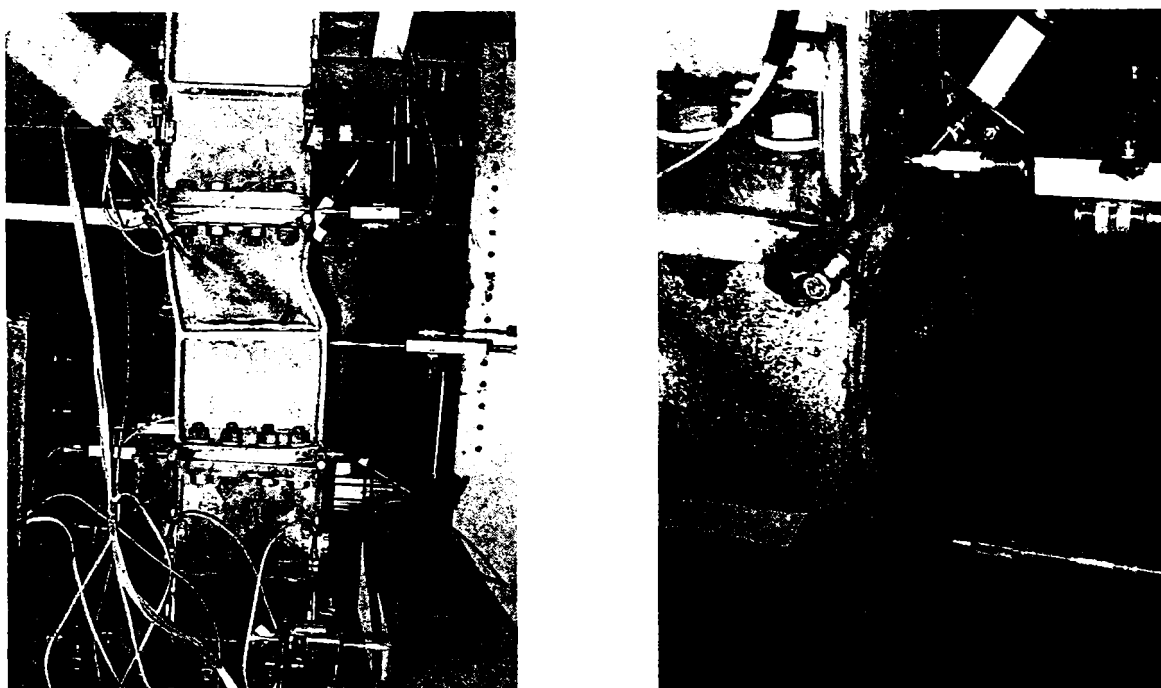


Figura IV.38: Modul de cedare al specimenului LL5-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LL5-c1:

- +2.1 – exfoliere vopsea pe inimă
- ±4.1 – deformații permanente ale plăcii de capăt
- +6.1 – exfoliere vopsea pe tălpi
- +8.1 – cedare filet într-un șurub; voalarea tălpilor
- +10.1 –voalare inimă în panoul superior
- -14.1 – cedare filet la șuruburi
- -14.2 – fisurarea și ruperea inimii în panoul superior, pe linia de sudură inimă-rigidizare
- +14.3 – extinderea ruperii pe laturile verticale ale panoului
- -14.3 – fisurarea tălpii în dreptul rigidizării

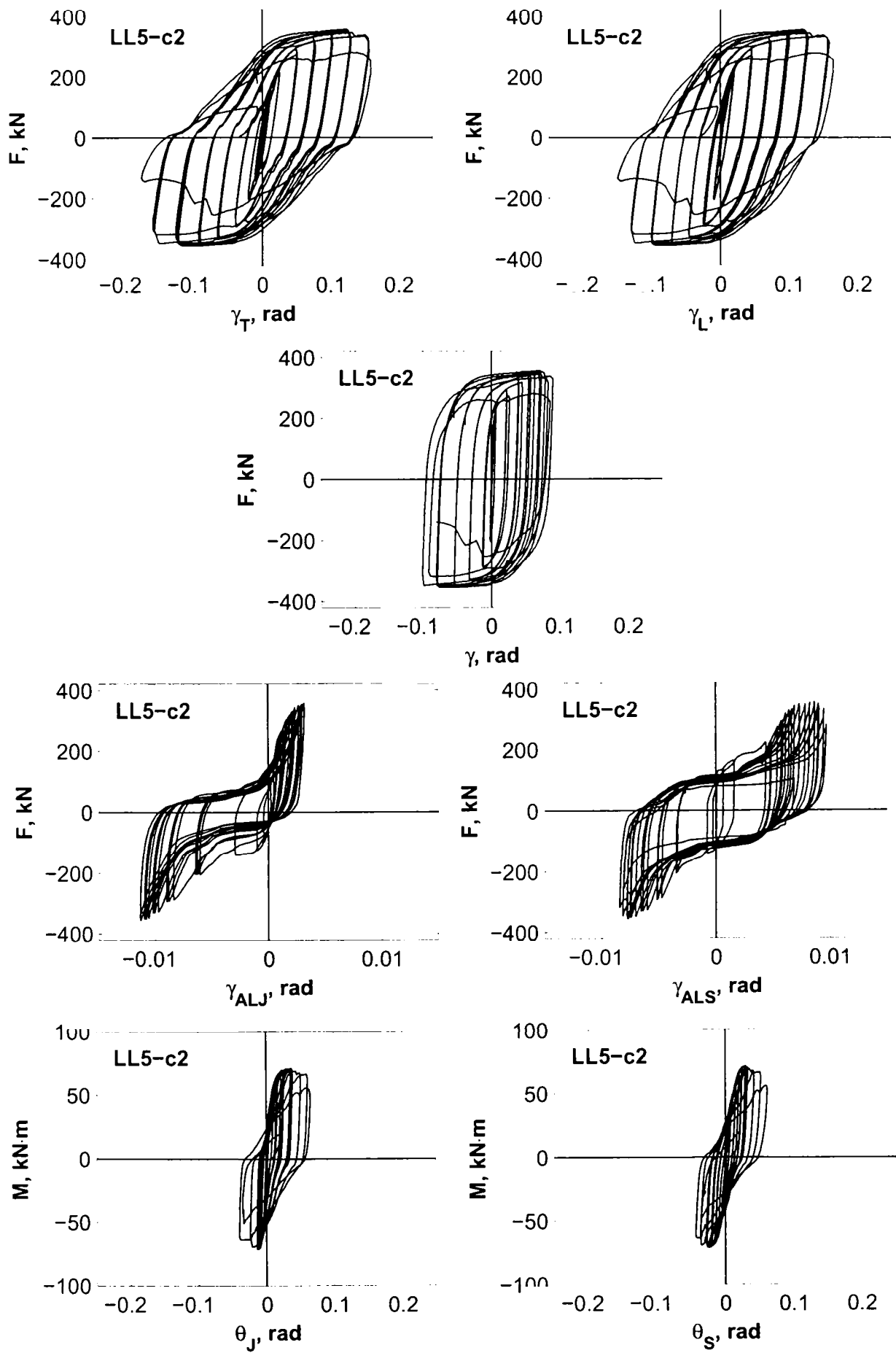


Figura IV.39: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-c2.

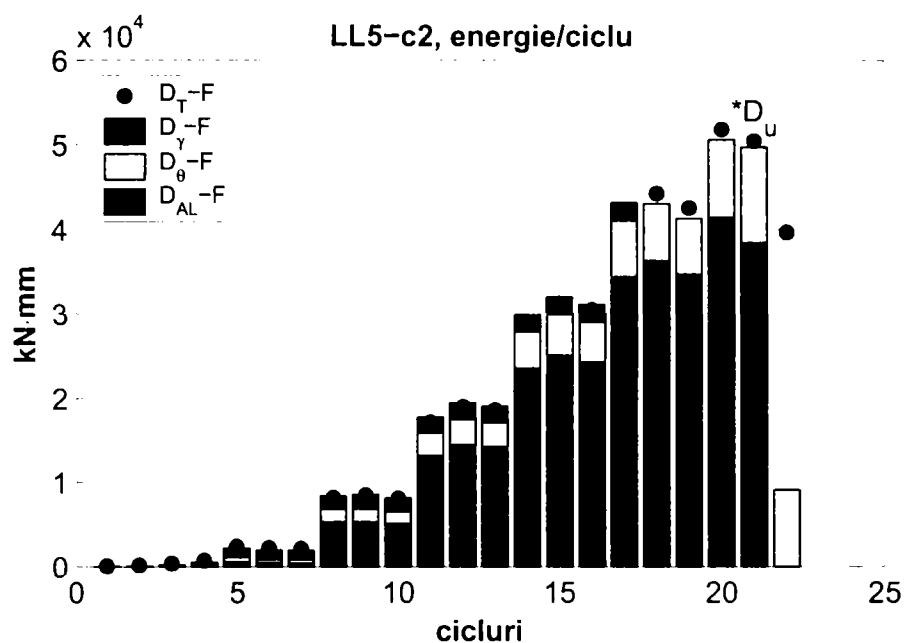


Figura IV.40: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL5-c2.

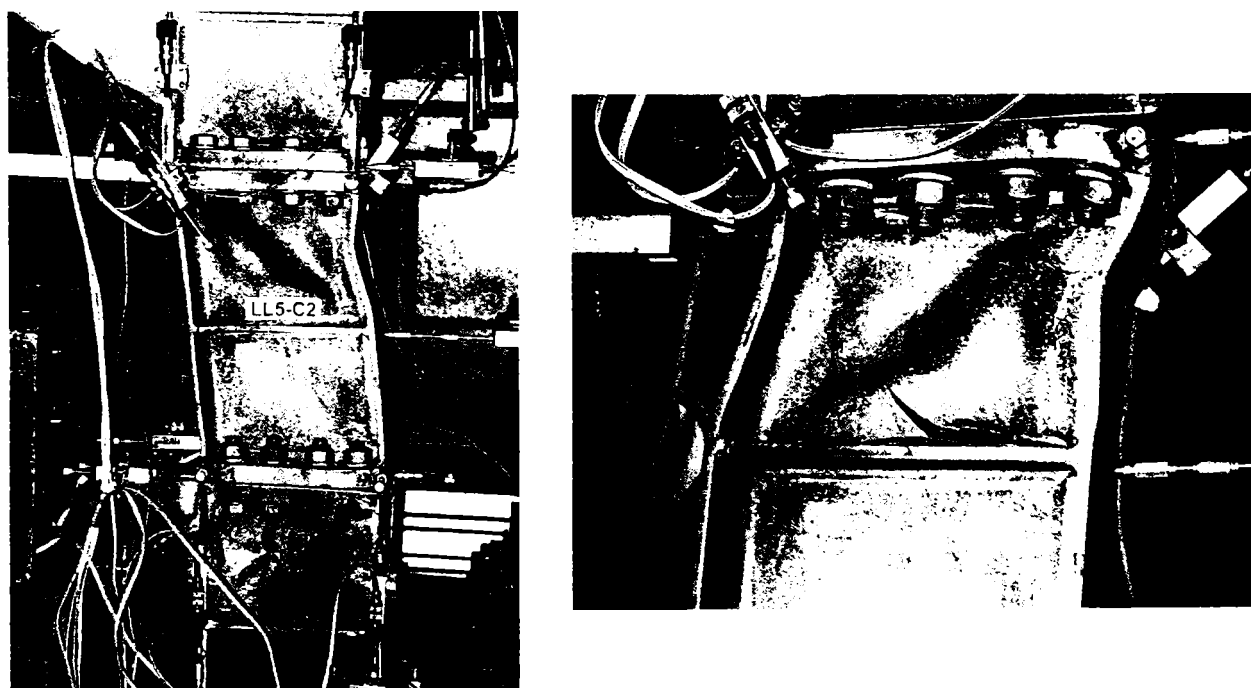


Figura IV.41: Modul de cedare al specimenului LL5-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LL5-c2:

- ± 4.1 – exfolierea vopselii pe inimă
- $+6.1$ – exfoliere vopsea la sudura inimă-rigidizare
- $+8.1$ – voalarea inimii la panoul superior
- ± 8.3 – voalare tălpii
- $+10.1$ – cedare filet la șuruburi
- $+12.2$ – ruperea inimii pe linia de sudură inimă-placă de capăt superioară
- $+12.3$ – ruperea inimii pe linia de sudură inimă-rigidizare
- -12.3 – extinderea ruperii inimii pe latura verticală a panoului

