



UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ
DEPARTAMENTUL DE CONSTRUCȚII METALICE
ȘI MECANICA CONSTRUCȚIILOR

CONTRIBUȚII LA STUDIUL COMPORTĂRII STRUCTURILOR METALICE ÎN CADRE MULTIETAJATE CU NODURI SEMI-RIGIDE

Teză de Doctorat

Autor:

Ing. Florea DINU

Conducător științific:

Acad.Dr.HC Prof.Em.Ing Dan MATEESCU

- Timișoara, Ianuarie 2004 -



UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ
DEPARTAMENTUL DE CONSTRUCȚII METALICE
ȘI MECANICA CONSTRUCȚIILOR

CONTRIBUȚII LA STUDIUL COMPORTĂRII STRUCTURILOR METALICE ÎN CADRE MULTIETAJATE CU NODURI SEMI-RIGIDE

Teză de Doctorat

Autor:

Ing. Florea DINU

641. 493
369 B

Comisia de doctorat:

Prof. Dr. Ing. Ion COSTESCU – Președinte (Universitatea "Politehnica" din Timișoara)
Acad. Dan MATEESCU - Conducător științific (Universitatea "Politehnica" din Timișoara)
Prof. Dr. Ing. Dan LUNGU – Membru (Universitatea Tehnică de Construcții București)
Prof. Dr. Ing. Ioannis VAYAS – Membru (Universitatea Națională Tehnică Atena, Grecia)
Prof. Dr. Ing. Dan DUBINA - Membru (Universitatea "Politehnica" din Timișoara)

- Timișoara, Ianuarie 2004 -

CUPRINS

CAPITOL 1. INTRODUCERE.....	1.1
CAPITOL 2. COMPORTAREA STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE LA ACȚIUNEA UNOR MIȘCĂRI SEISMICE PUTERNICE	2.1
2.1. Introducere	2.1
2.2. Comportarea clădirilor in cadre metalice sub acțiunea unor cutremure istorice.....	2.1
2.2.1 San Francisco, 1906	2.1
2.2.2 Kanto, Japonia, 1923	2.3
2.2.3 Cutremurul din România de la 10 noiembrie 1940	2.4
2.2.4 Prince William Sound, Alaska, 1964	2.4
2.2.5 San Fernando, SUA, 1971	2.5
2.2.6 Cutremurul din România de la 4 martie 1977	2.5
2.2.7 Mexico City, 1985.....	2.9
2.2.8 Northridge, SUA, 1994	2.11
2.2.9 Kobe, Japonia, 1995	2.20
2.2.10 Taiwan 1999	2.31
2.3. Observații si concluzii.....	2.31
CAPITOL 3. CALCULUL STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE ȚINÂND SEAMA DE COMPORTAREA REALĂ A ÎMBINĂRILOR	2.1
3.1 Introducere	2.1
3.2 Calculul structurilor in cadre ținând seama de comportarea reală a îmbinărilor in conformitate cu norma europeană EN 1993-1.1 (Eurocode 3)	2.2
3.2.1 Modelarea cadrelor si metode de analiză globală	2.3
3.2.1.1 Analiza globală elastică.....	2.4
3.2.1.2 Analiza globală plastică	2.7
3.2.2 Clasificarea structurilor in cadre	2.12
3.2.2.1 Cadre contravântuite si necontravântuite	2.12
3.2.2.2 Cadre cu noduri fixe sau cu noduri deplasabile	2.12
3.2.2.3 Imperfecțiunile cadrelor	2.13
3.2.3 Clasificarea elementelor si îmbinărilor riglă-stâlp	2.14
3.2.3.1 Clasificarea după rigiditate.....	2.14
3.2.3.2 Clasificarea îmbinărilor după rezistență.....	2.15
3.2.3.3 Clasificarea elementelor si îmbinărilor după ductilitate	2.16
3.2.4 Modelarea, caracterizarea si clasificarea îmbinărilor.....	2.17
3.2.4.1 Modelarea îmbinărilor.....	2.17
3.2.4.2 Caracterizarea îmbinărilor.....	2.22
3.3 Calculul structurilor in cadre solicitate seismic	2.34
3.3.1 Criterii de proiectare.....	2.34
3.3.2 Prevederi referitoare la îmbinări	2.37
3.3.3 Metode de calcul	2.38
3.3.3.1 Analiza statică liniară	2.38
3.3.3.2 Analiza dinamică liniară.....	2.39
3.3.3.3 Analiza statică neliniară	2.39
3.3.3.4 Analiza dinamică neliniară.....	2.39
3.4 Probleme actuale in proiectarea antiseismică a structurilor in cadre metalice.....	2.43

3.4.1 Comportarea îmbinărilor la încărcări seismice	2.43
3.4.2 Proiectarea bazată pe performanță	2.46
3.5 Concluzii	2.46
CAPITOL 4. FACTORI CARE INFLUENȚEAZĂ DUCTILITATEA LOCALĂ A STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE.....	4.1
4.1 Introducere	4.1
4.2 Caracteristicile mecanice ale oțelului.....	4.1
4.3 Influența vitezei de deformare.....	4.2
4.3.1 Studiu experimental asupra influenței vitezei de deformare	4.5
4.3.1.1 Încercarea de tracțiune pe materialul de bază și de adaos.....	4.7
4.3.1.2 Încercarea de tracțiune pe epruvete sudate.....	4.8
4.3.1.3 Modul de rupere al epruvetelor sudate	4.11
4.3.1.4 Concluziile încercărilor experimentale	4.14
4.3.2 Studiu numeric asupra influenței vitezei de deformare.....	4.14
4.3.2.1 Descrierea modelelor.....	4.15
4.3.2.2 Descrierea materialului și a încărcării	4.16
4.3.2.3 Descrierea rezultatelor.....	4.17
4.3.2.4 Relații analitice pentru determinarea caracteristicilor mecanice.....	4.19
4.4 Efectul acumulării deformațiilor plastice - oboseala plastică	4.21
4.4.1 Comportarea elementelor supuse la încărcări monotone	4.22
4.4.2 Comportarea elementelor supuse la încărcări ciclice	4.24
4.4.3 Studiu parametric	4.30
4.5 Concluzii	4.36
CAPITOL 5. INTRODUCEREA PROIECTĂRII BAZATE PE PERFORMANȚĂ ÎN NORMELE ACTUALE DE CALCUL SEISMIC	5.1
5.1 Introducere	5.1
5.2 Proiectarea bazată pe performanță	5.1
5.2.1 Vision 2000	5.1
5.2.2 FEMA 273	5.2
5.2.3 FEMA 350.....	5.4
5.3 Implementarea unei noi metode bazată pe performanță în normele seismice actuale ..	5.4
5.3.1 Definierea nivelelor de performanță	5.5
5.3.2 Definierea intensităților seismice asociate nivelelor de performanță	5.8
5.3.3 Capacitatea de disipare a structurii – Factorul de reducere q.....	5.9
5.3.4 Calculul solicitărilor seismice	5.13
5.4 Concluzii	5.14
CAPITOL 6. APLICAREA METODOLOGIEI DE PROIECTARE BAZATE PE FACTORI DE REDUCERE PARȚIALI LA PROIECTAREA ȘI VERIFICAREA STRUCTURILOR METALICE.....	6.1
6.1 Introducere	6.1
6.2 Aplicarea metodei bazate pe performanță la proiectarea clădirilor noi.....	6.1
6.2.1 Caracteristicile limită pentru nivelele de performanță considerate	6.3
6.2.2 Calculul solicitărilor seismice	6.4
6.2.3 Rezultatele studiului parametric.....	6.7
6.3 Aplicarea metodei de proiectare bazate pe performanță la verificarea unei structuri existente.....	6.17
6.3.1 Date generale privind construcția.....	6.17

6.3.2 Dimensionarea structurii de rezistență a clădirii Banc Post	6.19
6.3.3 Determinarea caracteristicilor limită pentru nivelele de performanță considerate	6.22
6.3.4 Definierea intensității seismice pentru nivelele de performanță considerate.....	6.24
6.3.5 Rezultatele studiului parametric	6.25
6.4 Concluzii	6.26
CAPITOL 7. CONCLUZII FINALE	7.1
7.1 Rezumatul tezei	7.1
7.2 Contribuții personale	7.5
7.3 Valorificarea rezultatelor.....	7.6
A. Publicații științifice.....	7.6
B. Programe de cercetare naționale.....	7.8
C. Programe de cercetare internaționale.....	7.9
7.4 Continuarea cercetărilor	7.9
 BIBLIOGRAFIE	
 ANEXA A1. CALCULUL ÎMBINĂRILOR RIGLA-STALP CU METODA COMPONENTELOR.....	
A1.1 Determinarea caracteristicilor de rezistență ale îmbinărilor.....	A1.1
A1.2 Determinarea momentului capabil al îmbinărilor rigla-stâlpi sau de continuitate ...	A1.9
A1.3 Determinarea caracteristicilor de rigiditate	A1.12
A1.4 Exemplu de calcul al unei îmbinări sudate grinda-stalp.....	A1.16
A1.5 Exemplu de calcul al unei îmbinări grinda-stalp cu suruburi și placă de capăt extinsă	A1.21
A1.6 Exemplu de calcul al unei îmbinări grinda-stalp cu corniere prinse cu suruburi pe talpi	A1.28
 ANEXA A2. INFLUENȚA VITEZEI DE DEFORMARE-REZULTATE EXPERIMENTALE SUPPLEMENTARE	
A2.1 Încercări la tracțiune pe materialele de bază (TTM, W)	A2.1
A2.2 Încercări pe epruvete sudate (TTW).....	A2.2
A2.3 Introducerea vitezei de încărcare.....	A2.6
A2.4 Curbe caracteristice pentru materialul de bază și de depozit	A2.8
A2.5 Influența materialului de bază la încercările pe epruvete sudate TTW	A2.17
A2.6 Influența vitezei de încărcare la încercările pe epruvete sudate TTW	A2.26
A2.7 Influența tipului de încărcare la încercările pe epruvete sudate TTW	A2.32

LISTA FIGURILOR

Figura 2.1 Efectele cutremurului asupra clădirilor: a) Avarii la clădirea primăriei din San Francisco; b) Prăbușirea clădirii primăriei din Santa Rosa	2.1
Figura 2.2 Vedere de ansamblu a orașului San Francisco: a) orașul cuprins de incendiile care au urmat cutremurului; b) amploarea distrugerilor	2.2
Figura 2.3 Vedere de ansamblu după cutremur, Tokyo 1923	2.3
Figura 2.4 Podul Eitaibashi distrus de cutremur, Tokyo 1923.....	2.3
Figura 2.5 Avarii la clădirile cu structură metalică, Prince William Sound, Alaska, 1964	2.4
Figura 2.6 Avarii extinse la clădirea spitalului Olive View Community din Sylmar, construită cu puțin timp înainte de producerea cutremurului	2.5
Figura 2.7 Înregistrarea cutremurului Vrancea 1977, stația INCERC: a) înregistrarea accelerației, componenta N-S; b) Spectrul de răspuns elastic al accelerației; c) Spectrul de răspuns elastic al vitezei; d) Spectrul de răspuns elastic al deplasării.....	2.6
Figura 2.8 Prăbușirea acoperișului metalic la Întreprinderea de utilaj petrolier Teleajen	2.7
Figura 2.9 Zonarea seismică a teritoriului României în conformitate cu STAS 11 101/1-77.	2.8
Figura 2.10 Evoluția coeficientului dinamic β pentru orașul București, în perioada 1963-2000 (Lungu, 2003).....	2.9
Figura 2.11 Complexul Pino Suarez	2.10
Figura 2.12 Prăbușirea completa a unei clădiri din complexul Pino Suarez, Mexico City, 1985	2.11
Figura 2.13 Efectele cutremurului asupra clădirilor din complexul Pino Suarez: a) flambajul local la stâlpii chesonaji; b) cedarea contravântuirilor	2.11
Figura 2.14 Localizarea epicentrului mișcării.....	2.12
Figura 2.15 Spectru de răspuns elastic, Northridge 1994	2.12
Figura 2.16 Îmbinare riglă-stâlp folosită în Statele Unite	2.14
Figura 2.17 Moduri de cedare a îmbinărilor riglă-stâlp sudate	2.15
Figura 2.18 Distribuția distrugerilor pe fiecare componentă a îmbinării	2.16
Figura 2.19 Procedee de îmbunătățire a comportării îmbinărilor: a) eclise suplimentare pe tălpi; b) reducerea secțiunii grinzii.....	2.19
Figura 2.20 Valorile PGA pentru înregistrările maxime.....	2.21
Figura 2.21 Accelerogramele pentru cele trei componente (înregistrare JMA).....	2.21
Figura 2.22 Spectrul de răspuns elastic pentru cutremurul Kobe, 1995	2.22
Figura 2.23 Nivelul pagubelor raportat la vechimea construcțiilor	2.23
Figura 2.24 Distribuția avariilor în funcție de numărul de nivele.....	2.23
Figura 2.25 Formarea unui mecanism de nivel la o clădire în cadre metalice, Kobe, 1995 .	2.24
Figura 2.26 Ruperi în stâlpi produse în urma cutremurului Kobe, 1995	2.24
Figura 2.27 Contravântuiri centrice avariate de cutremur.....	2.25
Figura 2.28 Deplasări laterale mari datorită ruperii contravântuirilor	2.25
Figura 2.29 Distrugerii suferite de contravântuiri	2.25
Figura 2.30 Nivelul și localizarea distrugerilor în prinderile stâlpilor la bază.....	2.26
Figura 2.31 Îmbinările rigla-stâlp folosite uzual la clădirile metalice moderne	2.27
Figura 2.32 Ruperea sudurilor de colț în îmbinările riglă-stâlp: a) la partea superioară a stâlpului; b) la capătul riglei.....	2.27
Figura 2.33 Ruperea sudurilor de adâncime în îmbinările riglă-stâlp.....	2.28
Figura 2.34 Alcătuirea nodurilor studiate	2.29
Figura 2.35 Detaliu de execuție pentru gaura de acces: a) detaliu pre-Kobe; b) detaliu îmbunătățit prin reducerea dimensiunii găurii; c) detaliu fără gaură de acces.....	2.29