Seria LH5

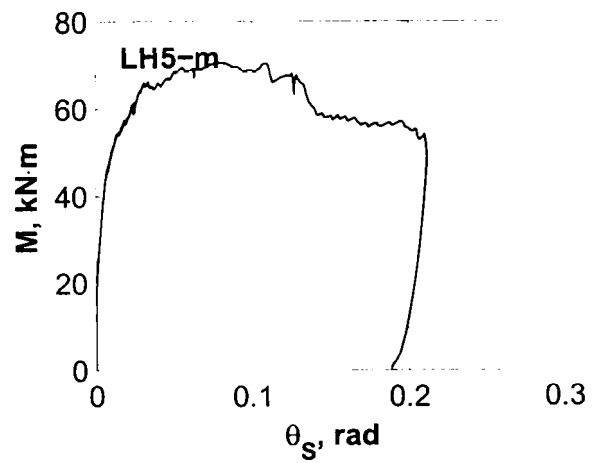
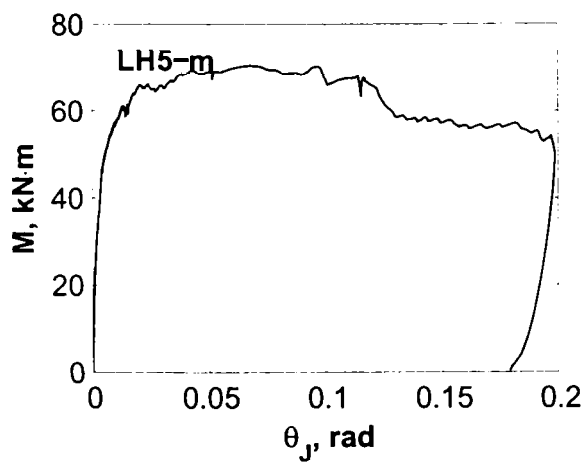
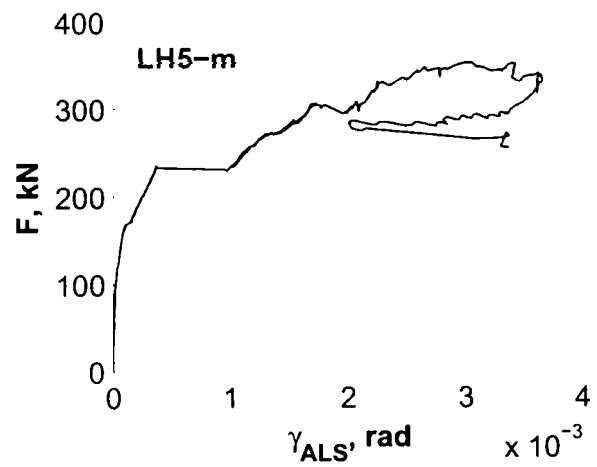
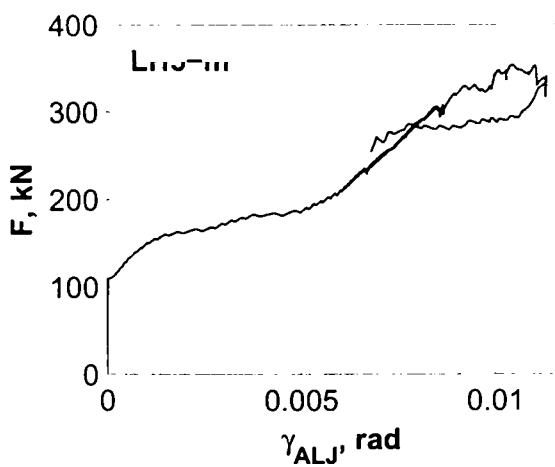
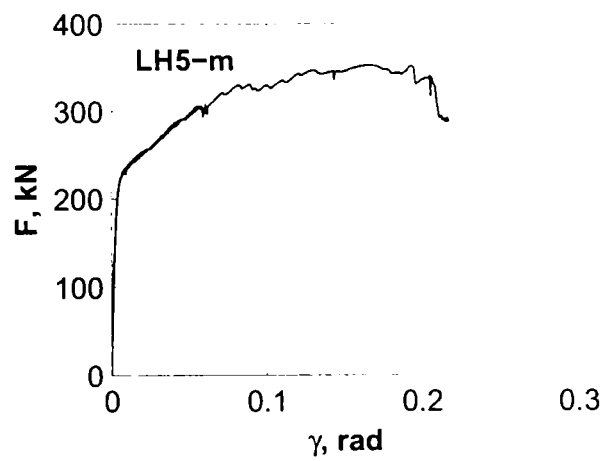
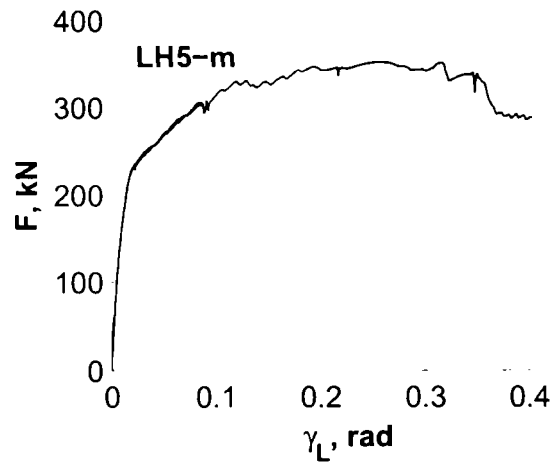
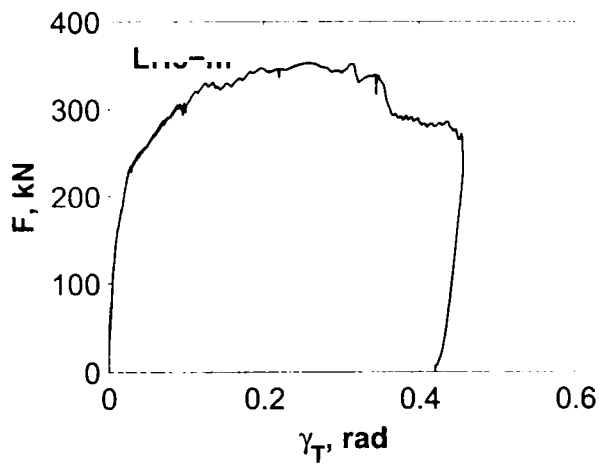


Figura IV.42: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH5-m.

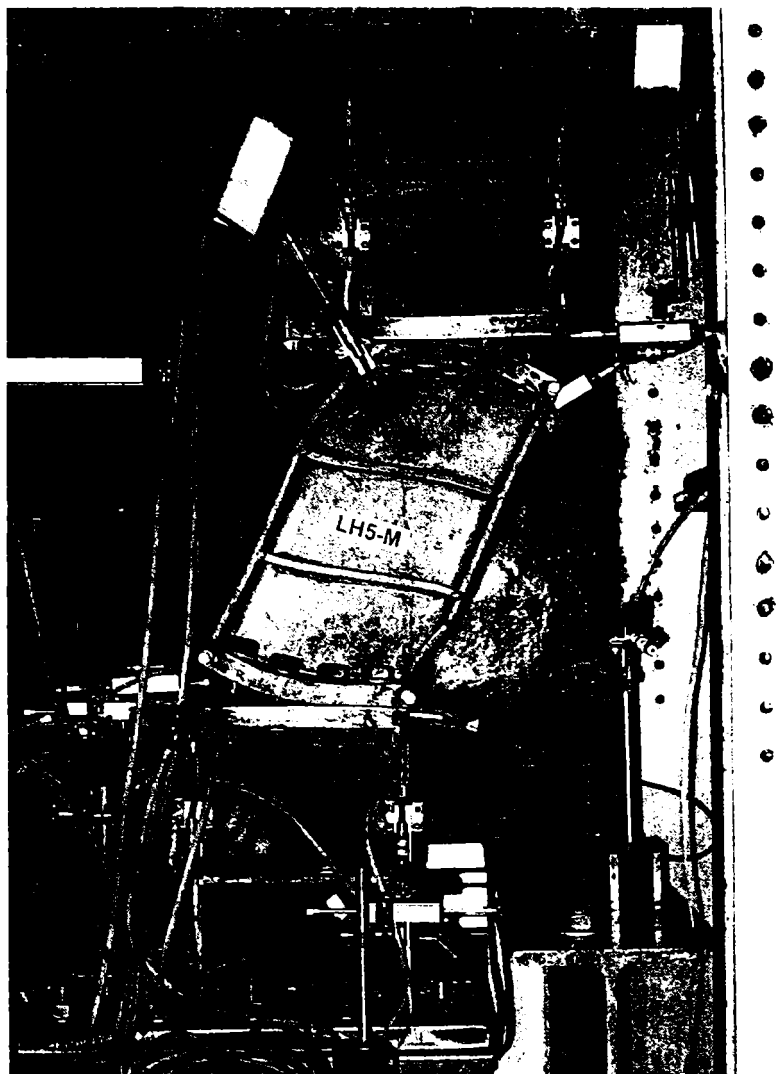


Figura IV.43: Modul de cedare al specimenului LH5-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LH5-m:

- $\gamma_T=0.075$ – exfoliere vopsea pe inimă și la sudurile inimă-rigidizare și inimă-placă de capăt
- $\gamma_T=0.175$ – exfoliere vopsea și voalare la tălpi în panourile marginale
- $\gamma_T=0.345$ – voalarea inimii în panoul superior
- $\gamma_T=0.406$ – distrugerea completă a filetelui la șuruburile exterioare din tona întinsă

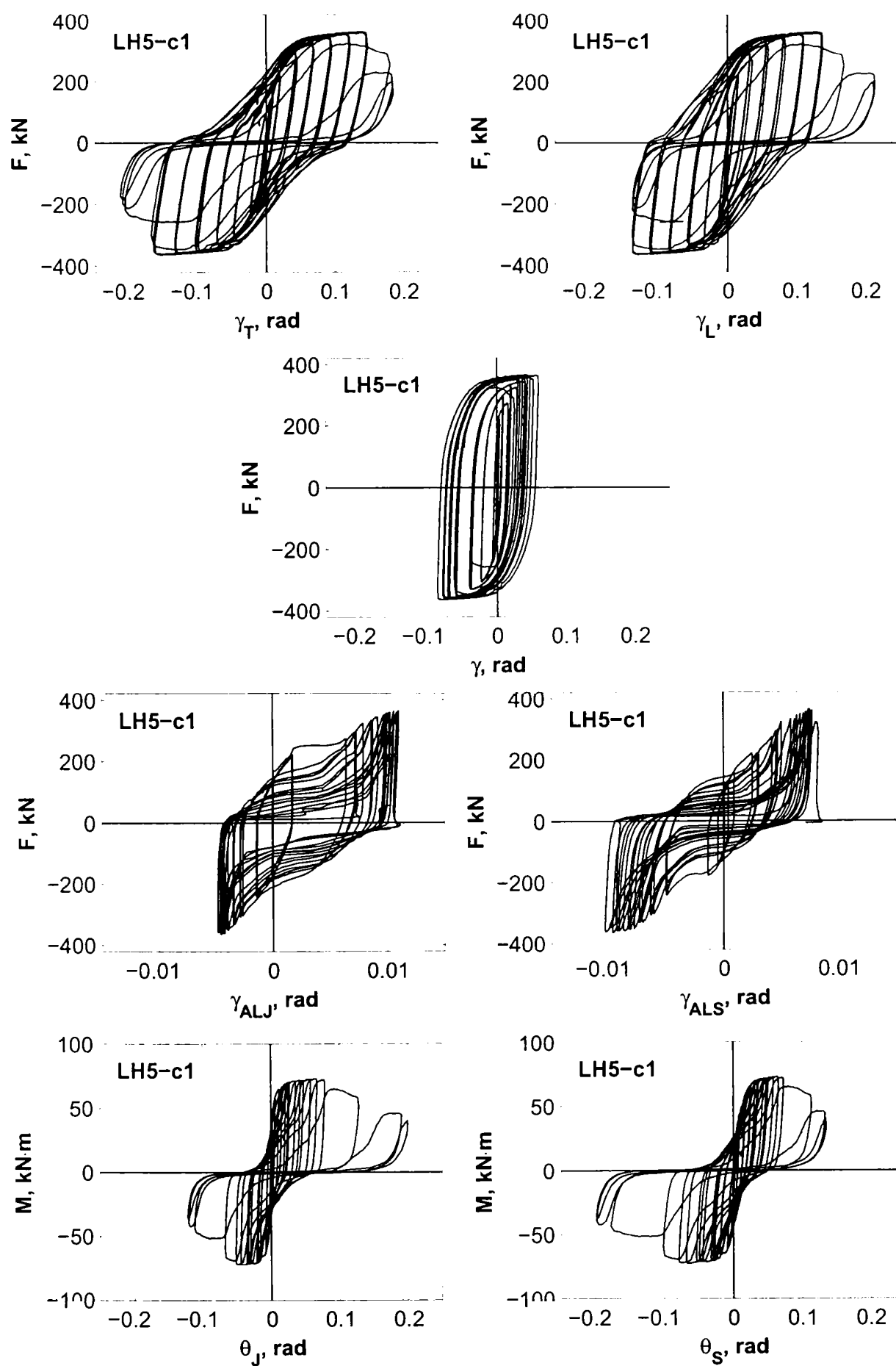


Figura IV.44: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH5-c1.

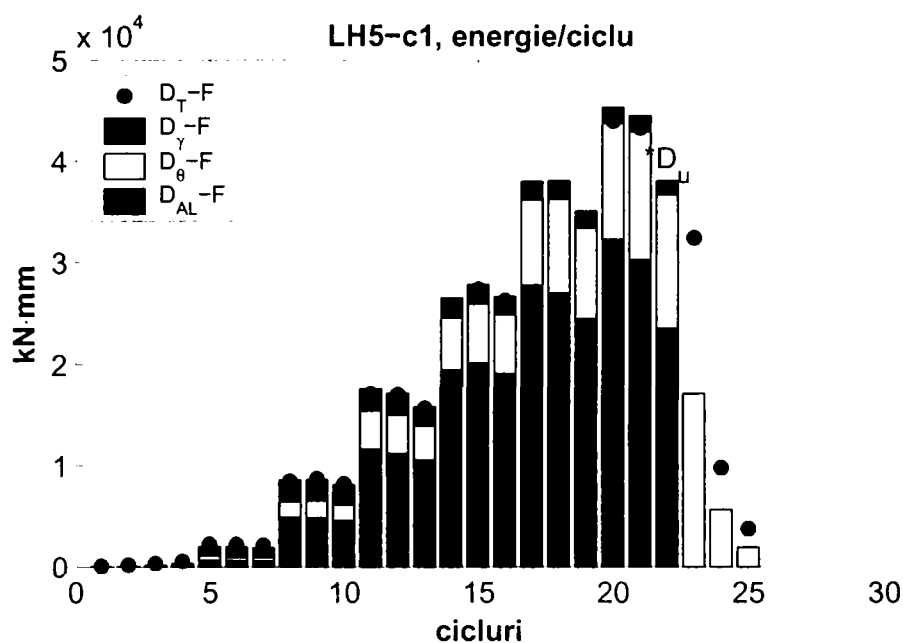


Figura IV.45: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH5-c1.

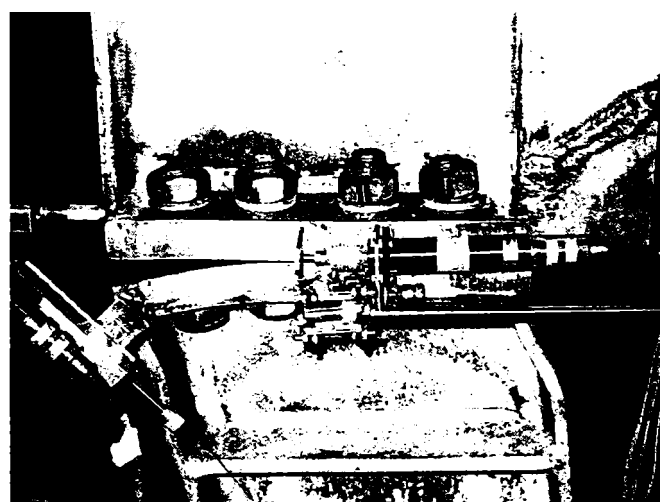
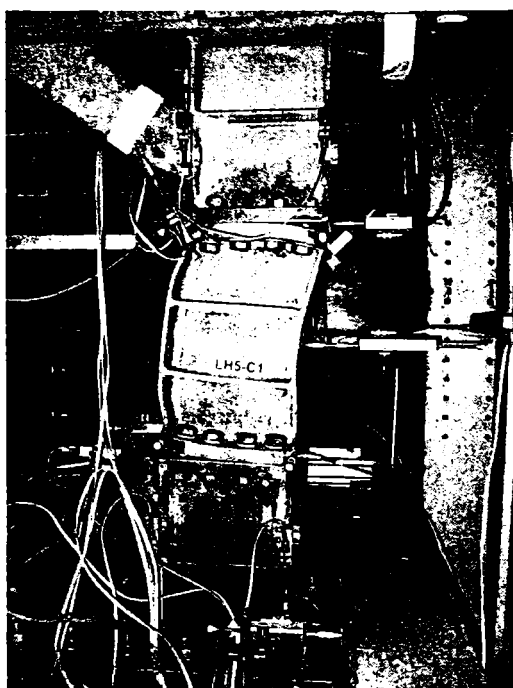


Figura IV.46: Modul de cedare al specimenului LH5-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LH5-c1:

- +4.1 – exfolierea vopselei pe inimă în panourile marginale
- +4.2 – exfolierea vopselei pe tălpi
- +6.1 – voalarea tălpilor
- +12.1 – voalarea panoului superior
- -12.1 – voalarea panoului inferior
- -14.1 - ±14.3 – distrugerea completă a filetului la șuruburile din rândurile exterioare
- unul dintre șuruburi a cedat prin rupere în tijă

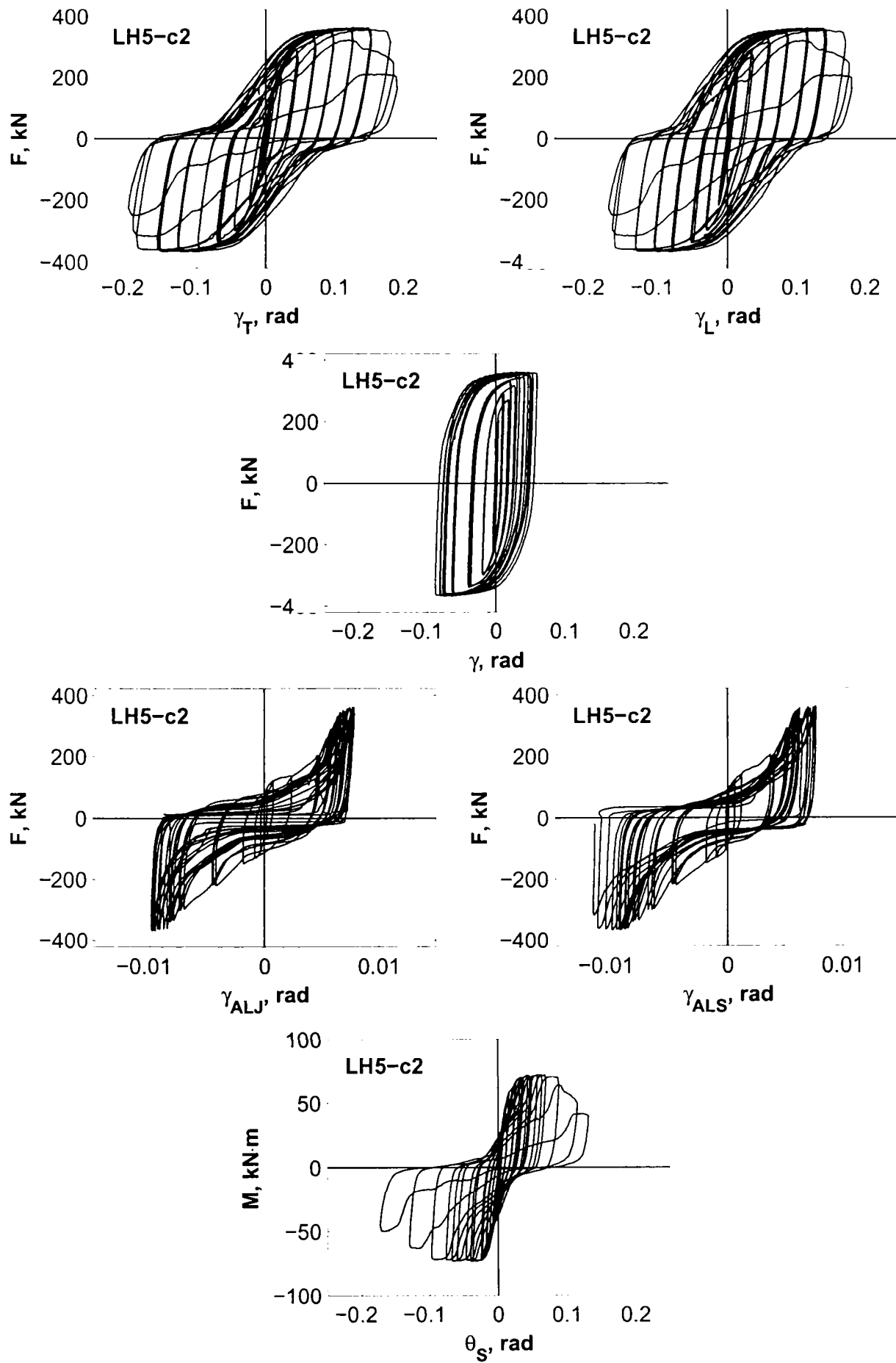


Figura IV.47: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH5-c2.

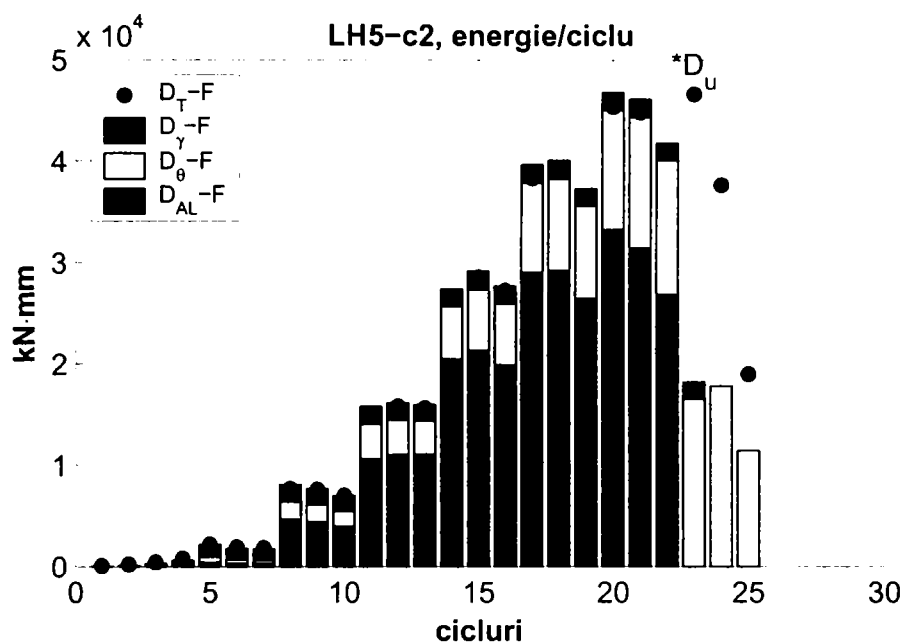


Figura IV.48: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH5-c2.

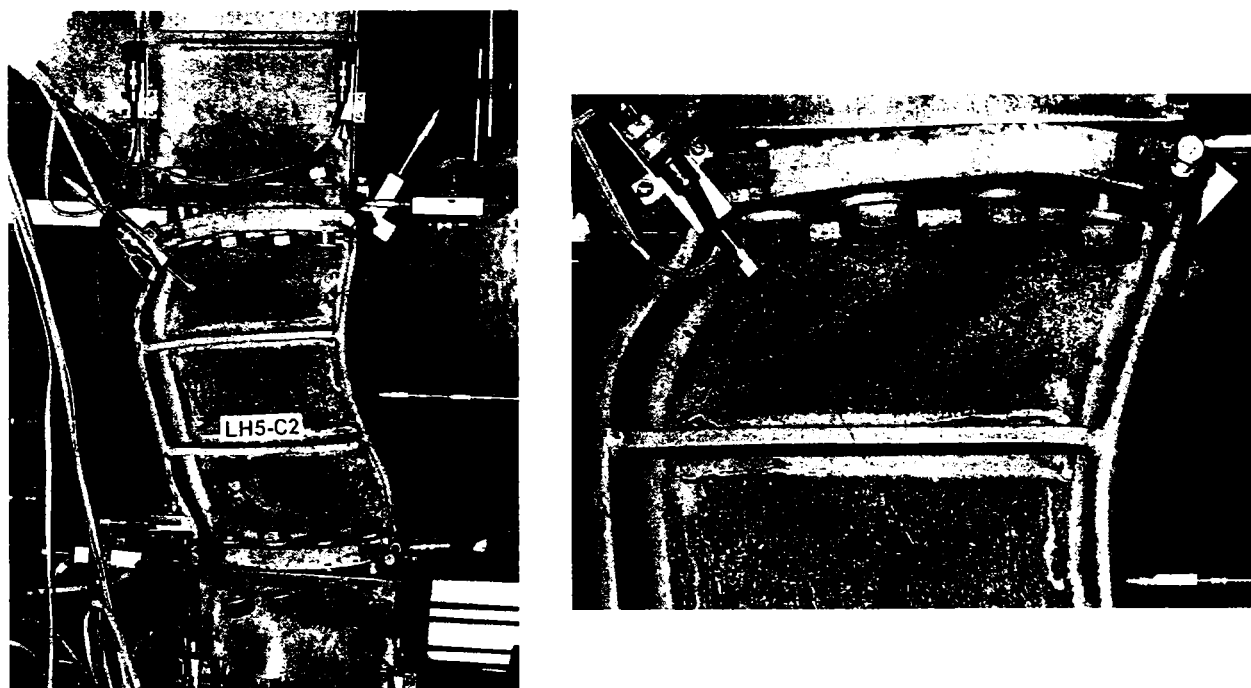


Figura IV.49: Modul de cedare al specimenului LH5-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LH5-c2:

- ± 4.1 – exfoliere vopsea la sudurile inimă-rigidizări
- $+6.1$ – exfoliere vopsea pe inimă
- $+6.2$ – exfoliere vopsea și voalare tălpi
- -10.2 – voalare inimă în panoul superior
- -12.2 – voalare inimă în panoul inferior
- $+14.2$ – ruperea inimii în panoul superior pe linia de sudură inimă-placă de capăt și inimă-rigidizare
- ± 14.3 – distrugerea completă a filetelui la șuruburile exterioare