Figura 2.36 Soluții de îmbunătățire a comportării nodurilor a) detaliu de sudură fără gaură de acces – Japonia; b) reducerea secțiunii grinzii - SUA.....	2.30
Figura 2.37 Curbele experimentale moment încovoietor – rotire: a) nod riglă-stâlp fără gaură de acces; b) nod riglă-stâlp cu secțiunea grinzii redusă; c) nod riglă-stâlp folosit înainte de cutremurul Kobe 1995	2.30
Figura 2.38 Spectrele de răspuns ale accelerației și vitezei	2.31
Figura 3.1 Relații moment-rotire pentru îmbinări uzuale	3.1
Figura 3.2 Etapele procesului de proiectare bazat pe concepția tradițională	3.2
Figura 3.3 Etapele procesului de proiectare bazat pe utilizarea comportării reale a îmbinărilor	3.3
Figura 3.4 Relația forță-deplasare pentru o structură în cadre multietajate	3.4
Figura 3.5 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări	3.5
Figura 3.6 Răspunsul forță - deplasare într-o analiză elastică de ordinul I.....	3.5
Figura 3.7 Analiza globală elastică și verificările la dimensionare (Eurocode 3, Partea 1-1)	3.6
Figura 3.8 Răspunsul încărcare-deplasare într-o analiză elastică de ordinul II.....	3.6
Figura 3.9 Domeniul de valabilitate al analizei elastice de ordinul II.....	3.7
Figura 3.10 Analiza globală plastică și verificările la dimensionare (Eurocode 3, Partea 1-1)	3.8
Figura 3.11 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări	3.9
Figura 3.12 Răspunsul forță-deplasare într-o analiză elastic-perfect plastică.....	3.9
Figura 3.13 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări	3.10
Figura 3.14 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări	3.11
Figura 3.15 Răspunsul forță-deplasare într-o analiză rigid-plastică.....	3.11
Figura 3.16 Sisteme de contravântuiri.....	3.12
Figura 3.17 Imperfecțiunile cadrelor.....	3.13
Figura 3.18 Limitele pentru clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp după rigiditate	3.14
Figura 3.19 Îmbinare de rezistență totală	3.15
Figura 3.20 Clasificarea îmbinărilor după rezistență	3.16
Figura 3.21 Clasele de secțiuni pentru elemente.....	3.16
Figura 3.22 Capacitatea de rotire a unei îmbinări	3.17
Figura 3.23 Clasele de ductilitate pentru îmbinări	3.17
Figura 3.24 Caracteristica la încovoiere a resortului.....	3.19
Figura 3.25 Definiția parametrului de transformare β	3.19
Figura 3.26 Limitele factorului β : a) momente egale și de sens invers; b) momente egale și de același sens	3.20
Figura 3.27 Curbele biliniare moment-rotire	3.20
Figura 3.28 Reprezentarea liniară a caracteristicii $M-\phi$	3.21
Figura 3.29 Reprezentarea rigid-plastică a caracteristicii $M-\phi$	3.21
Figura 3.30 Reprezentările neliniare ale caracteristicii $M-\phi$	3.22
Figura 3.31 Îmbinarea riglă-stâlp studiată experimental.....	3.23
Figura 3.32 Curbele moment-rotire obținute pe cale experimentală.....	3.23
Figura 3.33 Aria de forfecare; a) în cazul stâlpilor în cruce; b) în cazul stâlpilor dublu-T ..	3.24
Figura 3.34 Modelul cu elemente finite	3.25
Figura 3.35 Forma deformată a nodului solicitat antisimetric: a) experimental; b) numeric	3.25
Figura 3.36 Curba moment-rotire din analiza numerică	3.25
Figura 3.37 Caracteristica moment-rotire a unei îmbinări	3.26
Figura 3.38 Tipuri de îmbinări acoperite de prevederile Eurocode 3	3.28
Figura 3.39 Îmbinarea riglă-stâlp cu șuruburi și placă de capăt extinsă	3.28
Figura 3.40 Influența grosimii inimii stâlpului t_w asupra rigidității la rotire a îmbinării	3.29
Figura 3.41 Influența grosimii inimii stâlpului t_w asupra momentului capabil al îmbinării ..	3.29

Figura 3.42 Influența grosimii plăcii de capăt t_p asupra rigidității la rotire a îmbinării.....	3.32
Figura 3.43 Influența grosimii plăcii de capăt t_p asupra momentului capabil al îmbinării ...	3.32
Figura 3.44 Influența grosimii tălpii stâlpului t_f asupra momentului capabil al îmbinării....	3.33
Figura 3.45 Metoda BALLIO-SETTI	3.35
Figura 3.46 Metoda NEWMARK si HALL.....	3.36
Figura 3.47 Calculul rotirii plastice θ_p	3.37
Figura 3.48 Curba forță-deplasare într-o analiză statică neliniară	3.39
Figura 3.49 Curba de răspuns pentru o singură înregistrare seismică.....	3.40
Figura 3.50 Curbele de răspuns pentru un set de înregistrări seismice	3.40
Figura 3.51 Definiția vitezei de creștere a accelerației.....	3.42
Figura 3.52 Curbele moment rotire sub încărcări ciclice	3.44
Figura 3.53 Modul de aplicare a încărcărilor simetrice si antisimetrice	3.44
Figura 3.54 Rezultatele încercărilor experimentale: a) încărcarea simetrică; b) încărcarea antisimetrică	3.45
Figura 4.1 Diagrama efort unitar – deformație specifică pentru oțelul de construcții	4.1
Figura 4.2 Variația rezilienței materialului cu temperatura	4.2
Figura 4.3 Moduri de cedare a îmbinărilor sudate: a)Azuma et al, 2000; b) Dubina et al, 2001	4.3
Figura 4.4 Variația limitei de curgere si a rezistenței la întindere cu viteza de deformare.....	4.3
Figura 4.5 Epruvetele sudate TTW: a) alcătuire si dimensiuni; b) modul de pregătire a detaliilor de sudură.....	4.5
Figura 4.6 Epruvetele executate din materialul de bază TTM	4.6
Figura 4.7 Variația limitei inferioare de curgere (R_{e1}) si a rezistenței la întindere (R_m) pentru materialul de bază si de depozit, teoretic si experimental (MD - material de adaos)	4.7
Figura 4.8 Diagrama caracteristica σ - ϵ pentru cele trei viteze de încărcare: a) OL37; b) OL52	4.8
Figura 4.9 Variația alungirii totale la rupere (L_{aT}) cu viteza de deformare.....	4.8
Figura 4.10 Variația limitei convenționale de curgere ($R_{p0.2}$) pentru încărcarea monotona ...	4.9
Figura 4.11 Variația rezistenței la întindere (R_m) cu viteza de deformare pentru epruvetele sudate.....	4.10
Figura 4.12 Variația ductilității (alungirea la rupere) epruvetelor sudate încărcate monoton cu viteza de deformare	4.10
Figura 4.13 Diagrama forță - deplasare pentru cele trei tipuri de sudură: a) sudura de colț; b) sudura în 1/2V; c) sudura în K	4.11
Figura 4.14 Ruperea epruvetelor sudate în materialul de bază la încărcarea monotona:.....	4.12
Figura 4.15 Corelarea ruperii în sudură cu grosimea insuficientă a cordoanelor de sudură de colț (ruperile în sudură marcate cu săgeți)	4.13
Figura 4.16 Ruperea epruvetelor cu sudură de colț.....	4.13
Figura 4.17 Ruperea epruvetelor cu sudură cu prelucrare în 1/2V	4.13
Figura 4.18 Ruperea epruvetelor cu sudură cu prelucrare în K.....	4.14
Figura 4.19 Modelele cu elemente finite: a) cu sudură de colț, b) cu prelucrare în K, c) cu prelucrare în 1/2V.....	4.15
Figura 4.20 Curbele caracteristice de material introduse în modelul cu elemente finite	4.16
Figura 4.21 Curbele forță - deplasare pentru epruvetele îmbinate cu sudură de colț.....	4.17
Figura 4.22 Forma deformată a modelului cu sudură de colț: a) inițial; b) final; c)experimental	4.17
Figura 4.23 Curbele forță - deplasare pentru epruvetele îmbinate cu sudură în 1/2V	4.18
Figura 4.24 Forma deformată a modelului cu sudură în V: a) inițial; b) final; c)experimental	4.18
Figura 4.25 Curbele forță - deplasare pentru epruvetele îmbinate cu sudură în K.....	4.18

Figura 4.26 Forma deformată a modelului cu sudură în K: a) inițial; b) final; c) experimental	4.19
Figura 4.27 Definierea curbei caracteristice $\sigma - \varepsilon$: a) termenii generali; b) modul de obținere a deformației specifice corespunzătoare inițierii ecruisării	4.21
Figura 4.28 Curbele teoretice și experimentale $\sigma - \varepsilon$: a) OL37; b) OL52	4.21
Figura 4.29 Condițiile de încărcare pentru grinda simplu rezemată	4.23
Figura 4.30 Relația moment încovoietor în câmp – rotirea la capăt pentru grinda simplu rezemată	4.23
Figura 4.31 Curba moment încovoietor - rotire pentru o secțiune din câmp	4.24
Figura 4.32 Încercări experimentale pe stâlpi	4.25
Figura 4.33 Relația dintre încărcarea laterală și deplasarea la vârf	4.25
Figura 4.34 Variația rezistenței, rigidității și energiei disipate în funcție de nivelul ductilității	4.26
Figura 4.35. Curbele de rezistență la oboseală (Eurocode 3, Partea 1.9, 2000)	4.26
Figura 4.36. Spectrul încărcării	4.27
Figura 4.37. Metoda rezervorului pentru calculul numărului de cicluri	4.28
Figura 4.38. Curbele de deformabilitate la oboseală	4.28
Figura 4.39 Spectrul de energii și accelerații pentru cele trei mișcări seismice	4.31
Figura 4.40. Variația indicele de distrugere cu accelerația maximă	4.32
Figura 4.41 Indicii de distrugere pentru cele trei mișcări seismice	4.32
Figura 4.42 Variația indicelui de distrugere cu panta curbelor de oboseală	4.33
Figura 4.43 Variația indicelui de distrugere cu capacitatea de rotire	4.34
Figura 4.44 Indicele de distrugere pentru cele două nivele ale încărcării verticale	4.34
Figura 4.45 Indicele de distrugere pentru cadrele analizate	4.34
Figura 4.46 Indicele de distrugere pentru diferite nivele de flexibilitate a nodurilor	4.35
Figura 4.47 Factorii q pentru cadrele analizate	4.35
Figura 5.1 Definierea nivelelor de performanță în funcție de frecvența cutremurelor	5.2
Figura 5.2 Spectrul de răspuns conform FEMA-273, pentru o amortizare de 5%	5.3
Figura 5.3 Determinarea deplasărilor de nivel	5.5
Figura 5.4 Determinarea deplasărilor de nivel remanente	5.6
Figura 5.5 Funcția de probabilitate a accelerației	5.8
Figura 5.6 Accelerația terenului în funcție de perioada de revenire (ATC 40)	5.9
Figura 5.7 Definierea factorilor de comportare q	5.10
Figura 5.8 Curba de răspuns pentru o singură înregistrare seismică	5.13
Figura 5.9 Curbele de răspuns pentru un set de înregistrări seismice	5.14
Figura 6.1 Structurile considerate în analiză	6.1
Figura 6.2 Limitele pentru clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp după rigiditate	6.2
Figura 6.3 Modelul bilinar folosit pentru elemente și îmbinări	6.4
Figura 6.4 Spectrele de răspuns nescalate pentru înregistrările din grupa 1 ($T_c < 0,7\text{sec}$)	6.5
Figura 6.5 Accelerogramele din grupul 1 ($T_c < 0,7\text{sec}$)	6.5
Figura 6.6 Spectrele de răspuns nescalate pentru înregistrările din grupa 2 ($T_c \sim 1,5\text{sec}$)	6.6
Figura 6.7 Accelerogramele din grupul 2 ($T_c \sim 1,5\text{sec}$)	6.6
Figura 6.8 Spectrele de răspuns scalate	6.7
Figura 6.9 Accelerațiile limită: a) cadrele cu noduri rigide; b) cadrele cu noduri semirigide	6.9
Figura 6.10 Factorii de reducere q_μ pentru cele două tipuri de noduri	6.13
Figura 6.11 Factorii de reducere q_μ pentru cele trei structuri C2, C4, C6	6.13
Figura 6.12 Factorii de reducere q_μ pentru cele două grupe de cutremure	6.14
Figura 6.13 Factorii de reducere q_1 pentru cele trei structuri C2, C4, C6, noduri rigide	6.14
Figura 6.14 Multiplicatorii accelerogramelor pentru starea limită de serviciu - SLS	6.15
Figura 6.15 Factorul de reducere q_1	6.16

Figura 6.16 Clădirea Banc Post din Timișoara: a) amplasarea clădirii; b) clădirea finalizată	6.17
Figura 6.17 Structura metalică în faza de montaj	6.18
Figura 6.18 Îmbinarea riglă-stâlp cu șuruburi și placă de capăt	6.18
Figura 6.19 Factorul de amplificare dinamică β , conform P100-92	6.19
Figura 6.20 Secțiunile elementelor și îmbinarea riglă-stâlp	6.20
Figura 6.21 Limitele pentru clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp după rigiditate pentru cadrele necontravântuite	6.21
Figura 6.22 Curba caracteristică moment-rotire	6.21
Figura 6.23 Cadrul transversal analizat	6.22
Figura 6.24 Aranjamentul experimental: a) nodul încărcat simetric; b) nodul încărcat antisimetric	6.22
Figura 6.25 Curbele moment încovoietor - rotire: a) nod încărcat simetric; b) nod încărcat antisimetric	6.23
Figura 6.26 Modurile de rupere ale îmbinărilor	6.23
Figura 6.27 Accelerograma mișcării Banloc, iulie 1991	6.24
Figura 6.28 Spectrul de răspuns elastic al mișcării	6.24
Figura 6.29 Factorii de reducere q_{μ} pentru structura Banc Post	6.26
Figura A1.1 Dimensiunile unui element echivalent T	A1.1
Figura A1.2 Talpa stâlpului cu placă de capăt suplimentară	A1.1
Figura A1.3 Disponibilitatea plăcilor suplimentare de inimă	A1.3
Figura A1.4 Compresiunea stâlpului pe direcție transversală	A1.4
Figura A1.5 Modul de definire a mărimilor e , e_{\min} , r_c și m	A1.5
Figura A1.6 Modelarea tălpii rigizată a stâlpului prin elemente T	A1.6
Figura A1.7 Modelarea unei plăci de capăt extinse ca elemente T	A1.8
Figura A1.8 Valoarea coeficientului α pentru talpa stâlpului rigidizată și placă de capăt	A1.9
Figura A1.9 Modelele simplificată pentru îmbinări cu șuruburi și plăci de capăt extinse	A1.11
Figura A1.10 Caracteristicile geometrice ale îmbinării grindă-stâlp sudată	A1.16
Figura A1.11 Îmbinare grindă-stâlp cu șuruburi și placă de capăt extinsă	A1.21
Figura A1.12 Îmbinare grindă-stâlp bulonată cu corniere de aripi	A1.28
Figura A2.1 Epruvete TTM	A2.1
Figura A2.2 Modul de prelevare a epruvetelor TTM	A2.2
Figura A2.3 Epruvete TTW	A2.3
Figura A2.4 Modul de prelevare a epruvetelor TTW	A2.4
Figura A2.5 Prelucrarea tablelor pentru realizarea sudurii	A2.4
Figura A2.6 Măsurătorile efectuate și bazele de măsurare (L_0 și L_1)	A2.5
Figura A2.7 Viteza de încărcare pentru specimen TTM31M1	A2.6
Figura A2.8 Viteza de încărcare pentru specimen TTM31M2	A2.6
Figura A2.9 Viteza de încărcare pentru specimen TTM31M3	A2.6
Figura A2.10 Viteza de încărcare pentru specimen TTM3CM1	A2.7
Figura A2.11 Viteza de încărcare pentru specimen TTM3CM2	A2.7
Figura A2.12 Viteza de încărcare pentru specimen TTM3CM3	A2.7
Figura A2.13 Relația σ - ε , specimen TTM31M1	A2.8
Figura A2.14 Relația σ - ε , specimen TTM31M2	A2.8
Figura A2.15 Relația σ - ε , specimen TTM31M3	A2.8
Figura A2.16 Relația σ - ε , specimen TTM32M1	A2.9
Figura A2.17 Relația σ - ε , specimen TTM32M2	A2.9
Figura A2.18 Relația σ - ε , specimen TTM32M3	A2.9
Figura A2.19 Relația σ - ε , specimen TTM51M1	A2.10
Figura A2.20 Relația σ - ε , specimen TTM51M2	A2.10

Figura A2.21 Relatia σ - ε , specimen TTM51M3.....	A2.10
Figura A2.22 Relatia σ - ε , specimen TTM52M1.....	A2.11
Figura A2.23 Relatia σ - ε , specimen TTM52M2.....	A2.11
Figura A2.24 Relatia σ - ε , specimen TTM52M3.....	A2.11
Figura A2.25 Relatia σ - ε pentru materialul de depozit W1_1.....	A2.12
Figura A2.26 Relatia σ - ε pentru materialul de depozit W2_1.....	A2.12
Figura A2.27 Relatia σ - ε pentru materialul de depozit W3_1.....	A2.12
Figura A2.28 Relatia σ - ε pentru materialul de depozit W1_2.....	A2.13
Figura A2.29 Relatia σ - ε pentru materialul de depozit W2_2.....	A2.13
Figura A2.30 Relatia σ - ε pentru materialul de depozit W3_2.....	A2.13
Figura A2.31 Influenta materialului, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.14
Figura A2.32 Influenta materialului, $\dot{\varepsilon}_2=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.14
Figura A2.33 Influenta materialului, $\dot{\varepsilon}_3=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.14
Figura A2.34 Influenta vitezei de incarcare, TTM31M.....	A2.15
Figura A2.35 Influenta vitezei de incarcare, TTM32M.....	A2.15
Figura A2.36 Influenta vitezei de incarcare, TTM51M.....	A2.15
Figura A2.37 Influenta vitezei de incarcare, TTM52M.....	A2.16
Figura A2.38 Influenta vitezei de incarcare, W_1.....	A2.16
Figura A2.39 Influenta vitezei de incarcare, W_2.....	A2.16
Figura A2.40 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.17
Figura A2.41 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.17
Figura A2.42 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.17
Figura A2.43 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.18
Figura A2.44 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.18
Figura A2.45 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.18
Figura A2.46 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.19
Figura A2.47 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.19
Figura A2.48 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.19
Figura A2.49 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.20
Figura A2.50 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.20
Figura A2.51 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.20
Figura A2.52 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.21
Figura A2.53 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.21
Figura A2.54 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.21
Figura A2.55 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.22
Figura A2.56 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.22
Figura A2.57 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.22
Figura A2.58 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.23
Figura A2.59 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.23
Figura A2.60 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\varepsilon}_1=0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.23
Figura A2.61 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.24
Figura A2.62 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\varepsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.24
Figura A2.63 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\varepsilon}_1=0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.24

Figura A2.64 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.25
Figura A2.65 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.25
Figura A2.66 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.25
Figura A2.67 Influenta vitezei de incarcare, sudura de colt, OL37	A2.26
Figura A2.68 Influenta vitezei de incarcare, sudura in K, OL37	A2.26
Figura A2.69 Influenta vitezei de incarcare, sudura in 1/2V, OL37	A2.26
Figura A2.70 Influenta vitezei de incarcare, sudura de colt, OL52	A2.27
Figura A2.71 Influenta vitezei de incarcare, sudura in K, OL52	A2.27
Figura A2.72 Influenta vitezei de incarcare, sudura in 1/2V, OL52	A2.27
Figura A2.73 Influenta vitezei de incarcare, sudura de colt, OL37	A2.28
Figura A2.74 Influenta vitezei de incarcare, sudura de colt, OL37	A2.28
Figura A2.75 Influenta vitezei de incarcare, sudura in K, OL37	A2.28
Figura A2.76 Influenta vitezei de incarcare, sudura in K, OL37	A2.29
Figura A2.77 Influenta vitezei de incarcare, sudura in 1/2V, OL37	A2.29
Figura A2.78 Influenta vitezei de incarcare, sudura in 1/2V, OL37	A2.29
Figura A2.79 Influenta vitezei de incarcare, sudura de colt, OL52	A2.30
Figura A2.80 Influenta vitezei de incarcare, sudura de colt, OL52	A2.30
Figura A2.81 Influenta vitezei de incarcare, sudura in K, OL52	A2.30
Figura A2.82 Influenta vitezei de incarcare, sudura in K, OL52	A2.31
Figura A2.83 Influenta vitezei de incarcare, sudura in 1/2V, OL52	A2.31
Figura A2.84 Influenta vitezei de incarcare, sudura in 1/2V, OL52	A2.31
Figura A2.85 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.32
Figura A2.86 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.32
Figura A2.87 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.32
Figura A2.88 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.33
Figura A2.89 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.33
Figura A2.90 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.33
Figura A2.91 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.34
Figura A2.92 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.34
Figura A2.93 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.34
Figura A2.94 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.35
Figura A2.95 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.35
Figura A2.96 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.35
Figura A2.97 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.36
Figura A2.98 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.36
Figura A2.99 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.36
Figura A2.100 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$	A2.37
Figura A2.101 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$	A2.37
Figura A2.102 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$	A2.37

LISTA TABELELOR

Tabel 2.1 Comportarea clădirilor metalice la acțiunea cutremurului Mexico City, 1985.....	2.10
Tabel 2.2 Variația indicelui de distrugere în funcție de numărul de nivele al clădirilor.....	2.15
Tabel 2.3 Numărul victimelor și magnitudinea celor mai puternice cutremure din Japonia	2.20
Tabel 2.4 Distribuția avariilor pe diferitele tipuri de îmbinări	2.26
Tabel 3.1 Modelarea îmbinărilor.....	3.18
Tabel 3.2 Tipurile de analiză și modelarea îmbinărilor	3.19
Tabel 3.3 Valorile coeficientului η	3.21
Tabel 3.4 Caracteristicile îmbinărilor obținute experimental și cu Eurocode 3	3.24
Tabel 3.5 Componentele îmbinărilor (după Eurocode 3).....	3.27
Tabel 3.6 Momentul capabil și rigiditatea la rotire a îmbinărilor	3.30
Tabel 3.7 Momentul capabil și rigiditatea la rotire a îmbinărilor (continuare).....	3.31
Tabel 3.8 Concepte de proiectare, factori de comportare și clase de ductilitate pentru structurile metalice	3.36
Tabel 3.9 Caracteristicile mișcărilor seismice.....	3.42
Tabel 4.1 Descrierea programului experimental.....	4.6
Tabel 4.2 Mărimile caracteristice și modul de rupere al epruvetelor TTW încercate monoton	4.9
Tabel 4.3 Modul de definire a curbelor de oboseală	4.29
Tabel 4.4. Cadrele considerate în studiul parametric	4.30
Tabel 5.1 Nivele de performanță structurală pentru structuri în cadre necontravântuite.....	5.2
Tabel 5.2 Nivele de performanță structurală și descrierea stării de degradare pentru structuri în cadre necontravântuite.....	5.8
Tabel 5.3 Perioadele de recurență propuse de diferiți autori (în ani)	5.9
Tabel 6.1 Caracteristicile cadrelor analizate.	6.2
Tabel 6.2 Parametrii rezistenței la oboseală determinați experimental (Calado 1999).....	6.3
Tabel 6.3 Valorile limită pentru stările limită considerate.....	6.4
Tabel 6.4 Factorii de scalare	6.7
Tabel 6.5 Valorile accelerațiilor limită pentru nivelele de performanță	6.8
Tabel 6.6 Valorile factorilor de reducere pentru cadrele cu noduri rigide.....	6.11
Tabel 6.7 Valorile factorilor de reducere pentru cadrele cu noduri semirigide	6.12
Tabel 6.8 Valorile factorilor de reducere	6.16
Tabel 6.9 Valorile limită pentru stările limită considerate.....	6.24
Tabel 6.10 Factorii de reducere q_{μ} și q_1	6.25
Tabel A1.1 Rezistența elementului echivalent T	A1.2
Tabel A1.2 Lungimile efective pentru cazul tălpii stâlpului nerigidizată	A1.6
Tabel A1.3 Lungimile efective pentru cazul tălpii stâlpului rigidizată.....	A1.7
Tabel A1.4 Lungimile efective pentru placa de capăt.....	A1.7
Tabel A1.5 Determinarea centrului zonei comprimate, a brațului de pârghie z și distribuția forțelor pentru obținerea momentului capabil $M_{j,Rd}$	A1.10
Tabel A1.6 Valorile coeficientului ψ	A1.12
Tabel A1.7 Îmbinări sudate sau cu eclise de tălpi	A1.13
Tabel A1.8 Îmbinări cu șuruburi și placa de capăt și prinderi la baza	A1.13
Tabel A1.9 Coeficienții de rigiditate pentru componentele principale	A1.14
Tabel A1.10 Coeficienții de rigiditate pentru componentele principale (continuare).....	A1.14
Tabel A1.11 Dimensiunile profilelor	A1.16
Tabel A1.12 Caracteristici de material.....	A1.16

Tabel A1.13 Factorul de reducere ρ	A1.16
Tabel A1.14 Dimensiunile profilelor	A1.21
Tabel A1.15 Caracteristici de material.....	A1.21
Tabel A1.16 Dimensiunile profilelor	A1.28
Tabel A1.17 Caracteristici de material.....	A1.28
Tabel A2.1 Epruvete TTM.....	A2.1
Tabel A2.2 Epruvete W.....	A2.2
Tabel A2.3 Recapitulare încercări TTW	A2.2
Tabel A2.4 Epruvete TTW încercate monoton	A2.2
Tabel A2.5 Epruvete TTW încercate ciclic.....	A2.3
Tabel A2.6 Modul de rupere al epruvetelor TTW încercate monoton.....	A2.38
Tabel A2.7 Modul de rupere al epruvetelor TTW încercate ciclic	A2.38

CAPITOL 1. INTRODUCERE

Structurile in cadre multietajate sunt folosite in prezent pe scara larga la realizarea clădirilor civile sau industriale. Sistemul structural este economic si poate fi ușor configurat pentru a îndeplini o varietate de cerințe funcționale si arhitecturale. Comportarea buna a acestor structuri la acțiunea cutremurelor puternice dar si experiența încercărilor experimentale efectuate au constituit un alt argument in favoarea utilizării acestor sisteme structurale.

Prima mare surpriza s-a produs odată cu cutremurele din Statele Unite (Northridge 1994) si Japonia (Kobe 1995), când pentru prima data a fost scoasa in evidenta vulnerabilitatea acestor construcții la acțiunea seismică. Avariile suferite de îmbinările rigla-stâlp dar si de alte categorii de elemente structurale au condus la derularea unor ample programe de cercetare, atât in Statele Unite si Japonia, cat si in Europa si in alte regiuni afectate de cutremure puternice. Aceste programe de cercetare au încercat pe de o parte sa determine factorii care contribuie la producerea avariilor menționate iar pe de alta parte sa găsească soluții pentru îmbunătățirea comportării structurilor in cadre metalice.

In Statele Unite cercetările cele mai importante s-au desfasurat in cadrul programului de cercetare SAC. Consorțiul format a cuprins 3 organizații profesionale de prestigiu din Statele Unite:

- SEAOC (Structural Engineers Association of California)
- ATC (Applied Technology Council)
- CUREe (California Universities for Research in Earthquake Engineering)

Programul, destinat in principal reducerii riscului seismic reprezentat de structurile in cadre metalice, s-a desfasurat in colaborare cu FEMA (Federal Emergency Management Agency) si a cuprins atât cercetări referitoare la dezvoltarea de metode si tehnologii noi pentru construcțiile metalice dar si procedee de inspectie, reparare si reabilitare a clădirilor existente. Rezultatele obținute in urma cercetărilor au constituit un mare pas înainte in ceea ce privește imbunatatirea comportării structurilor metalice in zone seismice. Sunt amintite aici recomandările privind evaluarea si repararea clădirilor existente (FEMA 267, FEMA 351, FEMA 352, FEMA 356) sau proiectarea clădirilor noi (FEMA 302, FEMA 350, FEMA 353) dar si normele de proiectare antiseismice (UBC97, AISC1997, AISC2002).

In Japonia efectele cutremurului de la Kobe din 1995 au fost cu mult mai puternice decât cele din Statele Unite, atât din punct de vedere al pagubelor (de circa 10 ori mai ridicate) dar mai ales al numărului foarte mare de victime (o descriere amanuntita a celor doua cutremure este data in capitolul 2). După cutremur au fost demarate ample programe de cercetare pentru determinarea cauzelor care au stat la baza acestui adevărat dezastru. Cercetările au condus la modificări importante atât in ceea ce privește soluțiile structurale folosite cat si in modul de definire a acțiunii seismice, modificări care au stat la baza noilor norme japoneze de proiectare antiseismice:

- AIJ (1996): Damage and Lessons of Steel Structures in Hyogoken-Nanbu earthquake;
- JRA (1996): Design Specifications for Highway Bridges, Part V: Seismic Design
- The Building Standard Law of Japan (2000). Aceasta a apărut in iunie 2000, cu modificări semnificative față de versiunea precedentă, revizuită în 1998, prin introducerea unor criterii de proiectare bazate pe conceptul de performanță.