Seria LL4

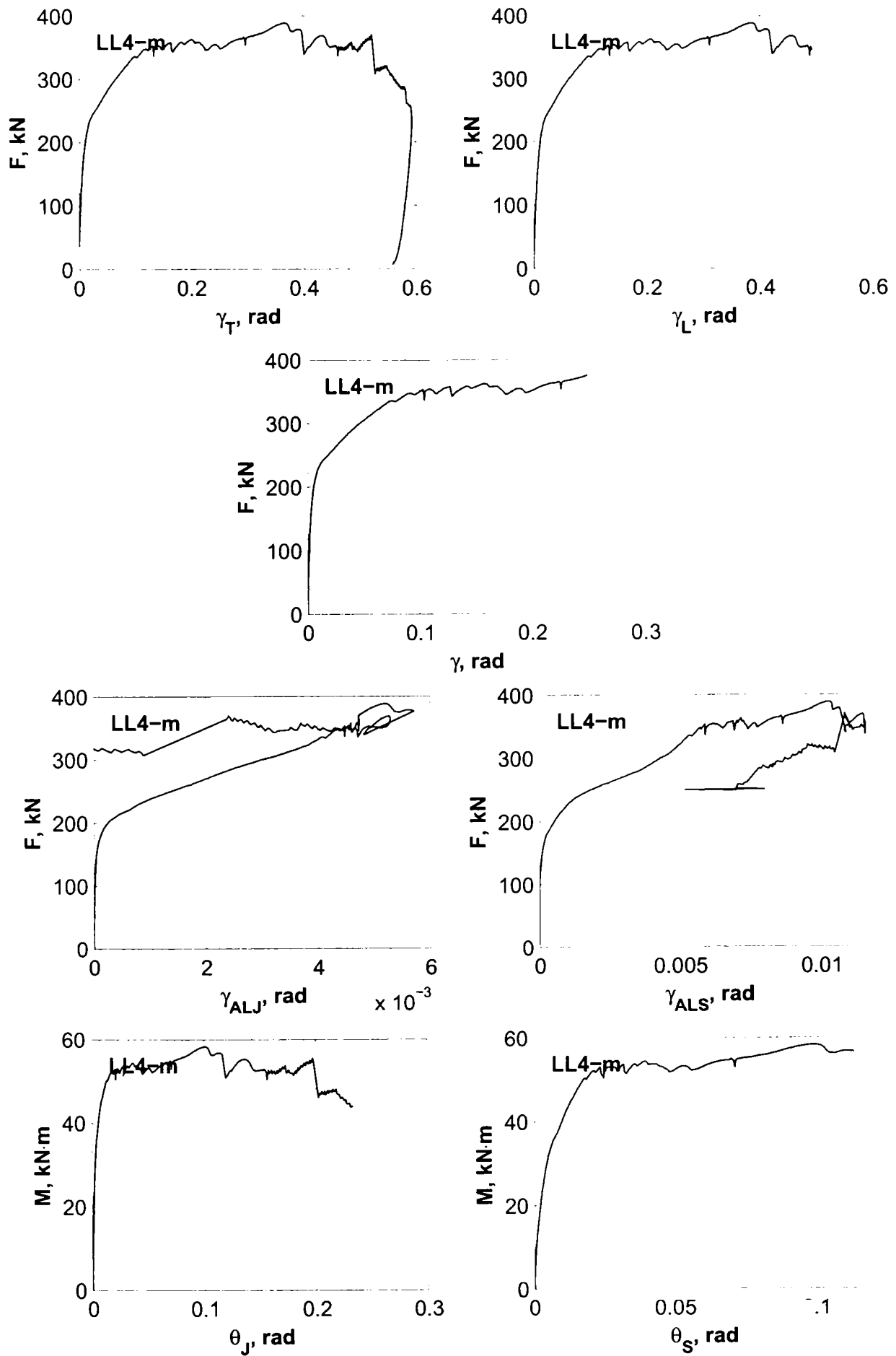


Figura IV.50: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-m.

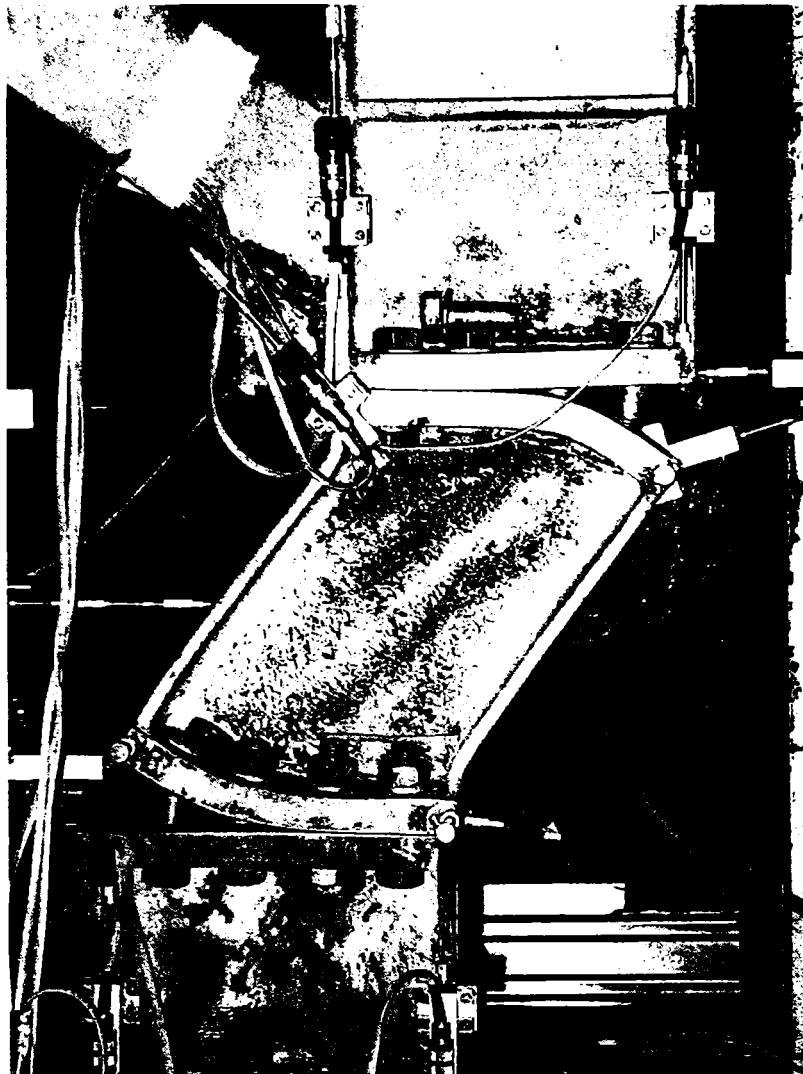


Figura IV.51: Modul de cedare al specimenului LL4-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LL4-m:

- $\gamma_T=0.034$ – exfoliere vopsea panou
- $\gamma_T=0.130$ – voalare inimă
- $\gamma_T=0.165$ – cedare filet în șuruburi
- $\gamma_T=0.492$ – distrugerea completă a filetului la șuruburile exterioare în zona întinsă

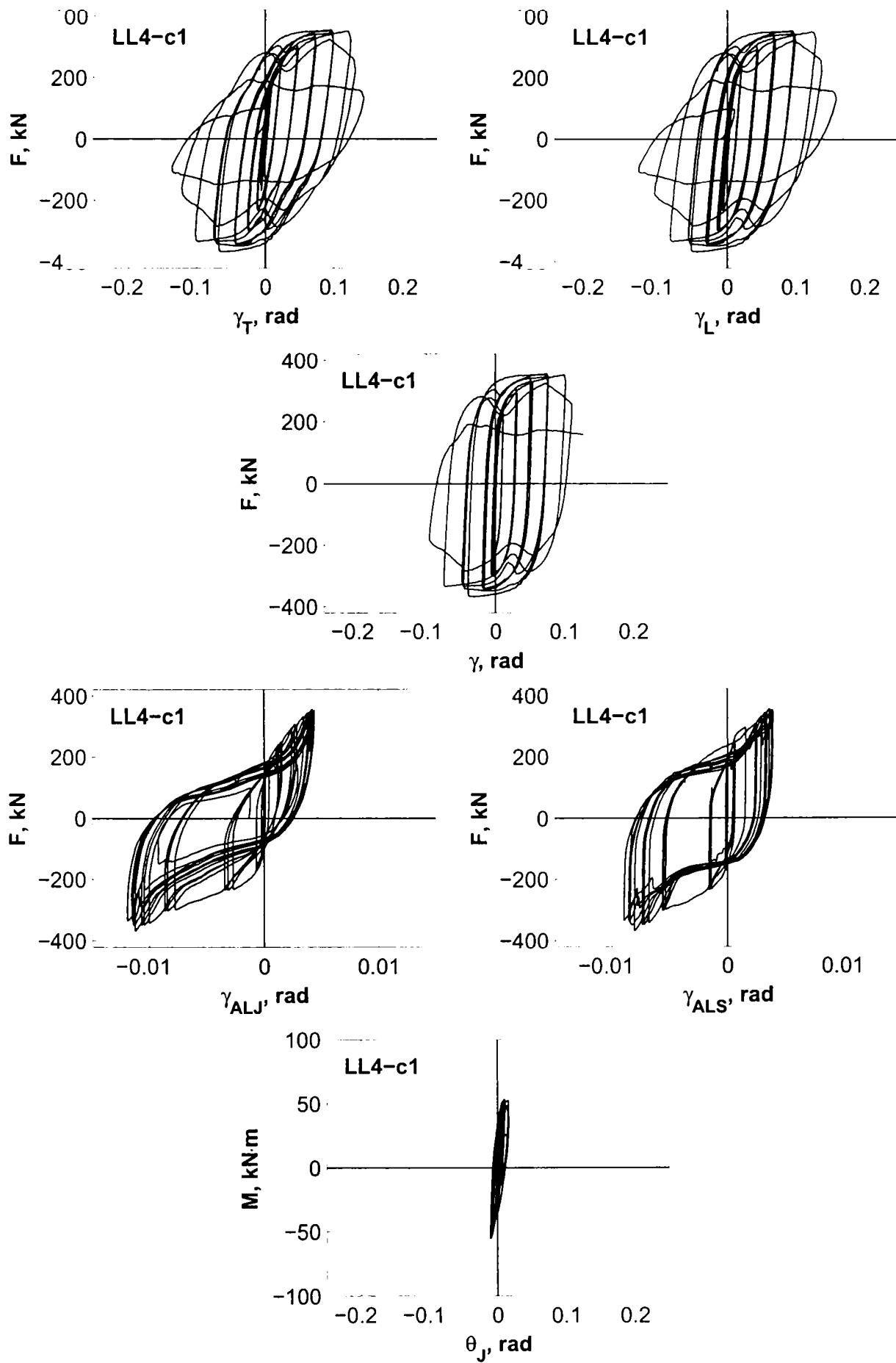


Figura IV.52: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-c1.

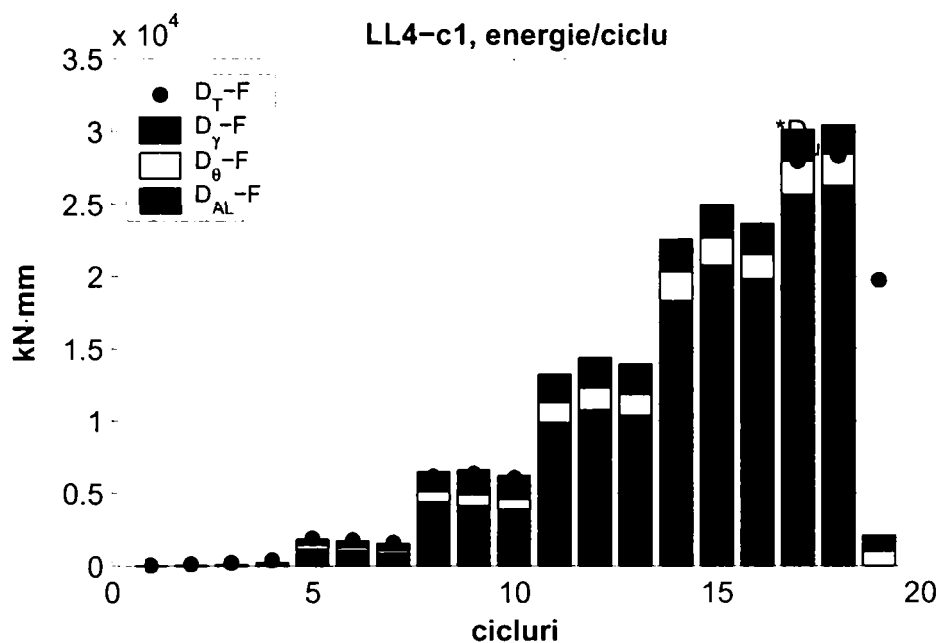


Figura IV.53: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL4-c1.