In Europa cel mai amplu program de cercetare in domeniul comportării seismice a structurilor metalice si îmbinărilor acestora l-a constituit COPERNICUS-RECO (Reliability of Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas). Programul, desfasurat in perioada 1997-1999, s-a constituit ca o replica la programul american de

cercetare SAC si a cuprins universitati si institute de cercetare din 8 tari europene:

- Belgia
- Bulgaria
- Franța
- Grecia
- Italia
- Portugalia
- România
- Slovenia

Activitățile de cercetare desfasurate de echipa de cercetare din tara noastră s-au desfasurat in principal in cadrul următoarelor instituții:

- Universitatea "Politehnica" din Timișoara
- INCERC Timișoara
- Academia Romana, Timișoara

Autorul a fost implicat direct in activitatile de cercetare ca reprezentat al Academiei Romane in acest program. Cercetările s-au concentrat in principal pe următoarele direcții:

- studiul criteriilor de proiectare si a riscului seismic
- cerințe de ductilitate pentru îmbinările semi-rigide
- interacțiunea dintre ductilitatea locala si globala
- influenta topologiei structurale asupra comportării structurilor in cadre metalice
- metoda de determinare a factorului q bazata pe conceptul de forța tăietoare la baza
- influenta topologiei îmbinărilor si asimetriei incarcarilor

Programul a constituit punctul de plecare pentru o mare parte din cercetările desfasurate in cadrul tezei de doctorat, fiind amintite aici atât studiile legate de interacțiunea dintre ductilitatea locala si globala cat si cele legate de cerințele de ductilitate pentru îmbinările semi-rigide. De asemenea, programul de cercetare a pus bazele unei colaborări fructuoase intre Academia Romana si Universitatea "Politehnica" pe de o parte si Universitatea Naționala Tehnica din Atena, reprezentata de Prof. Ioannis Vayas. Astfel, cercetările desfasurate după încheierea programului COPERNICUS RECOS de către autor împreuna cu Prof. Ioannis Vayas s-au materializat in numeroase lucrări de cercetare prezentate in cadrul unor manifestări stiintifice importante (STESSA 2000, NATO Workshop 2000) si in paginile unor reviste de prestigiu (Journal of Earthquake Engineering, Stahlbau). As dori sa fac precizarea ca începutul colaborării cu Prof. Ioannis Vayas a fost dat de realizarea diplomei de licența la Universitatea din Atena in anul 1994, in cadrul programului european TEMPUS.

In anul 1999, an in care s-a încheiat programul de cercetare COPERNICUS RECOS, au demarat cercetările in cadrul altui program de cercetare si anume COST C12 (Improving buildings' structural quality by new technologies). La acest program de cercetare participa 22 de tari europene si este planificat sa se încheie la sfarsitul anului 2004, unul din cei doi reprezentanți naționali fiind chiar autorul (alături de Prof. Dan Dubina de la UP Timișoara). Cercetările din cadrul programului se desfasoara pe trei grupuri de lucru si anume:

- WG1 - Tehnologii mixte
- WG2 - Integritatea structurala sub incarcari excepționale
- WG3 - Urbanism

Domeniile de cercetare din cadrul grupului de lucru 2 sunt axate in principal pe studiul comportării clădirilor la acțiuni excepționale si cuprind:

- Integritatea structurala a clădirilor la acțiunea cutremurelor de mare intensitate
- Integritatea structurala a clădirilor la acțiunea focului
- Evaluarea robustetei structurale
- Metode de evaluare a performantelor structurale sub acțiunea incarcarilor excepționale
- Repararea si consolidarea clădirilor existente

Cercetările desfășurate de către autor în cadrul acestui program de cercetare sunt în strânsă legătură cu tematica lucrării de doctorat, în special în ceea ce privește integritatea structurală a clădirilor la acțiunea cutremurelor de mare intensitate dar și metodele generale de evaluare a performanțelor structurale sub acțiunea încărcărilor excepționale.

În prezent activitatea de cercetare pe plan internațional este continuată prin participarea autorului, ca reprezentant al Academiei Române, Filiala Timișoara la proiectul de cercetare PROHITECH (Earthquake Protection of Historical Buildings by Reversible Mixed Technologies), ce se va desfășura în perioada 2004-2006. Proiectul este coordonat de un consorțiu format din specialiști de la 13 instituții de cercetare provenind din 11 țări de pe 3 continente: Europa, Africa și Asia, în special din zona mediteraneană și balcanică. Proiectul își propune să abordeze un domeniu actual și de mare importanță și anume protecția seismică a clădirilor monumentale și istorice folosind materiale și tehnologii reversibile (incluzând aici materiale precum oțelul și folosind ca metodă de analiză metoda bazată pe performanță). După cum este cunoscut, zonele limitrofe Marii Mediterane, incluzând aici și România, sunt zone cu o seismicitate ridicată, care adăpostesc totodată și o mare parte din patrimoniul cultural universal. Clădirile și monumentele istorice sunt printre cele mai expuse riscului seismic, având în vedere că au fost construite într-o perioadă în care prevederile de calcul și alcătuire seismică nu existau sau erau insuficiente. Evenimentele seismice care au marcat această zonă în ultimii ani (Friuli-Italia, 1976; Vrancea-România, 1977; Campania și Basilicata-Italia, 1980; Banat-România, 1991; Erzincan-Turcia, 1992; Umbria-Italia, 1997; Adana-Turcia, 1998; Izmit și Duzce-Turcia, 1999; Atena-Grecia, 1999) au arătat că riscul seismic este în continuă creștere. Proiectul își propune ca la final să furnizeze propuneri de codificare pentru protecția clădirilor istorice și monumentale existente, urmărind structura și filozofia normelor europene Eurocode.

În paralel cu activitățile desfășurate pe plan internațional, autorul a participat și la numeroase programe de cercetare pe plan național, ca director de granturi și proiecte de cercetare sau colaborator la acestea. Se distinge aici participarea la grantul major de cercetare "Siguranța la cutremur a construcțiilor din România amplasate în zone cu mișcări seismice puternice", susținut și finanțat de Banca Mondială și Guvernul României. În program au fost implicate, pe lângă Academia Română din Timișoara, Universitatea "Politehnică" din Timișoara și Universitatea Tehnică de Construcții din București. Programul, desfășurat în perioada 1999-2001, a cuprins două domenii de cercetare distincte și anume:

I. Hazard, vulnerabilitate și risc seismic

- Hazardul seismic în România:
- sursa Vrancea;
- surse de suprafață în Banat;
- Fragilitatea seismică a structurilor pentru construcții;
- Managementul riscului seismic. Aplicație pentru București;
- Microzonarea seismică a Bucureștiului.

II. Structuri performante din oțel pentru clădiri amplasate în zone seismice

- Tendințe și evoluții în normele de proiectare antisismică a clădirilor cu structură metalică;
- Criterii pentru evaluarea performanțelor globale ale structurilor în cadre metalice;
- Caracterizarea comportării îmbinărilor riglă-stâlp pentru analiza globală a structurilor în cadre;
- Cadre metalice multietajate cu structură duală;
- Soluții constructive pentru case cu structură metalică.

Autorul a fost direct implicat în cercetările referitoare la criteriile pentru evaluarea performanțelor globale ale structurilor în cadre metalice, rezultatele acestor cercetări regăsindu-se în buna măsură și în teza de doctorat.

Aceasta scurta descriere a contextului național si internațional in care s-au desfasurat cercetările dar si acțiunile la care autorul a participat in mod direct pe perioada realizării tezei de doctorat demonstrează actualitatea domeniului cercetat in teza de doctorat si integrarea cercetărilor in cadrul preocupărilor actuale in domeniu.

Teza de doctorat are ca scop studiul comportării structurilor in cadre multietajate supuse acțiunii seismice, tinand seama de comportarea reala a îmbinărilor rigla-stâlp.

Norma romaneasca de calcul seismic P100-92 restrictioneaza utilizarea îmbinărilor rigla-stâlp semirigide sau cu rezistenta parțiala la realizarea clădirilor cu structura metalica. Norma prevede ca formarea articulațiilor plastice sa se producă in rigle sau stâlpi dar nu in îmbinări. Pentru a realiza acest lucru, momentul capabil al îmbinărilor rigla-stâlp trebuie sa fie mai mare cu 20% decât momentul plastic capabil al riglelor adiacente. Aceste prevederi sunt introduse fara insa ca in normele romanești de calcul al structurilor metalice sa existe prevederi clare privind determinarea momentului capabil sau rigiditatii la rotire a îmbinărilor rigla-stâlp.

Spre deosebire de situația din tara noastră, normele de calcul din alte tari au început sa permită folosirea îmbinărilor rigla-stâlp semirigide sau cu rezistenta parțiala. De exemplu, norma europeana de calcul seismic, Eurocode 8, permite utilizarea îmbinărilor rigla-stâlp semirigide si/sau cu rezistenta la structurile in cadre, daca sunt satisfăcute următoarele condiții:

- capacitatea de rotire a îmbinării poate sa urmărească deformațiile structurii;
- efectele deformațiilor produse in îmbinare asupra deplasărilor de ansamblu ale structurii sunt luate in considerare prin intermediul unei analize statice neliniare sau neliniare dinamice (time history).

Introducerea îmbinărilor rigla-stâlp semirigide este astfel legata de verificarea ductilitatii îmbinărilor. Acest lucru se reflecta si in conținutul tezei de doctorat, un capitol întreg fiind rezervat studiului ductilitatii locale a îmbinărilor. Teza cuprinde studii teoretice, numerice si experimentale si este structurata pe 7 capitole si doua anexe:

Capitolul 1	: Introducere
Capitolul 2	: Comportarea structurilor in cadre metalice la acțiunea unor miscari seismice puternice
Capitolul 3	: Calculul structurilor in cadre metalice ținând seama de comportarea reala a îmbinărilor
Capitolul 4	: Factori care influențează ductilitatea locala a structurilor in cadre metalice
Capitolul 5	: Introducerea proiectării bazate pe performanta in normele actuale de calcul seismic
Capitolul 6	: Aplicarea metodologiei de proiectare bazate pe factori de reducere parțiali la proiectarea si verificarea structurilor metalice
Capitolul 7	: Concluzii finale
Bibliografie	
Anexa A1	: Aplicarea metodei componentelor la calculul îmbinărilor rigla-stâlp
Anexa A2	: Influenta vitezei de deformare-rezultate experimentale suplimentare

Capitolul 1 prezintă situația actuala pe plan mondial in domeniul studiului comportării seismice a clădirilor cu structura metalica. Sunt prezentate pe scurt si activitățile de cercetare desfasurate de autor in cadrul unor programe de cercetare cu participare naționala sau internaționala din domeniul tezei de doctorat.

Capitolul 2 prezintă comportarea structurilor metalice la acțiunea unor cutremure puternice. Sunt prezentate miscarile seismice importante care au marcat istoria seismica din ultimii 100 de ani, începând cu miscari seismice mai vechi (San Francisco 1906, Tokyo 1923)

și terminând cu unele de dată recentă (Northridge 1994, Kobe 1995, Chi-Chi 1999). În paralel cu descrierea cutremurelor sunt prezentate cercetările care au avut loc după producerea fiecărui cutremur, prescripțiile de calcul aflate în vigoare la acea dată și modificările care au apărut după cutremur. În concluziile studiului se remarcă necesitatea dezvoltării normelor moderne prin introducerea proiectării bazate pe performanță și, totodată, prin îmbunătățirea reglementărilor de calcul al îmbinărilor riglă-stâlp.

Capitolul 3 prezintă în prima parte metodele actuale de calcul al structurilor în cadre metalice. Sunt prezentate de asemenea prescripțiile de calcul al îmbinărilor și criteriile de clasificare a îmbinărilor conținute în norma europeană Eurocode 3. Se remarcă aici, în primul rând, lipsa unor prevederi clare referitoare la determinarea capacității de rotire a îmbinărilor riglă-stâlp. În partea a doua a capitolului sunt prezentate prevederile referitoare la proiectarea structurilor în cadre metalice în zone seismice, în special cele referitoare la condițiile ce trebuie îndeplinite în cazul proiectării structurilor disipative. În ultima parte sunt prezentate problemele actuale existente în normele de calcul și tendințele actuale în domeniu.

Capitolul 4 prezintă studiile întreprinse de autor în domeniul ductilității locale a structurilor metalice și a factorilor care contribuie la reducerea acesteia. În cadrul metodei de proiectare la mai multe nivele de performanță, parametrul cel mai important îl reprezintă ductilitatea locală a îmbinărilor exprimată de regula sub forma capacității de rotire. Într-adevăr, distrugerile suferite de structurile metalice sub acțiunea ultimelor cutremure puternice, s-au datorat în mare măsură avarierii îmbinărilor riglă-stâlp la nivele foarte reduse ale deplasărilor de nivel, datorită ductilității insuficiente. De asemenea, colapsul unor clădiri cu structură metalică, s-a datorat din nou depășirii capacității de rotire. Ductilitatea locală a îmbinărilor devine în acest fel elementul cheie în asigurarea unei comportări corespunzătoare la acțiunea seismică. Sunt prezentate aici cercetările întreprinse de autor cu privire la influența vitezei de deformare asupra materialului de bază și asupra îmbinărilor sudate precum și influența acumulării deformațiilor plastice asupra reducerii ductilității locale. Acumularea deformațiilor plastice este descrisă ca un fenomen de oboseală plastică și este introdusă o metodă originală pentru calculul rezistenței la oboseală plastică. Influența vitezei de deformare este studiată atât experimental cât și numeric, cu ajutorul unui model cu elemente finite, folosind programul NASTRAN. Concluziile studiului sunt prezentate pe larg în finalul capitolului.

Capitolul 5 prezintă în prima parte istoria apariției și dezvoltării conceptului de performanță în proiectarea structurilor metalice și tendințele actuale din acest domeniu. Sunt prezentate comparativ prevederile FEMA267, FEMA350 și SEAOC VISION 2000. În partea a doua a capitolului este prezentată metodologia propusă de autor pentru proiectarea structurilor metalice la mai multe nivele de performanță precum și modalitatea de implementare în normele actuale de proiectare antisismică. Pentru aceasta sunt introduse 3 nivele de performanță, referitoare la satisfacerea condițiilor de drift, drift remanent și capacitate de rotire

- starea limită de serviciu
- starea limită de avarie
- starea limită ultimă

Pentru fiecare din cele trei stări limită sunt determinați factorii de comportare q , denumiți și factori q parțiali.

Capitolul 6 prezintă modalitatea practică de implementare a conceptului de performanță în normele actuale. Se exemplifică aplicarea metodei atât la proiectarea structurilor noi cât și la verificarea celor existente. Pentru determinarea factorilor q parțiali, s-a realizat un studiu

parametric pe o familie de cadre multietajate cu noduri rigide și semirigide, supuse acțiunii unor cutremure cu caracteristici diferite. Pentru a lua în considerare influența configurației geometrice și a perioadelor proprii ale structurii asupra răspunsului seismic, au fost alese cadre cu înălțimi diferite. Valorile parametrilor folosiți pentru definirea nivelelor de performanță au fost definite în cadrul capitolelor 4 și 5. În final se prezintă valorile factorilor q parțiali corespunzători fiecărei stări limită. Aplicarea metodei la verificarea unei clădiri existente s-a exemplificat pe o structură în cadre metalice multietajate, amplasată în Timișoara și supusă accelerogramei mișcării Banloc, iulie 1991. În final se prezintă valorile factorilor q parțiali pentru cele trei stări limită.

Capitolul 7 conține concluziile finale ale cercetărilor desfășurate în cadrul tezei, contribuțiile autorului în domeniul temei studiate și posibilitățile de continuare a cercetărilor.

Anexa A1 prezintă mai multe exemple de aplicare a metodei componentelor la calculul caracteristicilor îmbinărilor riglă-stâlp. Sunt prezentate trei tipuri de îmbinări riglă-stâlp dintre cele mai folosite în practica curentă: îmbinarea riglă-stâlp cu sudură directă între riglă și talpa stâlpului, îmbinarea cu șuruburi și placă de capăt extinsă și îmbinarea cu corniere pe tălpi.

Anexa A2 prezintă rezultatele suplimentare obținute în cadrul programului experimental asupra influenței vitezei de deformare.

CAPITOL 2. COMPORTAREA STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE LA ACȚIUNEA UNOR MIȘCĂRI SEISMICE PUTERNICE

2.1. Introducere

Încă de la apariția lor, normele de calcul antiseismic au avut ca scop proiectarea clădirilor astfel încât sub acțiunea unui cutremur major să fie evitat colapsul structurii, acceptându-se astfel un anumit nivel de degradare al acesteia. Pentru a se asigura acest deziderat este necesară utilizarea acelor soluții structurale, materiale sau detalii de alcătuire care conduc la o cât mai bună ductilitate a structurii.

O structură este considerată ductilă dacă este capabilă să suporte deformații inelastice considerabile fără o scădere semnificativă a capacității portante, concomitent cu evitarea instabilității locale sau globale a structurii. În acest context structurile în cadre metalice au fost considerate mai ductile în comparație cu alte sisteme structurale. Mulți ingineri credeau chiar că structurile în cadre metalice sunt invulnerabile la acțiunea seismică și că eventualele distrugereri ar consta în plasticizarea unor elemente sau îmbinări. Cutremurul din 17 ianuarie 1994 din Statele Unite (Northridge 1994) a modificat însă radical această situație, scoțând la iveală o comportare total necorespunzătoare a unor clădiri în cadre metalice, având diferite regimuri de înălțime și fiind construite la perioade diferite de timp. La această concluzie și-au adus contribuția și ruperile casante ale unor îmbinări rigla-stâlp, în special sudate. O comportare nesatisfăcătoare a structurilor metalice s-a putut observa și în cazul cutremurului de la Kobe (17 ianuarie 1995). Spre deosebire de cutremurul de la Northridge, la Kobe s-au înregistrat și cedări complete ale unor structuri metalice. Majoritatea structurilor erau vechi, proiectate și realizate în conformitate cu vechile norme antiseismice. S-au înregistrat însă și prăbușiri ale construcțiilor metalice moderne, proiectate în conformitate cu ultimele norme antiseismice. Din totalul clădirilor metalice avariate, circa 30% au fost clădiri considerate moderne. Observațiile și cercetările desfășurate după aceste evenimente seismice au contribuit la perfecționarea cunoștințelor și la modernizarea normelor de proiectare seismică.

2.2. Comportarea clădirilor în cadre metalice sub acțiunea unor cutremure istorice

2.2.1 San Francisco, 1906

Cutremurul din 18 aprilie 1906 care a afectat orașul San Francisco a fost unul din cele mai puternice cutremure care au afectat Statele Unite (magnitudinea $M=8,3$) (Figura 2.1).



Figura 2.1 Efectele cutremurului asupra clădirilor: a) Avarii la clădirea primăriei din San Francisco; b) Prăbușirea clădirii primăriei din Santa Rosa

Conform unor estimări recente, datorită cutremurului și incendiilor care au urmat, și-au pierdut viața peste 3 000 de persoane și au fost distruse sau avariate peste 28 000 de clădiri. Pagubele materiale au fost estimate la 374 milioane USD (la valoarea din anul 1906). Clădirile în cadre metalice de la acea vreme erau în mare parte realizate prin nituire. Preluarea forțelor laterale se realiza prin intermediul portalelor cu noduri rigide, contravântuirilor sau pereților din zidărie. În afară de avariile înregistrate de pereții din zidărie, s-au înregistrat avarii și la nivelul elementelor și îmbinărilor: flambajul local al stâlpilor, ruperea prin forfecare a niturilor, etc. Distrugerile în îmbinările nituite erau însă atribuite defectelor de construcție și neglijenței în execuție. S-au înregistrat de asemenea plastificări urmate de flambaj la diagonalele centrice. Un alt aspect important l-a constituit și distrugerea protecției la foc a structurii metalice datorită cutremurului, astfel că incendiile care au urmat (Figura 2.2) au condus la prăbușirea mai multor clădiri metalice. După producerea cutremurului, au fost introduse pentru prima dată în normă prescripții referitoare la încărcarea seismică. Astfel, structura era dimensionată să reziste unei presiuni laterale egale cu 1,5 kN/mp. Încărcarea din seism era indirect legată de masa clădirii, prin intermediul suprafeței laterale.



a)



b)

Figura 2.2 Vedere de ansamblu a orașului San Francisco: a) orașul cuprins de incendiile care au urmat cutremurului; b) amploarea distrugerilor

Raportul realizat de United States Geological Survey (USGS 1907) arăta ca structurile metalice au avut cea mai bună comportare deși nu fuseseră proiectate la încărcările din seism. Raportul prezenta de asemenea structurile metalice ca soluția optimă pentru zonele seismice. Privind retrospectiv, se poate vedea ca unele din concluziile raportului nu au fost validate de experiența seismică ulterioară, structuri metalice având o configurație asemănătoare prăbușindu-se sub acțiunea cutremurelor recente (Mexico City 1985, Kobe 1995).

2.2.2 Kanto, Japonia, 1923

Cutremurul de la Kanto din 1 septembrie 1923 a afectat în principal orașele Tokyo și Yokohama. Cutremurul, cu magnitudinea $M=8,3$, a dus la pierderea unui mare număr de vieți omenești (peste 142 000) și a provocat mari pagube materiale. În ceea ce privește comportarea structurilor metalice, se pot spune destul de puține lucruri, având în vedere că primele structuri metalice au fost ridicate cu doar câțiva ani înainte de cutremur. Clădirile metalice au suferit avarii minore din cauza seismului, însă din cauza distrugerii protecției la foc din zidărie de cărămidă, incendiile care au urmat cutremurului au provocat avarii extinse (probleme asemănătoare cu cele înregistrate la San Francisco, 1906).



Figura 2.3 Vedere de ansamblu după cutremur, Tokyo 1923

Astfel a apărut ideea protejării structurilor metalice prin înglobarea în beton. Din cele două poduri metalice existente la acea dată, unul a suferit avarii neînsemnate iar celalalt s-a prăbușit complet (Figura 2.4).



Figura 2.4 Podul Eitaibashi distrus de cutremur, Tokyo 1923

În urma acestui cutremur au fost introduși pentru prima dată în Japonia coeficienții seismici la calculul structurilor, reprezentați prin procente din greutatea structurii. Începând cu 1927 valoarea coeficientului seismic a fost stabilită la 0,10 pentru toate tipurile de clădiri. A fost introdusă și o limită de 30m în ce privește înălțimea maximă a clădirilor.

2.2.3 Cutremurul din România de la 10 noiembrie 1940

Cutremurul din anul 1940 a fost unul din cele mai puternice cutremure care au afectat România, magnitudinea cutremurului fiind mai mare decât cea a cutremurului din martie 1977. Cutremurul se înscrie în clasa cutremurelor de adâncime medie, adâncimea focarului fiind aproximată la 150 km iar magnitudinea Gutenberg-Richter la $M=7,4$. Cutremurul a provocat prăbușirea blocului Carlton, cea mai înaltă clădire din beton de la acea vreme din București, având 11 etaje. Deși clădirile cu structură metalică erau destul de puține, s-au înregistrat cazuri de avarii la structurile metalice. Se poate exemplifica aici Uzina Mecanică din Plopeni, Prahova, având structura realizată din stâlpi metalici și ferme metalice de 18 m deschidere. Dezastrul provocat de prăbușirea blocului Carlton dar și deteriorarea gravă a multor alte clădiri de locuit din București au adus pentru prima dată în atenție problema siguranței construcțiilor și în special aceea a siguranței antiseismice. Înainte de anul 1940 clădirile erau proiectate să reziste doar la sarcinile gravitaționale. Sub impulsul distrugerilor provocate de cutremurul din anul 1940, au apărut în țara noastră primele preocupări în domeniul ingineriei seismice, preocupări care au condus și la primele prevederi de calcul seismic. Aceste prescripții nu au putut fi însă aplicate pe scară largă decât după încheierea războiului.

2.2.4 Prince William Sound, Alaska, 1964

Cutremurul din 28 martie 1964 a fost cel mai puternic înregistrat pe teritoriul nord-american, având o magnitudine $M=8,4$ și o durată foarte mare (3 – 4 minute). S-au înregistrat 131 de victime iar pagubele au depășit 500 de milioane USD. Cel mai mult de suferit de pe urma cutremurului au avut clădirile din beton, în special cele cu înălțime mare. S-au înregistrat avarii și la unele structuri metalice, una din cele mai afectate fiind o clădire de birouri cu șase nivele. Structura de rezistență era alcătuită din cadre cu noduri rigide pe o direcție și cu rezistență parțială pe cealaltă direcție. Îmbinările rigla-stâlp erau realizate cu sudura de șantier și șuruburi de înaltă rezistență. Avariile s-au localizat în principal la primul nivel și s-au datorat flambajului stâlpilor din cauza încărcărilor axiale mari (Figura 2.5).

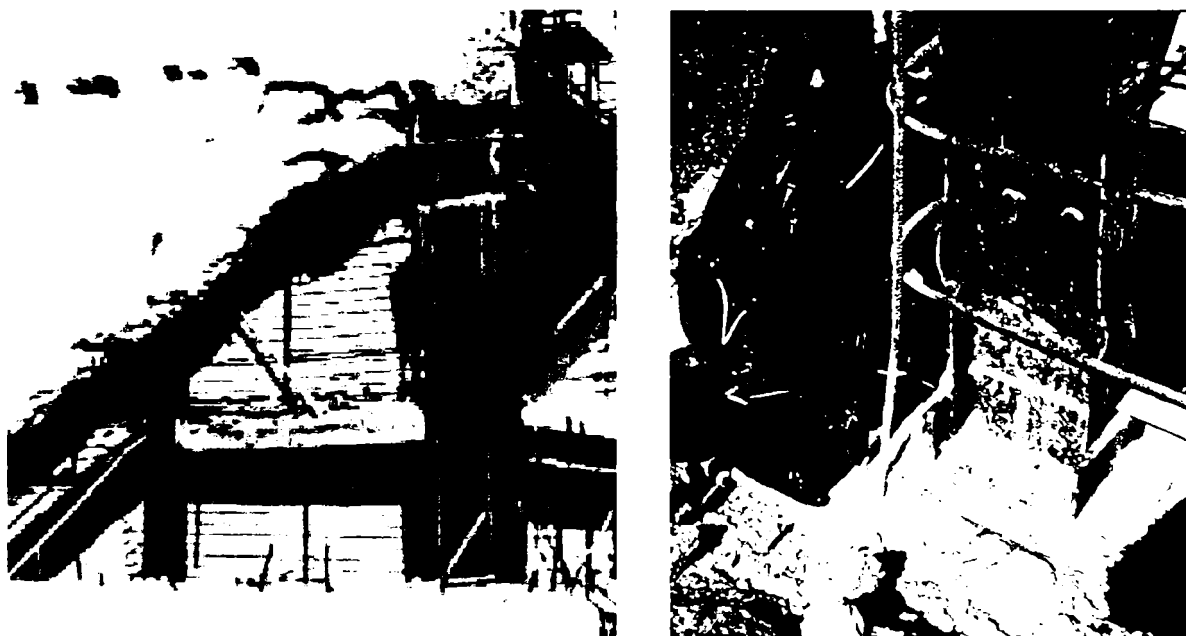


Figura 2.5 Avarii la clădirile cu structură metalică, Prince William Sound, Alaska, 1964

Cauza care a condus la flambajul local al stâlpilor și desprinderea tălpii de inimă a fost încărcarea axială foarte mare. Acest mod de cedare a demonstrat incapacitatea încercărilor monotone de a surprinde comportarea reală a elementelor sub încărcări seismice.

2.2.5 San Fernando, SUA, 1971

Cutremurul din 9 februarie 1971, cu magnitudinea $M=6,6$, a provocat pierderea a 65 de vieți omenești și pagube materiale de peste 500 milioane USD. Cutremurul a scos în evidență comportarea nesatisfăcătoare a structurilor în cadre din beton armat și pericolul reprezentat de mecanismul de cedare de nivel (Figura 2.6).



Figura 2.6 Avarii extinse la clădirea spitalului Olive View Community din Sylmar, construită cu puțin timp înainte de producerea cutremurului

Observațiile făcute în urma cutremurului au condus la schimbări importante în normele de calcul seismic. Au fost desfășurate investigații asupra unui număr de 32 de clădiri cu structură metalică, din care două nu erau finalizate (Steinbrugge et al., 1971). Raportul arată că, spre deosebire de clădirile din beton armat, la clădirile cu structura metalică nu s-au observat avarii la elementele principale de rezistență. Se va observa însă mai târziu, după cutremurul de la Northridge din 1994, că multe dintre avariile produse de cutremurul din 1971 au rămas neobservate, fiind destul de greu de descoperit deoarece structurile afectate nu prezentau indicii vizibile, cum ar fi drifturi remanente sau degradări ale elementelor de închidere. Investigații mai amănunțite au putut fi însă făcute asupra celor două clădiri aflate încă în execuție la data producerii cutremurului. Astfel, investigațiile efectuate asupra unei din cele două clădiri, având 52 de nivele, au scos la iveală un număr mare de îmbinări sudate care prezentau fisuri. Aceste defecte sunt de obicei prezente atunci când se folosesc îmbinări cu sudura de șantier iar în urma inspecțiilor acestea sunt descoperite și remediate. Raportul arată însă că o parte din fisuri ar fi putut fi cauzate de cutremur. Un alt raport referitor la aceeași clădire a identificat trei tipuri principale de defecte în elemente și îmbinări:

- desprinderea lamelara a tăpii stâlpului la nivelul tăpilor sau inimii riglei
- fisuri în sudura dintre tăpile grinzilor și stâlpi
- fisuri în sudura dintre inima grinzilor și stâlpi

Unele dintre aceste avarii aveau să fie consemnate și mai târziu, după cutremurul de la Northridge.