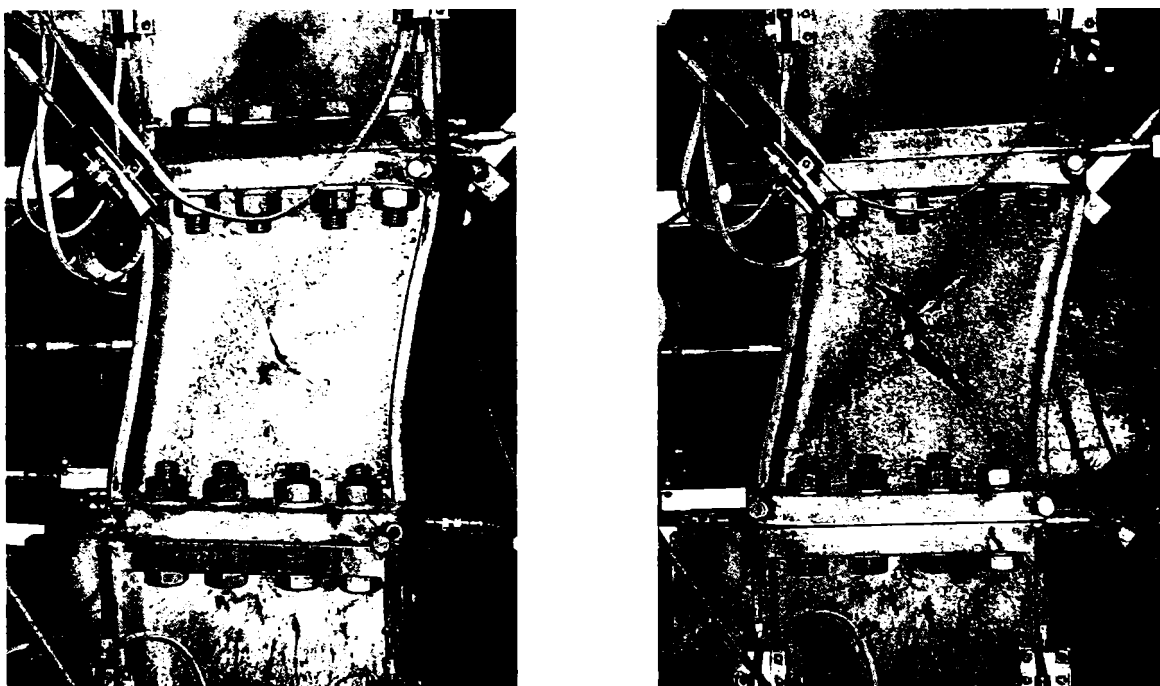


Figura IV.54: Modul de cedare al specimenului LL4-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LL4-c1:

- +4.1 – exfoliere vopsea inimă
- +6.1 – exfoliere vopsea tălpi
- +8.1 – voalare inimă
- -8.1 – schimbarea direcției undei de voalare a inimii
- +10.2 – fisurarea ductilă a inimii la mijlocul panoului pe direcția diagonalei
- -10.2 – fisurarea ductilă a inimii după cea de-a doua diagonală
- nici un șurub nu a cedat în timpul încercării

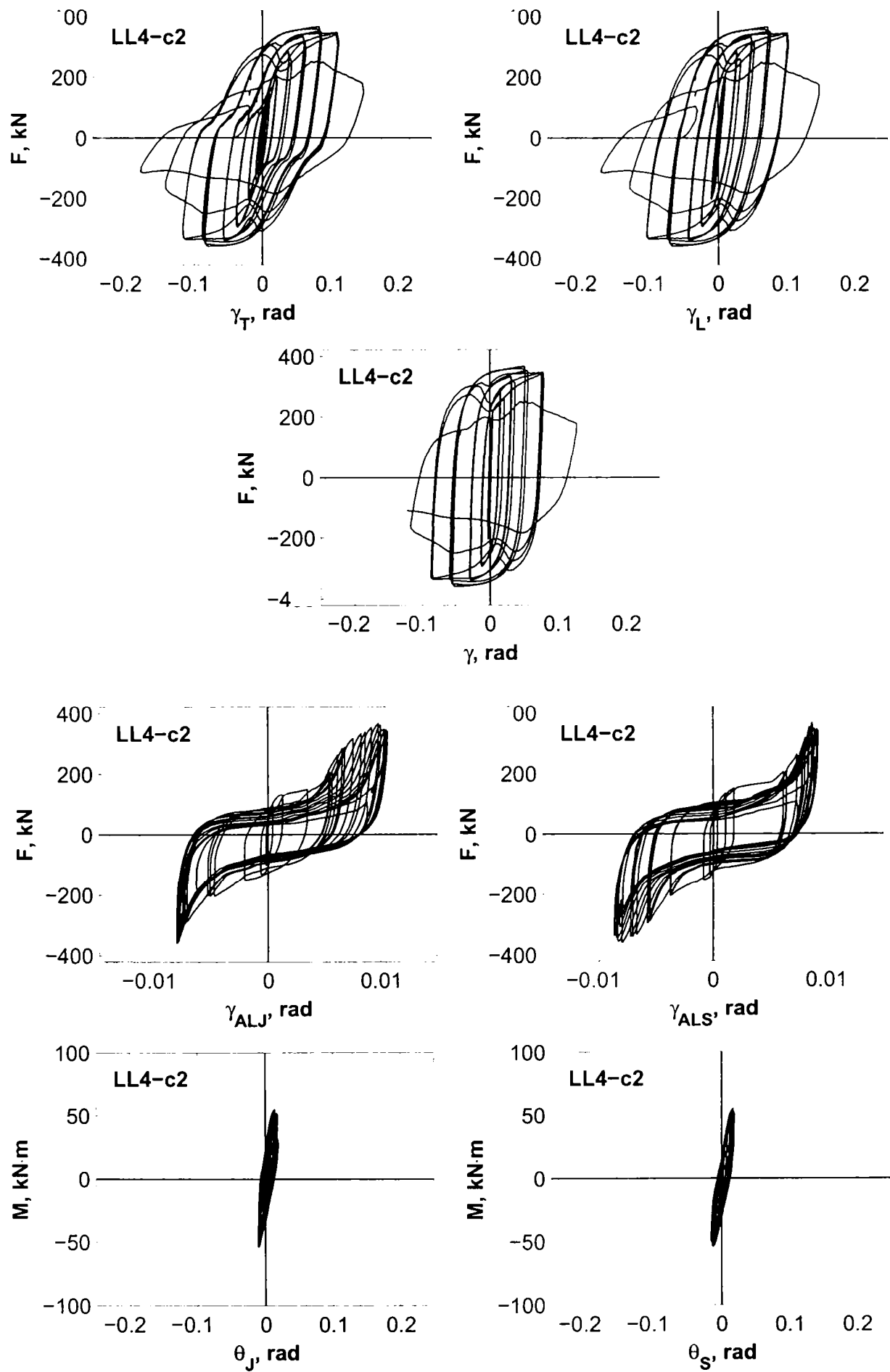


Figura IV.55: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LL4-c2.

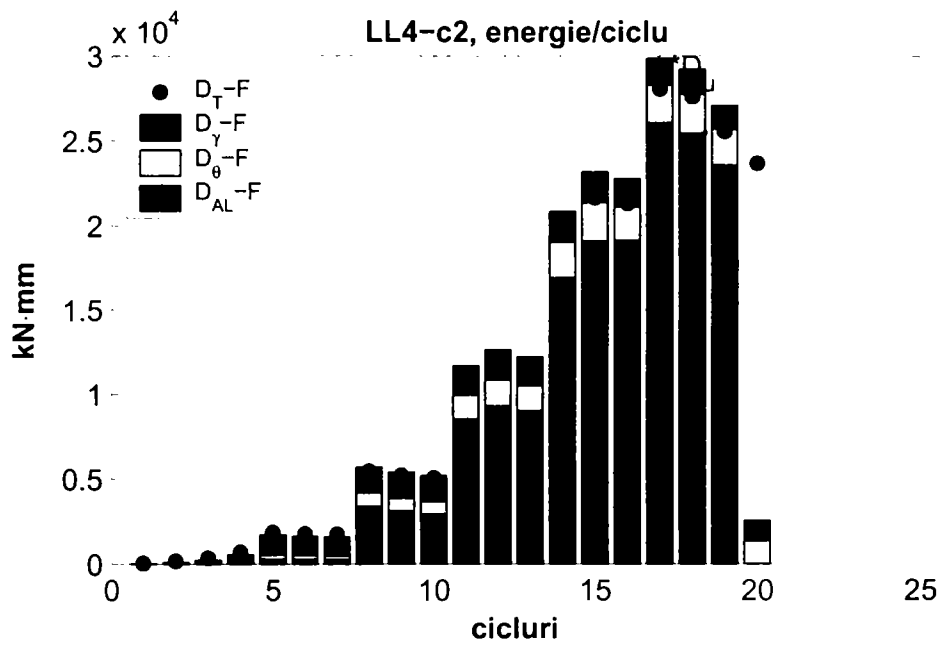


Figura IV.56: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LL4-c2.



Figura IV.57: Modul de cedare al specimenului LL4-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LL4-c2:

- +3.2 – exfolierea vopselei pe inimă
- +6.1 – exfolierea vopselei pe tălpi
- +8.1 – voalarea inimii
- ±10.1 – voalarea alternantă a inimii după direcția diagonalelor
- -10.3 – fisurarea ductilă a inimii după direcția diagonalei la mijlocul panoului
- +12.1 – fisurarea ductilă a inimii după diagonala complementară
- nici un șurub nu a cedat în timpul încercării

Seria LH4

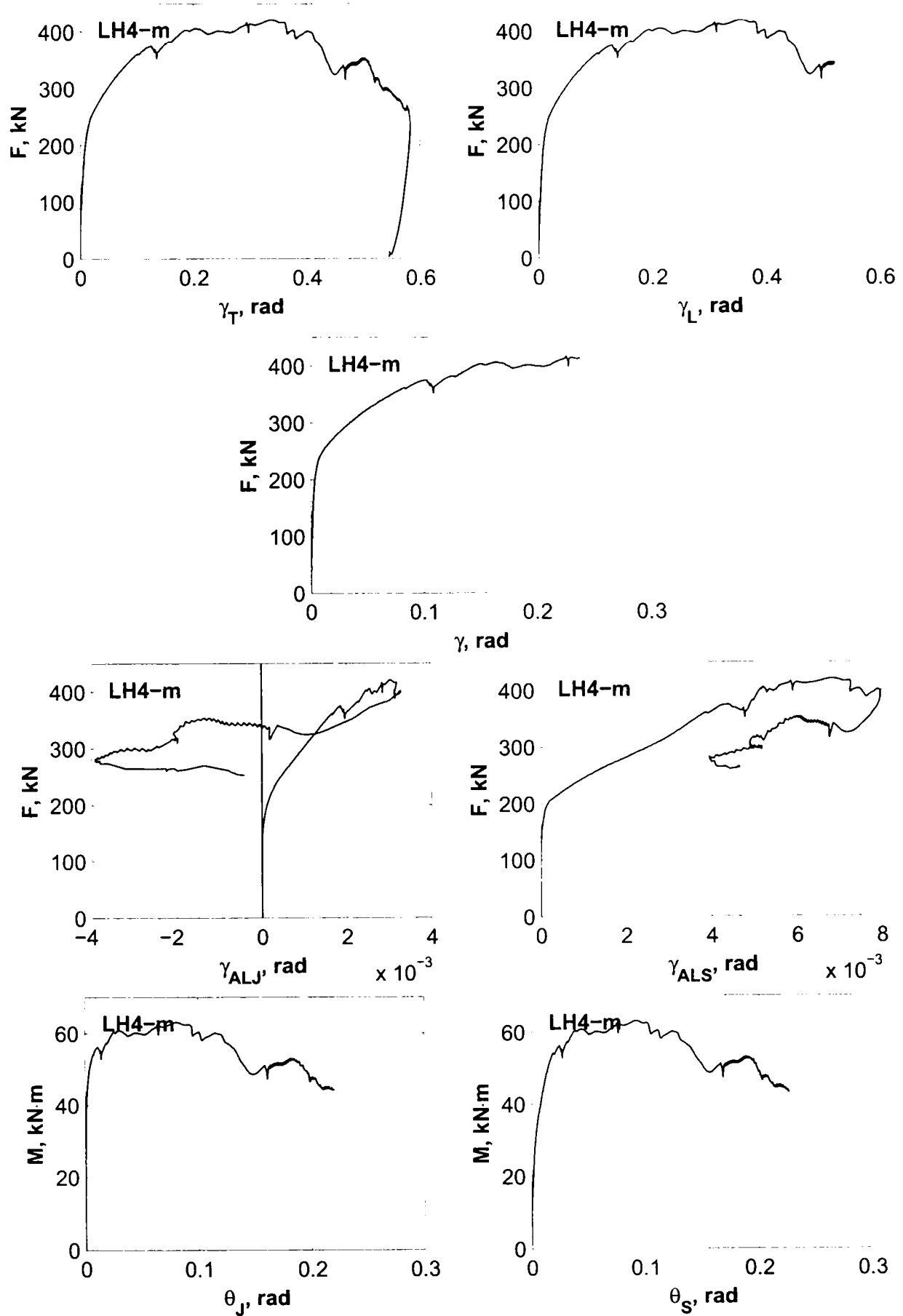


Figura IV.58: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH4-c1.



Figura IV.59: Modul de cedare al specimenului LH4-m.

Principalele evenimente observate la specimenul LH4-m:

- $\gamma_T=0.046$ – exfolierea vopselei pe inimă
- $\gamma_T=0.129$ – cedarea filetelui în șurub
- $\gamma_T=0.19$ – voalare inimă
- $\gamma_T=0.495$ – distrugerea completă a filetelui la șuruburile din rândurile exterioare

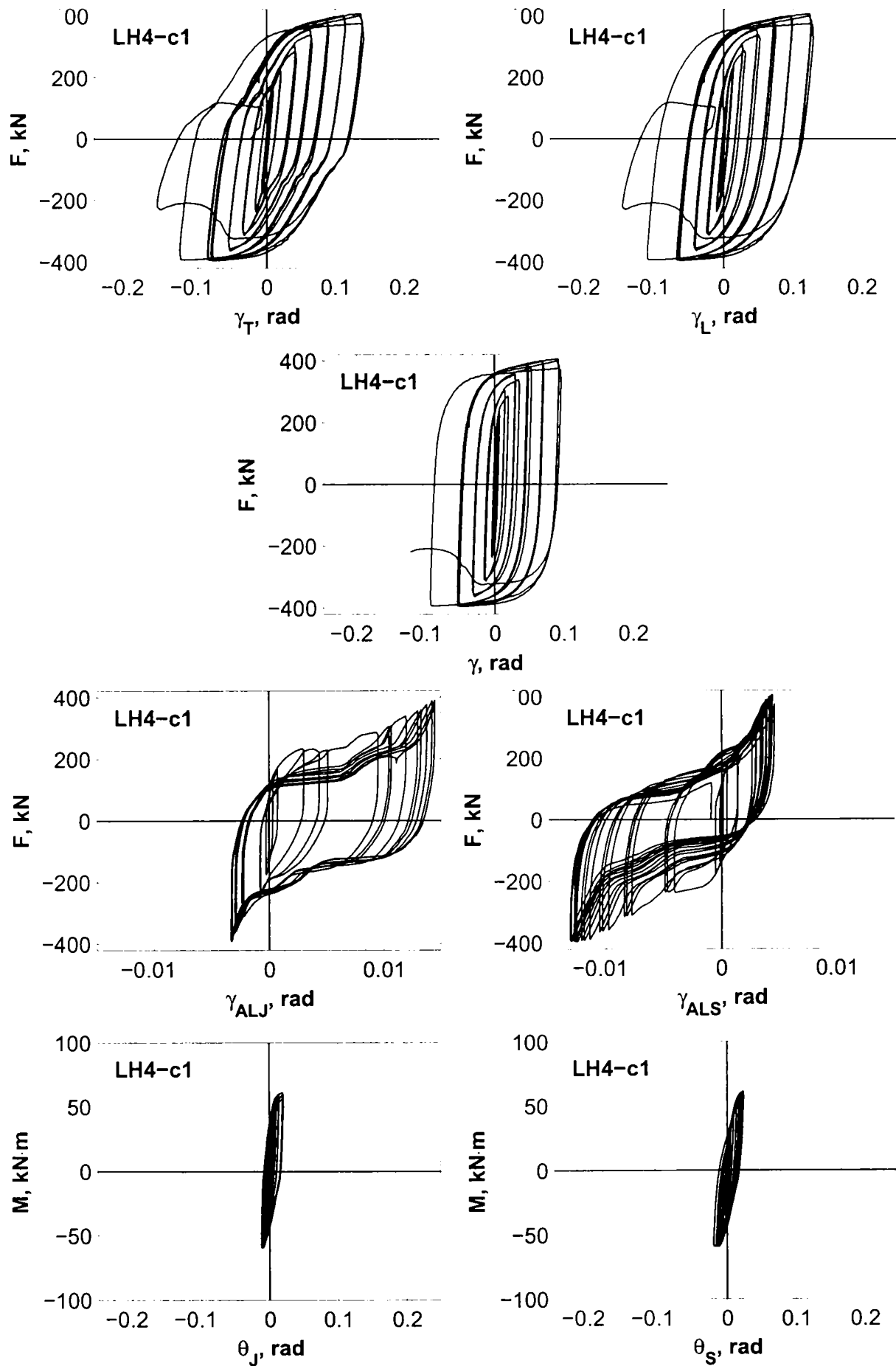


Figura IV.60: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH4-c1.

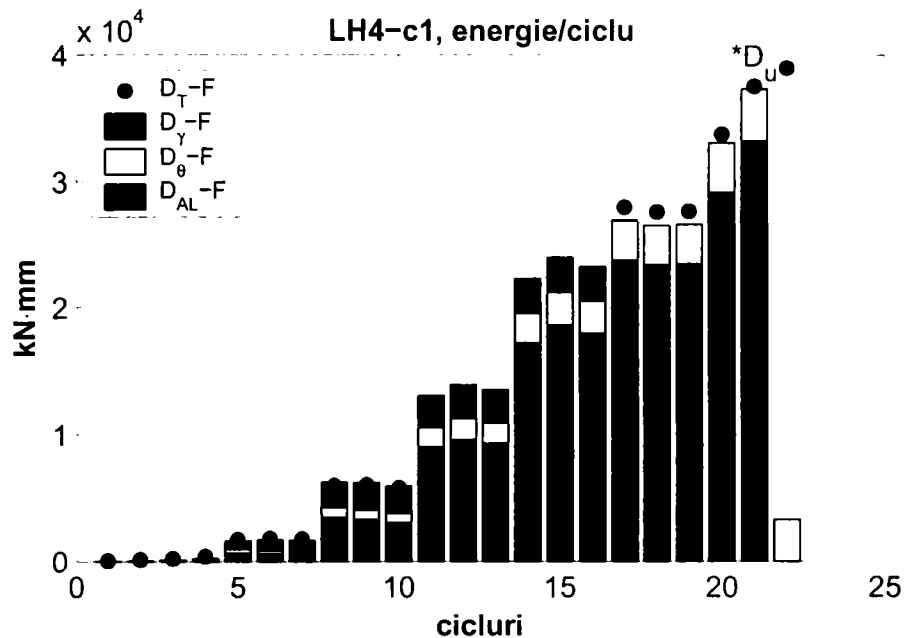


Figura IV.61: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH4-c1.

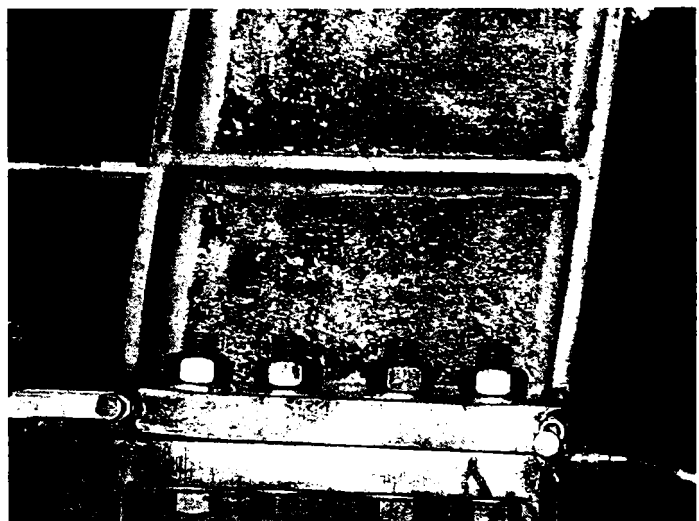
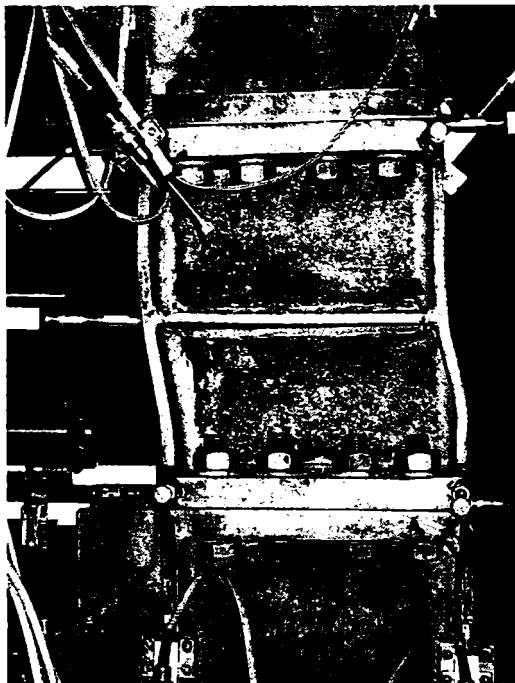


Figura IV.62: LH4-c1.

Principalele evenimente observate la specimenul LH4-c1:

- ±4.1 – exfolierea vopselei pe inimă și tălpi
- ±6.1 – exfolierea vopselei la sudurile inimă-rigidizare și inimă-placă de capăt
- ±10.1 – fisurarea ductilă a inimii la capătul sudurii inimă-rigidizare
- ±10.3 – fisurarea ductilă a inimii la celălalt capăt al sudurii inimă-rigidizare
- -12.1 – voalare panou superior
- ±12.1 - ±12.3 – creșterea fisurilor în inimă pe linia sudurii inimă-rigidizare și extinderea acestora pe marginile verticale ale panoului inferior; voalarea tălpilor
- nici un șurub nu a cedat

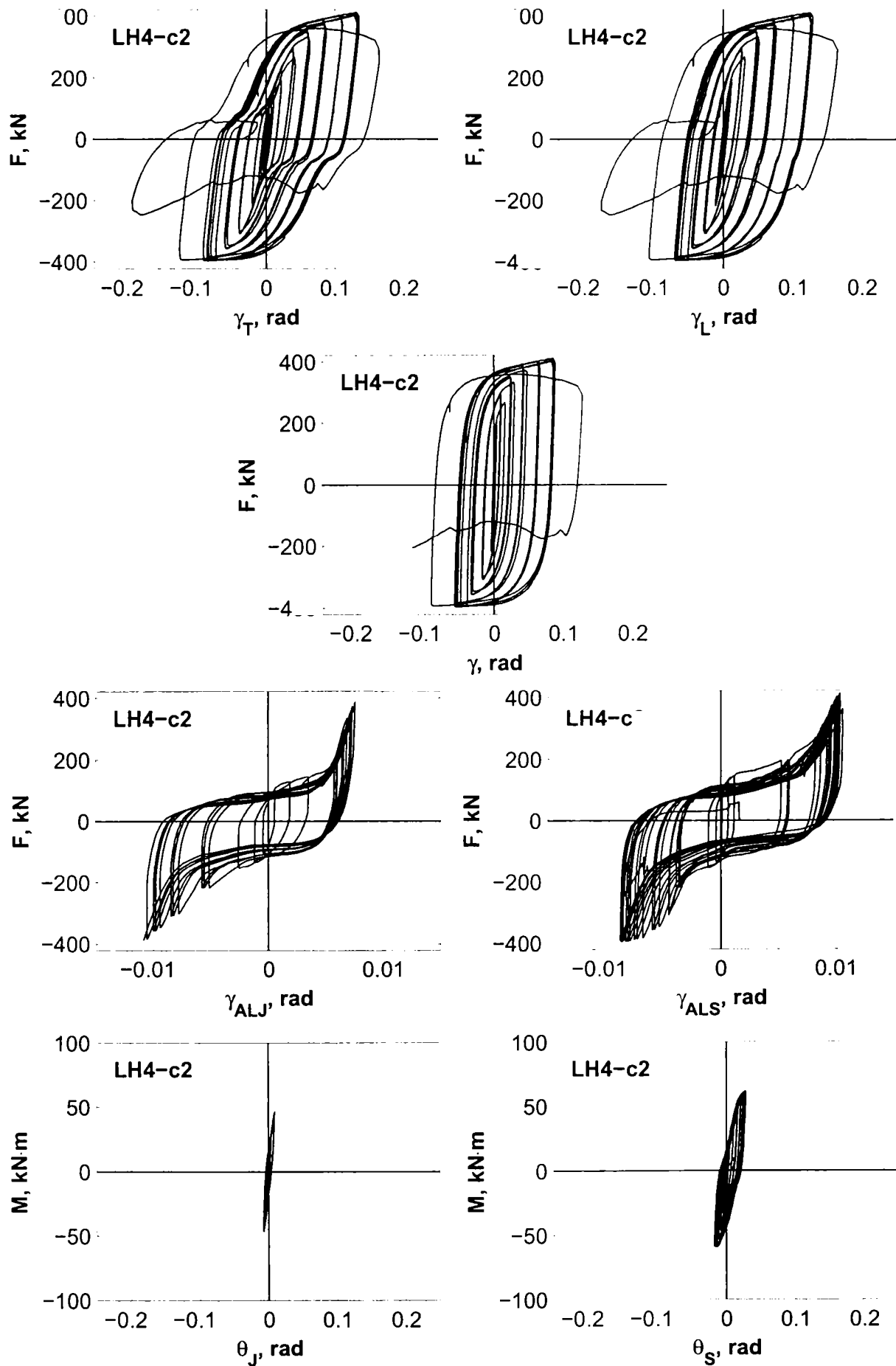


Figura IV.63: Relațiile forță-deplasare pentru componentele specimenului LH4-c2.