2.2.6 Cutremurul din România de la 4 martie 1977

Cutremurul de la 4 martie 1977 a fost unul din cele mai puternice cutremure care au afectat țara noastră, având o magnitudine mai redusă decât cea a cutremurului din anul 1940. Acest cutremur face parte din categoria de cutremure subcrustale din regiunea Vrancea care constituie principala sursă seismică de pe teritoriul României. Cutremurul a provocat mari pierderi materiale și de vieți omenești. Conform datelor care au fost furnizate la acea vreme s-

au înregistrat peste 1500 de victime, peste 11 000 de persoane au fost rănite și s-au prăbușit sau avariat grav peste 32 000 de locuințe (Balan et al., 1982). Pagubele au fost estimate la peste 2 miliarde USD (conform statisticilor oficiale). Amploarea pierderilor a fost dată atât de intensitatea mare a cutremurului cât și de aria extinsă a zonelor afectate.

Caracterizarea mișcării seismice. Cutremurul din 1977 se înscrie în clasa cutremurelor de adâncime medie, adâncimea focarului fiind aproximată la 109 km (cu circa 40 km mai aproape de suprafață decât cutremurul din 1940) iar magnitudinea Gutenberg-Richter a fost $M=7,2$. Distanța epicentrală față de București a fost de 105 km. Cutremurul a avut ca trăsături distincte caracterul multișoc și directivitatea accentuată a propagării mișcării pe direcția NE-SV. Accelerația de vârf a terenului la înregistrarea INCERC, direcția N-S a avut valoarea de $194,93 \text{ cm/sec}^2$, viteza de vârf a avut valoarea de $71,94 \text{ cm/sec}$ iar deplasarea de vârf a terenului $16,31 \text{ cm}$ (Figura 2.7).

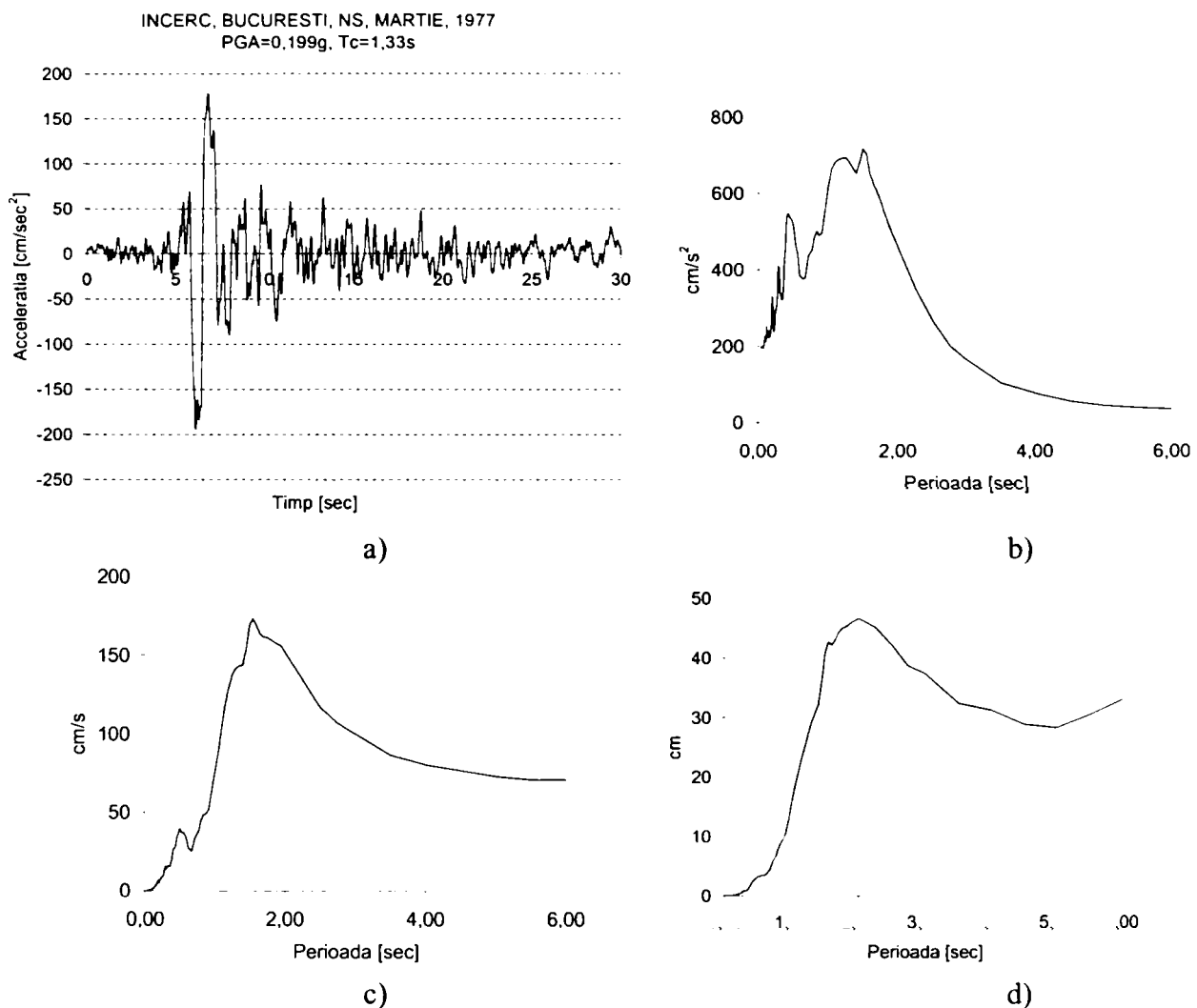


Figura 2.7 Înregistrarea cutremurului Vrancea 1977, stația INCERC: a) înregistrarea accelerației, componenta N-S; b) Spectrul de răspuns elastic al accelerației; c) Spectrul de răspuns elastic al vitezei; d) Spectrul de răspuns elastic al deplasării

S-au constatat de asemenea amplificări mari în intervalul $1,0 \div 1,6 \text{ sec}$, cu un maxim la $1,6 \text{ sec}$. Datorită numărului foarte mic de înregistrări ale cutremurului (prima înregistrare seismică a unei mișcări seismice în țară s-a obținut la cutremurul din 4 martie 1977, la subsolul sediului INCERC din București), caracteristicile de amplificare ale terenului corespunzătoare înregistrării INCERC N-S au fost eronat atribuite unei zone mari din țară. Spectrele de calcul care vor fi mai târziu înglobate în norma seismică P100/78, P100/81, P100/90 și P100/92 aveau să conțină domenii foarte largi de amplificare dinamică chiar și

pentru zone în care acest fenomen nu era prezent.

Caracterizarea avariilor produse de cutremur. În țara noastră deși s-a înregistrat o oarecare dezvoltare în domeniul construcțiilor încă de la începutul secolului XX, dar mai ales între cele două războaie mondiale, preocupările în domeniul ingineriei seismice au început de abia după cutremurul din 1940. Înainte de anul 1940 clădirile erau proiectate să reziste doar la sarcinile gravitaționale. Sub impulsul distrugerilor provocate de cutremurul din anul 1940, au apărut și primele prevederi de calcul seismic. Cel mai mult de suferit de pe urma cutremurului din martie 1977 au avut clădirile cu structură flexibilă datorită compoziției spectrale a mișcării seismice a terenului (amplificări dinamice în domeniul perioadelor 1,0...1,6sec). În cazul unor deformații mari corelate cu o ductilitate de ansamblu necorespunzătoare, s-au produs distrugereri generalizate urmate uneori de prăbușiri complete.

„În proiectarea antiseismică este de mare însemnătate adoptarea unui compromis rațional în jocul rezistență-ductilitate, prin compensarea lipsei de rezistență care ar fi necesară pentru o comportare elastică cu o creștere a ductilității, dar fără a depăși anumite limite dictate de necesitatea evitării deformațiilor prea mari.

În cazul realizării unor construcții lipsite de ductilitate (sau cu ductilitate redusă), pentru obținerea unei asigurări seismice comparabile cu cea a unor construcții ductile, este necesară o creștere corespunzătoare a capacității portante la acțiunea solicitărilor considerate ca aplicate static, ceea ce implică, de obicei, sporiri de consumuri de materiale.

Obținerea unei ductilități adecvate în stadiul de solicitare postelastice (respectiv evitarea ruperii casante, fragile) a construcțiilor trebuie asigurată, atât printr-o concepție adecvată a structurii și elementelor sale cât și prin adoptarea unor sisteme constructive generale, care au o mare importanță ...”. (Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977, Bălan et al, 1982).

Aceste obiective rămân în întregime valabile și astăzi. La cutremurul din 1977 intensitățile seismice au depășit în multe zone valorile prevăzute de norme. Clădirile care au prezentat o ductilitate adecvată au suferit avarii fără însă a suferi prăbușiri.

Comportarea construcțiilor metalice. Datorită numărului redus de construcții metalice existente în țara noastră la data producerii cutremurului, există puține informații cu privire la modul de comportare al acestora. Marea majoritate a clădirilor metalice o constituiau clădirile industriale, cu precădere halele metalice parter. Acestea erau folosite în special în cazul unor înălțimi mari și al unor regimuri speciale de exploatare. Structura de rezistență a acestora era alcătuită din stâlpi metalice, ferme metalice și învelitori ușoare din tablă cutată. Comportarea acestora a fost mult mai bună decât a halelor executate din alte materiale, în special datorită încărcărilor proprii mici aduse de învelitoare. Au existat și câteva cazuri de prăbușiri parțiale dar numai la halele mai vechi executate din șarpante metalice rezemate pe pereți portanți din zidărie (Figura 2.8).



Figura 2.8 Prăbușirea acoperișului metalic la Întreprinderea de utilaj petrolier Teleajen

Concluzii și măsuri în urma cutremurului din 4 martie 1977. Cutremurul, având în multe zone o intensitate mult mai mare decât cea prevăzută în normă, a scos în evidență asigurarea insuficientă la acțiunea seismică, în special a clădirilor vechi, proiectate și realizate înainte de 1940, anul introducerii primelor prescripții de calcul seismic. Deși construcțiile metalice au prezentat avarii reduse în comparație cu construcțiile din beton sau zidărie, studiile și observațiile efectuate după cutremur au arătat importanța următoarelor aspecte:

- Natura terenului are o mare importanță asupra comportării construcțiilor, în principal datorită rolului de filtru dinamic și de reazem deformabil jucate de teren. Rolul de filtru dinamic se manifestă prin compoziția spectrală a mișcării seismice a terenului. Datorită amplificărilor dinamice mari în domeniul perioadelor 1,0-1,6sec, au avut de suferit în special construcțiile flexibile. Modul de cedare al unor construcții și observațiile efectuate după cutremur au arătat contribuția importantă pe care deformabilitatea terenului o are asupra deformabilității ansamblului structură-teren de fundare;
- Este importantă asigurarea compatibilității între deformațiile structurii metalice și cele ale pereților de închidere. Au fost cazuri în care, datorită conlucrării dintre structura metalică, relativ flexibilă și pereții de închidere, s-au produs ruperi în stâlpi din forță tăietoare. În alte situații, pereții de închidere nu au conlucrat cu structura de rezistență astfel ca au apărut desprinderi ale acestora sau chiar prăbușiri;
- Intensitatea mare a cutremurului a făcut ca multe construcții să fie afectate de deformații plastice. Cazul cel mai favorabil a fost acela al dezvoltării deformațiilor plastice în grinzi și evitarea apariției lor în stâlpi. De aceea se recomandă tratarea cu deosebită atenție a prinderilor în fundații și a îmbinărilor dintre elemente, prin asigurarea unei capacități portante și a unei ductilități corespunzătoare;
- Acordarea unei atenții deosebite zonelor de îmbinare, pentru a se evita concentrările de tensiuni ce pot genera ruperi casante.

Cutremurul a fost urmat de o activitate susținută în ceea ce privește modificările legislației tehnice (Bălan et al, 1982). Astfel, au fost aduse modificări hărții de zonare seismică din STAS 2923-63, a fost introdus noul standard de zonare a teritoriului (STAS 11.101/1-77) și normativul de proiectare antiseismică P100-78, modificat ulterior în 1981 (Figura 2.9).