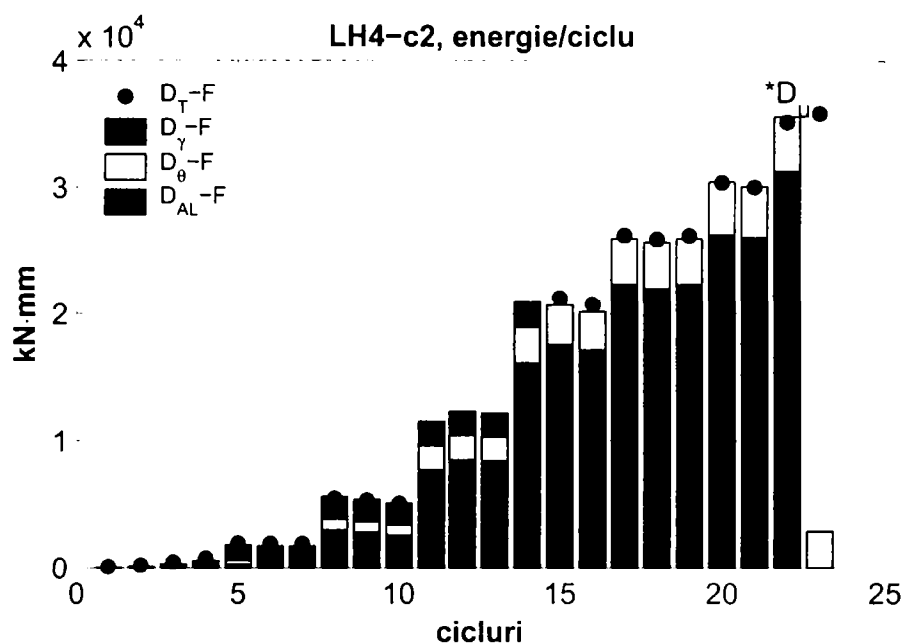


Figura IV.64: Energia histeretică disipată per ciclu de încărcare de specimenul LH4-c2.

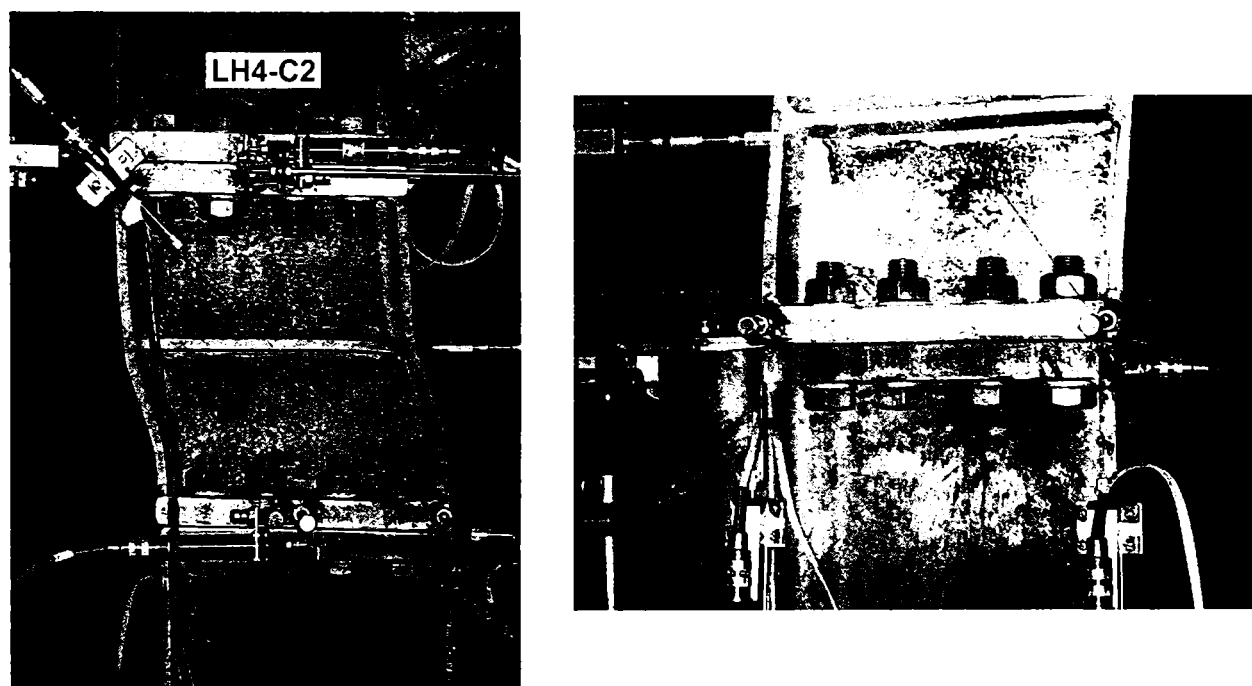
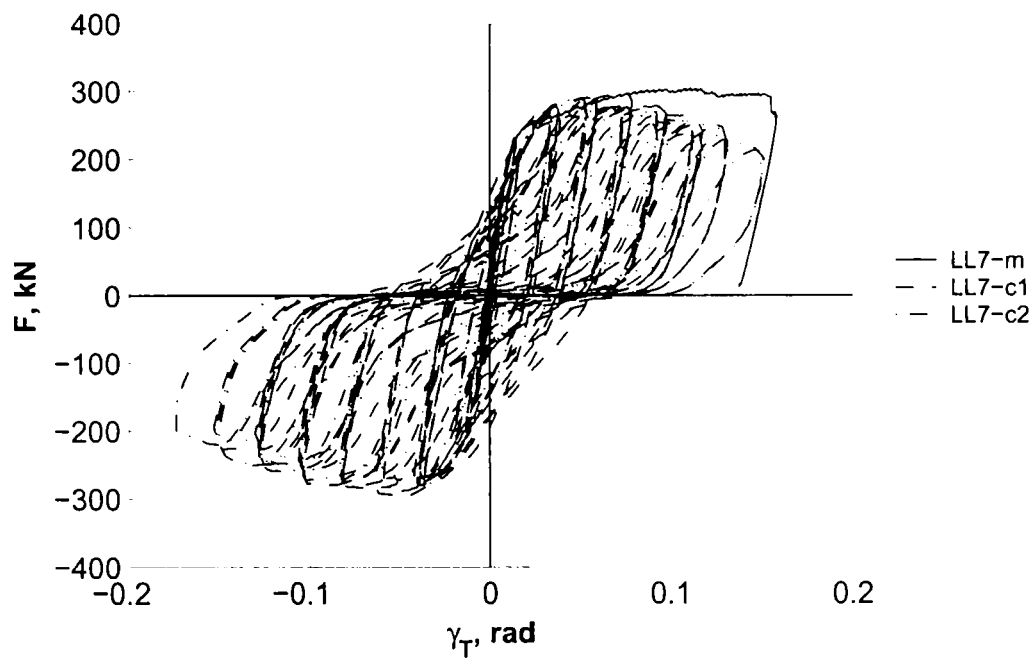
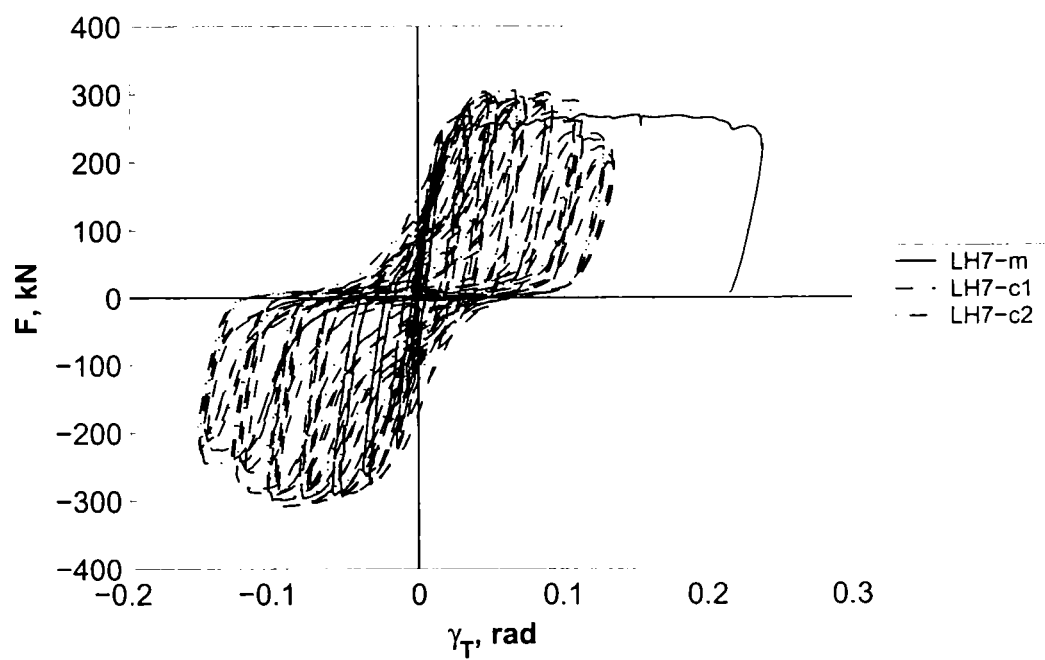


Figura IV.65: Modul de cedare al specimenului LH4-c2.

Principalele evenimente observate la specimenul LH4-c2:

- +4.2 – exfolierea vopselei pe inimă și la sudurile inimă-rigidizare și inimă-placă de capăt
- -8.2 – voalare panou inferior
- +12.1 – fisurarea ductilă a inimii la capătul sudurii inimă-rigidizare
- ±12.3 – extinderea fisurilor pe linia rigidizării și pe laturile verticale ale panourilor
- +14.1 – voalare tălpi, ruperea completă a inimii pe linia sudurii inimă-rigidizare în panoul inferior
- -14.1 – ruperea rigidizării pe linia sudurii rigidizare-talpă
- nici un șurub nu a cedat

Comparația răspunsului monoton și ciclic

Figura IV.66: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LL7 de specimene.Figura IV.67: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LH7 de specimene.

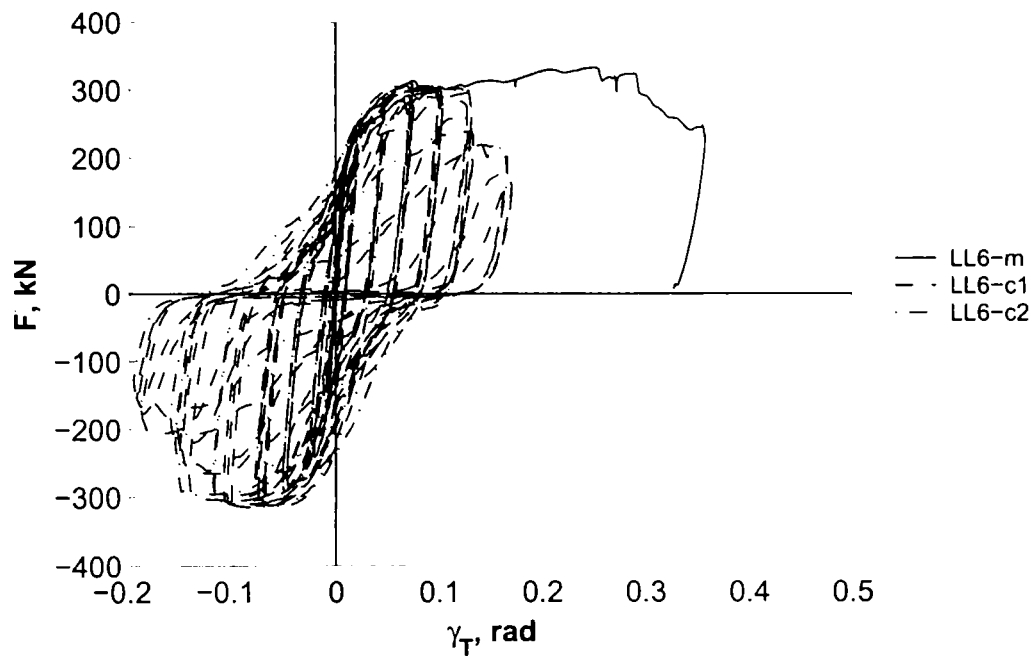


Figura IV.68: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LL6 de specimene.