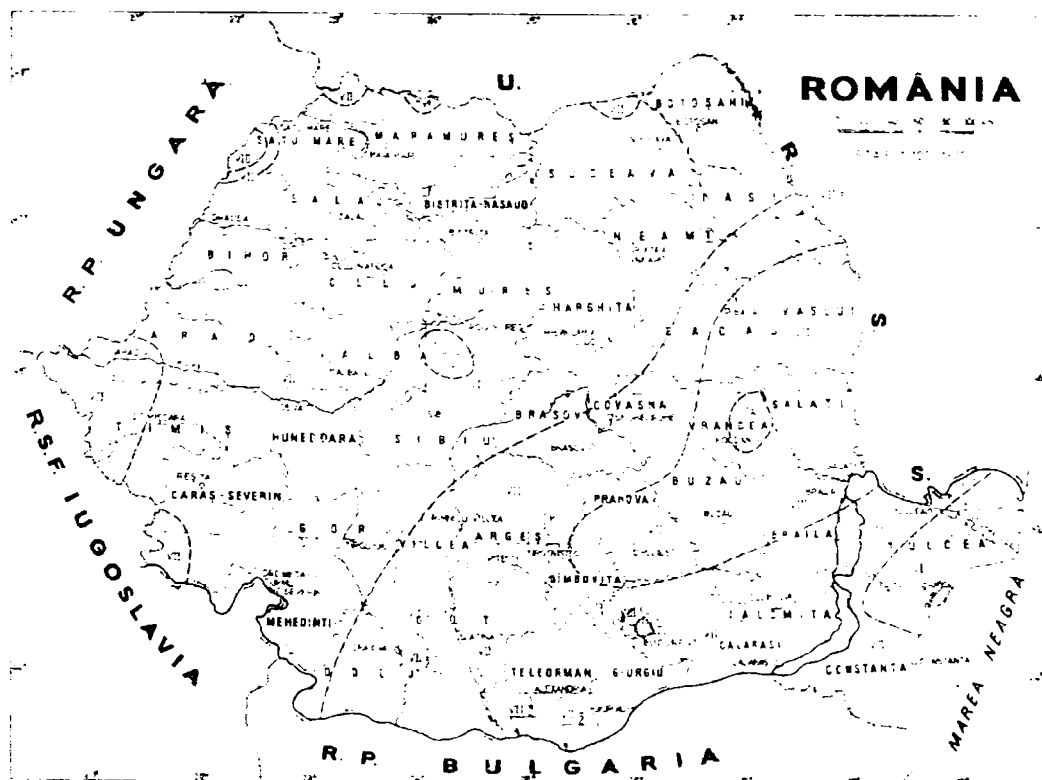


Figura 2.9 Zonarea seismică a teritoriului României în conformitate cu STAS 11 101/1-77

Modificările în zona teritoriului aduse de STAS 11.101/1-77 se refereau în principal la extinderea gradului seismic de la VI la VII pentru unele zone din sudul, vestul și sud-vestul țării cu unele valori chiar mai ridicate în special în zona unor orașe ca București, Craiova, Iași, Zimnicea și la ridicarea gradului minim pentru întreaga țară la VI. Prevederile cele mai importante la proiectarea și execuția construcțiilor au fost cele cuprinse în noul normativ de proiectare antiseismică. În raport cu vechiul normativ P13-70, au fost introduse mai multe modificări și anume:

- zona seismică conform STAS 11.101/1-77
- modificarea semnificației coeficienților k_s și ψ la cea valabilă și în prezent
- modificarea drastică a coeficientului dinamic $\beta(T)$ în conformitate cu caracteristicile spectrale ale mișcării din 1977 (Figura 2.10)
- modificarea grupărilor de încărcări
- precizări suplimentare privitoare la regulile de alcătuire a construcțiilor metalice

Normativul de proiectare antiseismică a fost modificat ulterior de mai multe ori, ca urmare a experienței acumulate după cutremurele din 1986, 1990 și 1991 (Lungu et al, 2003):

- Normativ privind proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale P100 – 91
- Normativ privind proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale P100 - 92
- Completarea și modificarea capitolelor 11 și 12 din “Normativul privind proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale” P100 - 92 (octombrie 1996)

În prezent normativul de proiectare antiseismică se află în proces de revizuire, aliniindu-se la norma europeană de profil, Eurocode 8.

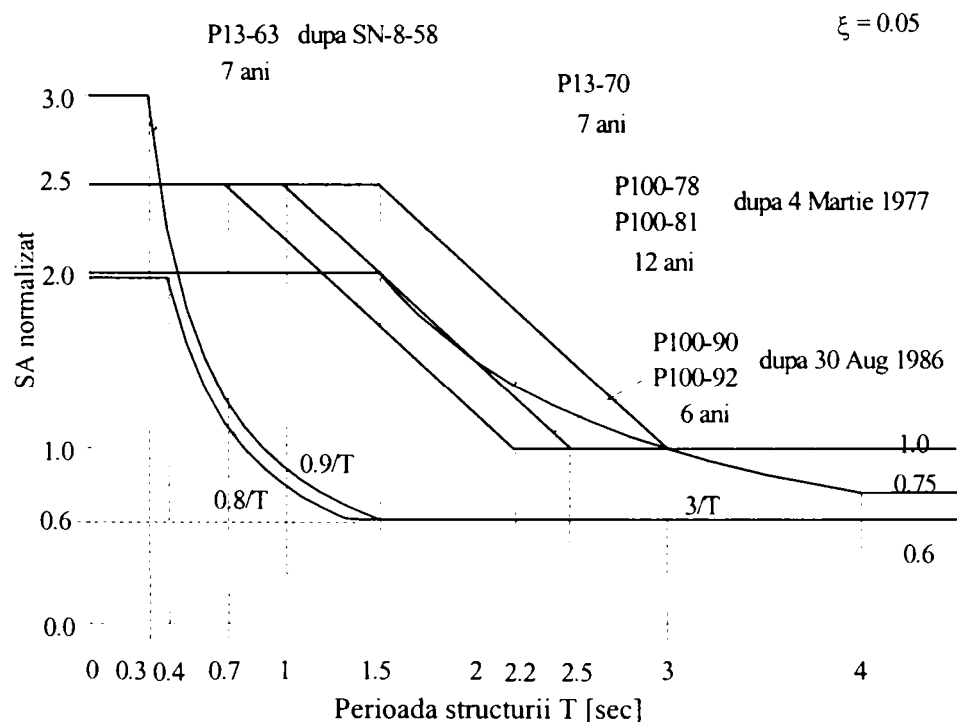


Figura 2.10 Evoluția coeficientului dinamic β pentru orașul București, în perioada 1963-2000 (Lungu, 2003)

2.2.7 Mexico City, 1985

Cutremurul din 19 septembrie 1985 din Mexic, cu magnitudinea $M=8,1$, s-a produs pe coasta Oceanului Pacific, însă efectele cele mai puternice s-au simțit la 350 km distanță, în capitala Mexico City. S-a înregistrat un mare număr de victime – peste 10 000, iar pagubele au depășit 5 miliarde USD. Unul din aspectele importante ale acestui cutremur l-a constituit

amplora deosebita a distrugerilor la o distanta foarte mare de sursă, în capitala Mexico City. Acest lucru se explica în primul rând prin adâncimea mare a epicentrului, care conduce la o zonă de acțiune extinsă dar și prin natura terenului, care a condus la amplificări dinamice mari în zona frecvenței de rezonanță a terenului. Astfel, clădirile cele mai afectate au fost cele cu peste 6 niveluri (60% din avarii s-au produs la clădirile având între 6 și 15 niveluri), a căror perioadă proprie se suprapunea peste perioada terenului natural, producându-se fenomenul de rezonanță. Influența modurilor superioare a dus la producerea de avarii la etajele superioare și la ciocnirea clădirilor învecinate. Investigațiile realizate după cutremur pe un număr de peste 100 de structuri metalice au scos însă la iveală și o serie de deficiențe de execuție (Tabel 2.1).

Tabel 2.1 Comportarea clădirilor metalice la acțiunea cutremurului Mexico City, 1985

Sistemul structural	Comportarea structurii	Observații
Structuri în cadre necontravântuite	Din 41 clădiri investigate (toate peste 12 niveluri): - distrugeri mari: 1 - distrugeri reparabile: 1 - distrugeri reduse: 3	Structurile în cadre necontravântuite aveau în general stâlpii realizați cu secțiuni chesonate, grinzi din profile laminate sau cu zăbrele
Structuri duale (cadre necontravântuite + cadre contravântuite)	Din 17 clădiri investigate: - prăbușire completă: 2 - prăbușire parțială: 1 - distrugeri structurale: 4	Aceste distrugeri se referă în exclusivitate la complexul Pino Suarez
Structuri în cadre metalice cu pereți din beton	Din 21 clădiri investigate: - distrugeri mari: 1 - distrugeri reduse: 3	Majoritatea distrugerilor localizate în grinzile cu zăbrele

Cel mai "celebru" caz l-a constituit complexul Pino Suarez. Acesta cuprindea un grup de 5 clădiri cu structură metalică (Figura 2.11): două clădiri cu 15 niveluri și 3 clădiri cu 22 de niveluri. Structura de rezistență era alcătuită din cadre necontravântuite împreună cu un sistem de contravântuiri în X, dispuse în jurul compartimentului tehnic. Stâlpii erau realizați cu secțiune chesonată iar riglele erau alcătuite din grinzi cu zăbrele.

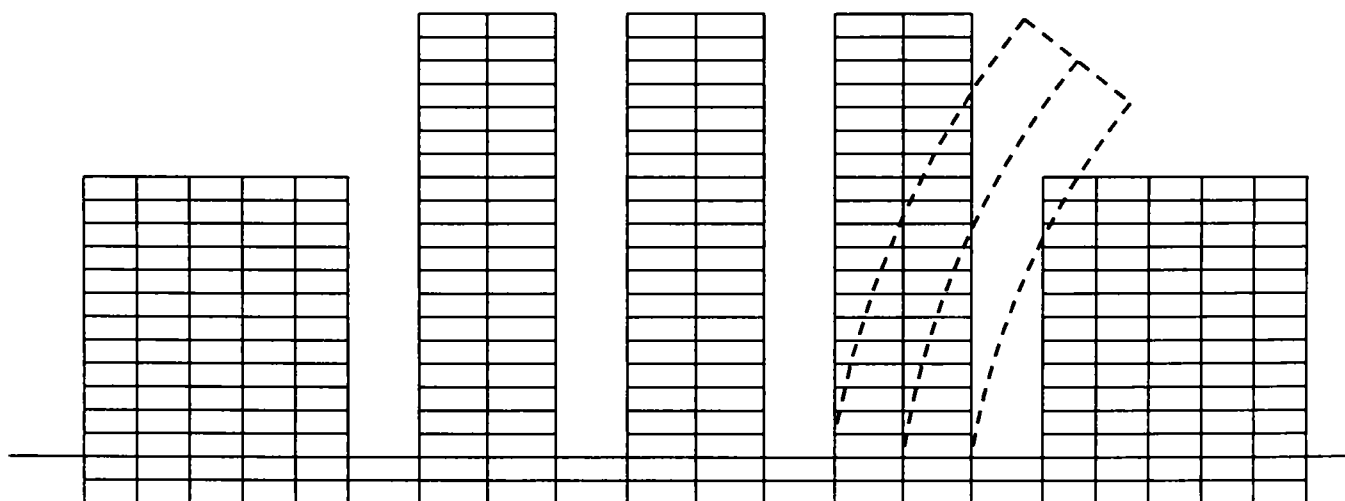


Figura 2.11 Complexul Pino Suarez

Una din clădirile cu 21 de niveluri s-a prăbușit peste o altă clădire având 14 nivele, iar celelalte două având 21 de nivele au suferit avarii structurale majore, una fiind foarte aproape de colaps (Figura 2.12).

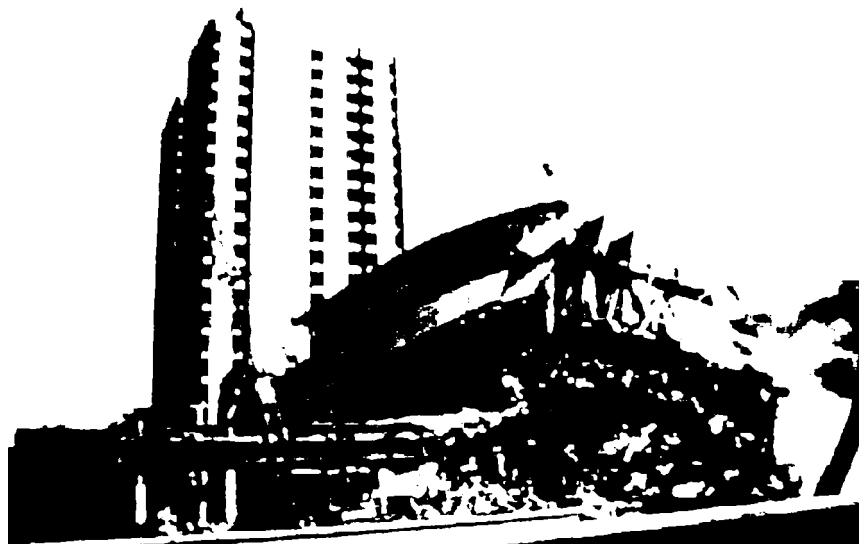


Figura 2.12 Prăbușirea completa a unei clădiri din complexul Pino Suarez, Mexico City, 1985

Stâlpii cu secțiune chesonată din table sudate au avut cel mai mult de suferit. Datorită desprinderii tablelor sudate ce alcătuiau chesonul, s-a produs flambajul local al acestora, aceasta fiind cauza principală a prăbușirii clădirii de 21 de etaje (Figura 2.13a). Au fost afectate de asemenea contravântuirile (Figura 2.13b) și grinzile cu zăbrele transversale și longitudinale.



Figura 2.13 Efectele cutremurului asupra clădirilor din complexul Pino Suarez: a) flambajul local la stâlpii chesonăți; b) cedarea contravântuirilor

2.2.8 Northridge, SUA, 1994

Cutremurul de la Northridge din 17 ianuarie 1994 a reprezentat un adevărat semnal de alarmă, scoțând în evidență vulnerabilitatea structurilor metalice la acțiunea seismică. Au fost înregistrate 57 de victime iar pagubele materiale au depășit 30 miliarde USD. Magnitudinea cutremurului a atins $M=6,7$ iar adâncimea focarului a fost aproximată la circa 10-15 km. Epicentrul mișcării a fost foarte apropiat de cel al cutremurului din 1971 de la San Fernando ($M=6,7$) și de cel din 1987 de la Whittier Narrows ($M=5,9$) (Figura 2.14).

651.493
36
2.11



Figura 2.14 Localizarea epicentrului mișcării

Cutremurul s-a caracterizat printr-o directivitate accentuată a propagării mișcării pe direcția N-S. Intensitatea mișcării seismice a depășit in multe zone valorile prevăzute in norme, in apropierea epicentrului fiind înregistrată una dintre cele mai mari accelerații, 1,78g, din cauza amplificării dinamice. Aceste amplificări dinamice mari sunt de obicei caracteristice mișcărilor seismice de intensități reduse, astfel încât aceasta amplificare a fost neobișnuit de mare.

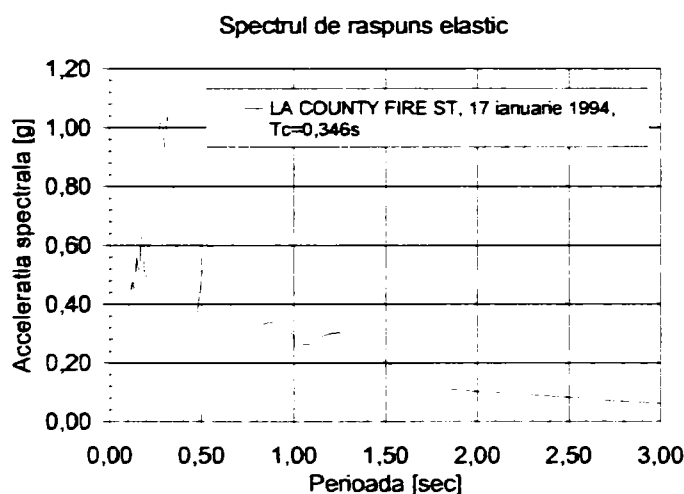


Figura 2.15 Spectru de răspuns elastic, Northridge 1994

Încrederea in performantele structurilor metalice cunoscuse o creștere continuă cu fiecare din cutremurele care au afectat Statele Unite între 1906 (San Francisco) și 1992 (Big Bear). Deși au existat unele dovezi care arătau că unele din soluțiile structurale folosite erau susceptibile de avarii in cazul unui cutremur puternic, amploarea pagubelor a fost neașteptată. Cutremurul a arătat ca unele din soluțiile structurale folosite erau mult mai vulnerabile decât se anticipa.