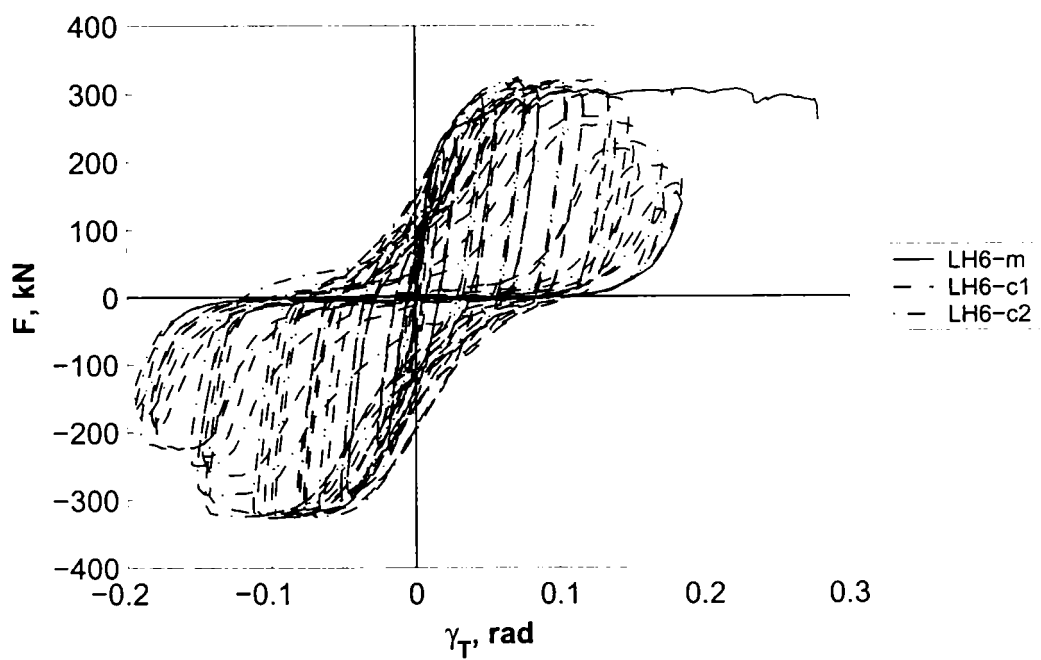


Figura IV.69: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LH6 de specimene.

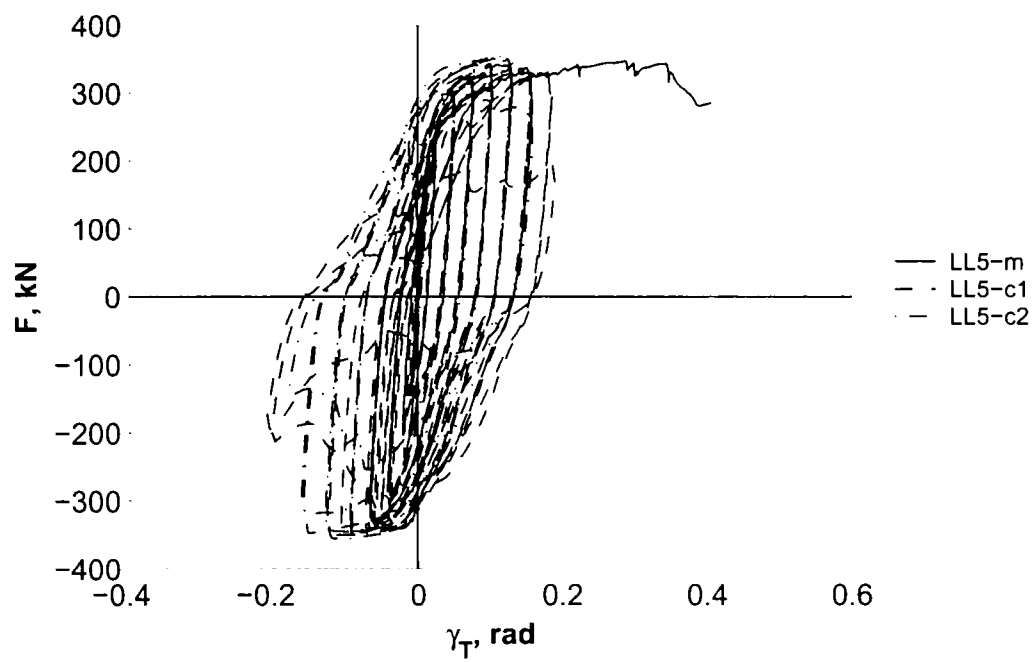


Figura IV.70: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LL5 de specimene.

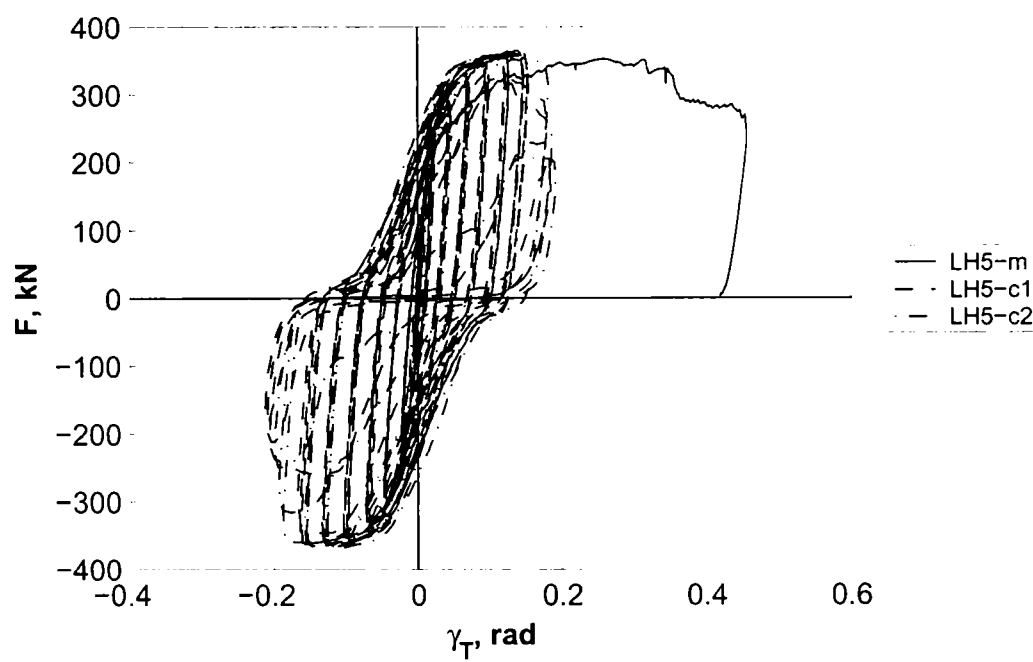


Figura IV.71: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LH5 de specimene.

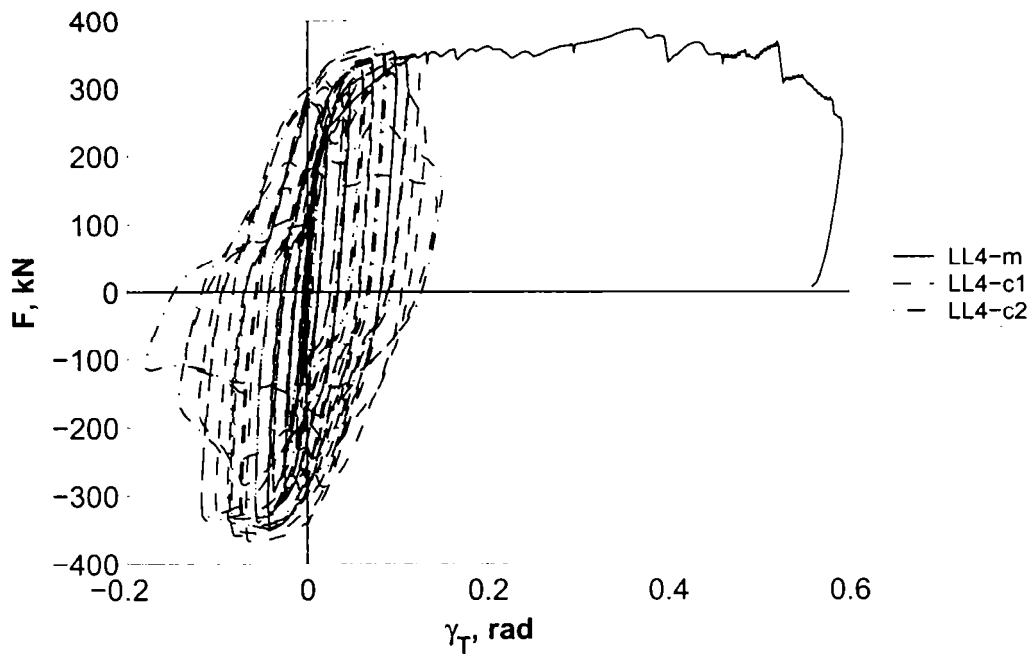


Figura IV.72: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LL4 de specimene.

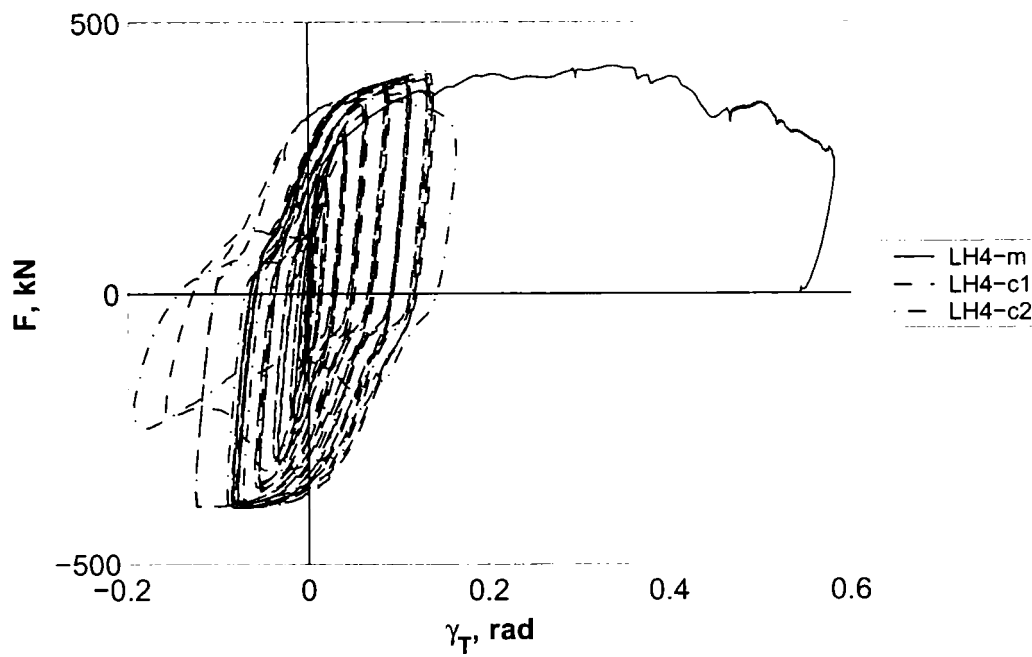


Figura IV.73: Relațiile forță – deformație totală F - γ_T pentru seria LH4 de specimene.

Unghiul de deformare al panoului de inimă γ

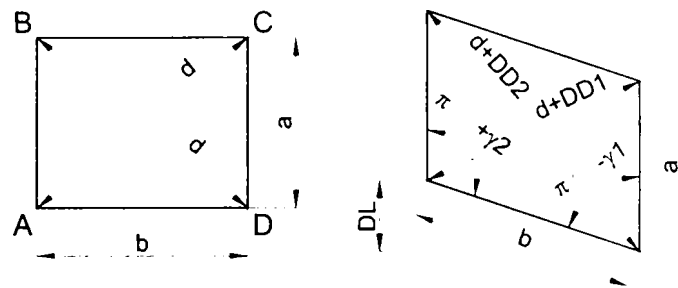


Figura IV.74: Schematizarea deformării de forfecare al unui panou de link.

Schematizarea deformării unui panou de link clasic, continuu cu rigla cadrului, se bazează pe ipoteza că laturile rămân paralele după deformare, având forma unui paralelogram (vezi Figura IV.74). Deformațiile diagonalelor DD1 și DD2 sunt considerate cu semn, o deplasare pozitivă reprezentând lungirea diagonalei. Aplicând teorema cosinurilor triunghiului ACD deformat și ținând cont de valoarea mică a unghiului γ , rezultă:

$$a^2 + b^2 - 2ab \cos\left(\frac{\pi}{2} - \gamma_1\right) = (d + DD1)^2$$

$$a^2 + b^2 - 2ab \sin(\gamma_1) = (d + DD1)^2$$

$$\gamma_1 = \sin(\gamma_1) = \frac{-(d + DD1^2) + (a^2 + b^2)}{2ab}$$

în mod similar, pentru triunghiul ABD avem:

$$a^2 + b^2 - 2ab \cos\left(\frac{\pi}{2} + \gamma_2\right) = (d + DD2)^2$$

$$a^2 + b^2 + 2ab \sin(\gamma_2) = (d + DD2)^2$$

$$\gamma_2 = \sin(\gamma_2) = \frac{(d + DD2^2) - (a^2 + b^2)}{2ab}$$

valoarea medie a unghiului γ este egală cu:

$$\gamma = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} = \frac{-(d + DD1^2) + (a^2 + b^2) + (d + DD2^2) - (a^2 + b^2)}{4ab}$$

de unde:

$$\gamma = \frac{2d(DD2 - DD1) + \cancel{(DD2^2 - DD1^2)}}{4ab}$$

ținând cont de egalitatea $d = \sqrt{a^2 + b^2}$ și neglijând termenii la pătrat, rezultă:

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2} (DD2 - DD1)}{2ab}$$