Evoluția prescripțiilor de proiectare seismică in Statele Unite. Înainte de cutremurul de la San Francisco din anul 1906, normele americane de proiectare nu conțineau nici un fel de prescripții referitoare la calculul seismic. Pentru structurile cu multe niveluri încărcarea din vânt era in cele mai multe cazuri determinată, astfel că structurile aveau o anumită rezistență la încărcările orizontale, dată de pereții de zidărie in conlucrare cu structura metalică sau de

contravântuiri. După producerea cutremurului, au fost introduse în normă prescripții referitoare la acțiunea seismică. Astfel, structura era dimensionată încât să reziste unei anumite presiuni laterale (circa 1,5 kN/mp). Încărcarea din seism era indirect legată de masa clădirii, prin intermediul suprafeței laterale.

Între anii 1906 și 1925 a putut fi descifrat efectul masei clădirii asupra forțelor inerțiale induse de cutremur. Tot în această perioadă a fost înțeles și rolul pe care îl joacă terenul în transmiterea încărcării seismice. Valoarea presiunii laterale introdusă ca un înlocuitor pentru forța tăietoare a fost redusă până în anul 1926 la 0,75 kN/mp. De remarcat că în anul 1911 norma italiană prevedea calculul la o încărcare egală cu 8,4% din masa clădirii (Holmes, 1998).

Cutremurul de la Santa Barbara din anul 1925 avea însă să provoace mari distrugereri, astfel că în anul 1927 în norma de calcul UBC (Uniform Building Code) erau pentru prima dată incluse prescripții referitoare la calculul seismic. Unele din conceptele de bază introduse în anul 1927 rămân și astăzi la fel de adevărate, fiind păstrate în normele seismice actuale. Acestea cuprindeau:

- masele se concentrau la nivelul planșeelor;
- în calculul maselor seismice se iau în considerare doar încărcările permanente și utile;
- mărimea forței seismice de nivel este direct proporțională cu masa de nivel;
- rigiditatea structurii trebuie să fie simetrică în raport cu centrul maselor (pentru a se evita torsiunea structurii);
- forțele seismice depind de natura terenului.

Norma prevedea de asemenea și rezistențele admisibile pentru diferitele materiale utilizate. Pentru oțel era permisă depășirea rezistenței admisibile în combinația cu seismul! Acest lucru confirmă faptul că oțelul era considerat materialul ideal pentru structurile aflate în zone seismice.

Cutremurul de la Long Beach din anul 1933 avea să conducă la noi modificări ale prescripțiilor seismice, fiind precizate valorile forțelor seismice pentru diferite tipuri de structuri sau materiale utilizate. Astfel, pentru structuri în cadre metalice era prevăzută o forță seismică cuprinsă între 0,02g și 0,06g, în funcție de natura terenului. Începând cu anul 1940 avea să fie luată în considerare și perioada clădirii la calculul forței tăietoare de bază, recunoscându-se astfel scăderea amplificării mișcării seismice pentru clădirile flexibile. În anul 1948 a fost introdus pentru prima dată factorul „K”, care mai târziu avea să reprezinte ductilitatea sistemului structural.

În anul 1959, SEAOC a elaborat prima ediție a recomandărilor de calcul seismic. În prevederile SEAOC, factorul „K” era definit în funcție de sistemul structural și de materialele folosite. Pentru structurile ductile erau prevăzute valori mai mici ale factorului „K”. Prevederile SEAOC de calcul seismic au fost adoptate și de UBC în anul 1961. O problema care a stârnit discuții aprinse la acea vreme a constituit-o prevederea că pentru clădiri mai înalte de 50 m să fie introdus un sistem structural lateral care să conțină un cadru spațial realizat din materiale cu o bună ductilitate. Acest lucru a fost privit ca o limitare adusă folosirii betonului armat la clădirile înalte. Argumentul adus în sprijinul acestei prevederi era lipsa unor date suficiente pentru a putea demonstra ductilitatea suficientă a structurilor din beton. Structurile metalice erau în continuare considerate optime pentru zonele seismice, factorul „K” având valorile cele mai mici. Pentru asigurarea unei ductilități corespunzătoare, structurile în cadre trebuiau să satisfacă următoarele cerințe:

- calitatea materialului
- îmbinarea de rezistență egală cu grinda
- îmbinările sudate dintre riglă și stâlp trebuiau încercate experimental

Această ultimă cerință încerca să aducă în prim plan necesitatea controlului sudurii. În anul 1975 SEAOC a elaborat prevederi suplimentare pentru structurile ductile în cadre

metalice. Acestea conțineau și prevederi referitoare la tensiunile reziduale ce pot să apară în sudurile riglă-stâlp. Pentru a crește ductilitatea îmbinării era recomandată sudarea inimii grinzii de talpa stâlpului.

Prevederile UBC referitoare la calculul seismic al structurilor în cadre metalice au rămas aproape neschimbate până în anul 1985. Cercetările susținute desfășurate în această perioadă au condus însă la modificări substanțiale în ediția din 1988 a UBC:

- prinderea inimii riglei cu sudura; datorită lunecărilor din îmbinarea cu șuruburi, momentul încovoietor din îmbinare este preluat numai de tălpi, ducând la solicitări mari în tălpi sau în suduri
- folosirea unor stâlpi cu secțiuni mai puternice pentru a evita folosirea de plăci suplimentare pe inimă sau rigidizări de continuitate
- structura să fie alcătuită astfel încât articulațiile să se producă mai întâi în rigle; acest lucru este posibil prin realizarea unor stâlpi mai puternici decât riglele

După anul 1988, UBC și Recomandările de calcul la forțe laterale elaborate de SEAOC nu au mai suferit modificări în ceea ce privește structurile în cadre metalice până în anul 1994, an în care s-a produs cutremurul de la Northridge.

Comportarea clădirilor metalice la acțiunea cutremurului Northridge. Spre deosebire de cutremurul din 1989 de la Loma Prieta care a avut epicentrul la distanță mare de orașul San Francisco, cutremurul de la Northridge a avut epicentrul în imediata apropiere a orașului Los Angeles. Ca urmare, un număr mare de clădiri au fost avariate ori s-au prăbușit (circa 200 clădiri prăbușite și peste 5600 avariate). Un element surprinzător l-a constituit însă comportarea nesatisfăcătoare a multor clădiri cu structură metalică. Așa cum s-a arătat anterior, clădirile în cadre metalice sunt proiectate să reziste acțiunii seismice prin producerea de deformații plastice fără o scădere semnificativă a capacității portante. Aceste deformații plastice se pot produce prin formarea de articulații plastice în îmbinările riglă-stâlp sau la extremitatea elementelor (extremitățile riglelor și la baza stâlpilor de la primul nivel). Îmbinările folosite curent în practică (Figura 2.16) erau considerate capabile să dezvolte rotații plastice semnificative, de ordinul 0,015 la 0,02 rad., fără o scădere semnificativă a capacității portante.

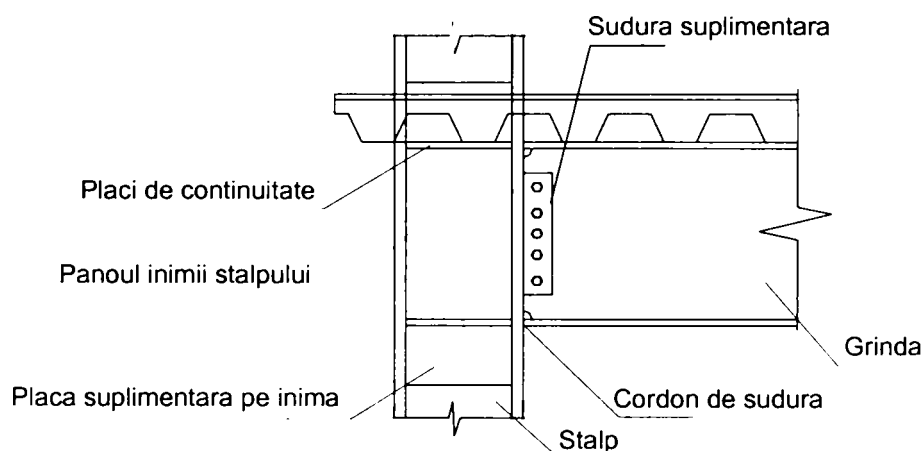


Figura 2.16 Îmbinare riglă-stâlp folosită în Statele Unite

Observațiile care au urmat cutremurului de la Northridge au arătat însă că în numeroase cazuri rupele s-au produs la valori foarte reduse ale rotațiilor plastice. Acestea au constat în fisuri sau rupele în suduri sau în zonele adiacente. În unele situații fisurile s-au propagat și în talpa sau chiar în inima stâlpului (Figura 2.17). Aceste distrugereri au fost destul de greu de descoperit pentru că structurile afectate nu prezentau indicii vizibile, cum ar fi drifturi remanente sau degradări ale elementelor de închidere.

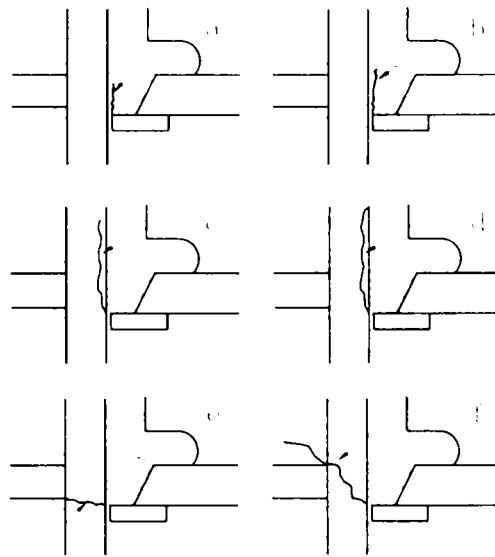


Figura 2.17 Moduri de cedare a îmbinărilor riglă-stâlp sudate

În Tabel 2.2 se prezintă situația distrugerilor înregistrate la clădirile inspectate după cutremur. Se poate observa că peste 40% din clădirile inspectate nu au prezentat nici un fel de distrugeri. Dintre cele 13 clădiri cu 1 etaj, 11 au rămas intacte, rata medie a distrugerilor variind între 5% și 50%.

Tabel 2.2 Variația indicelui de distrugere în funcție de numărul de nivele al clădirilor

	1 nivel	2-4 niveluri	5-12 niveluri	>13 niveluri	Total
Nr. clădiri	13	69	47	26	155
Fara distrugeri	11	26	16	12	65
$0 < DR \leq 0,050$	0	7	6	5	18
$0,051 < DR \leq 0,10$	0	10	8	1	19
$0,11 < DR \leq 0,20$	0	12	11	6	29
$0,21 < DR \leq 0,50$	2	13	4	2	21
$DR > 0,51$	0	1	2	0	3
Distrugeri din taiere	0	9	10	4	23
Distrugeri în panoul de inimă	1	16	8	4	29
* DR – indicele de distrugere obținut prin raportarea numărului de îmbinări avariate la numărul de îmbinări inspectate					

Pentru a putea obține o imagine mai clară asupra distrugerilor și a putea determina elementele și detaliile cele mai expuse la cutremure, s-au împărțit distrugerile pe categorii de elemente. În Figura 2.18 se prezintă repartitia distrugerilor din îmbinări pe fiecare componentă a îmbinării. Se poate observa că din totalul de 3425 de cazuri, aproape jumătate (1778) au fost reprezentate de distrugeri pronunțate ale sudurilor de adâncime. Aceste avarii au fost însă clasificate de unii autori ca defecte de sudură și nu produse de cutremur (Paret și Attala, 1998).

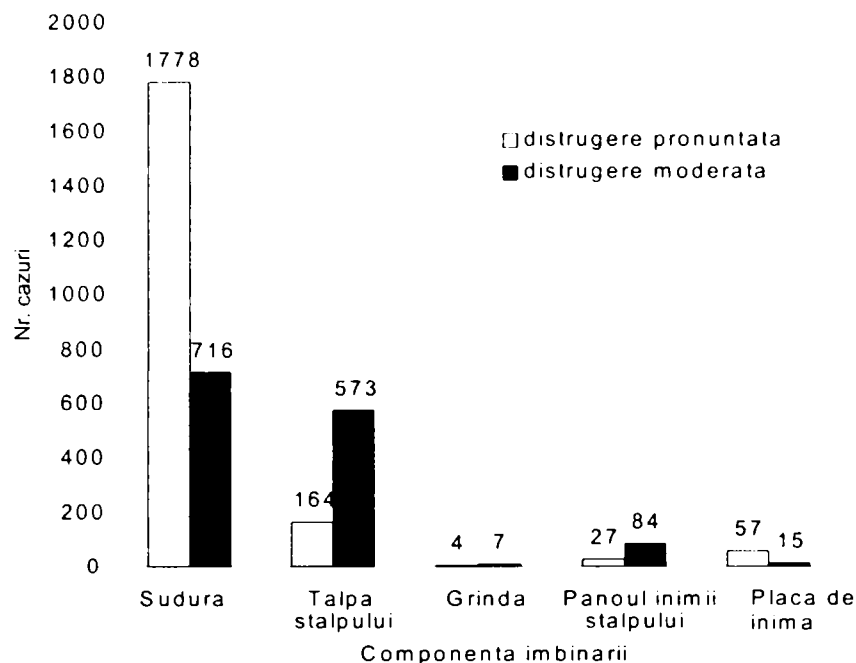


Figura 2.18 Distribuția distrugerilor pe fiecare componenta a îmbinării

Cercetări desfășurate după cutremur - programul de cercetare SAC. Pentru a determina cauzele care au dus la comportarea nesatisfăcătoare a clădirilor cu structură metalică afectate de cutremurul de la Northridge dar și pentru a găsi soluții de remediere a acestor probleme, în Statele Unite a fost inițiat un amplu program de cercetare care s-a desfășurat pe o perioadă de 6 ani. Programul, destinat reducerii riscului seismic reprezentat de structurile în cadre metalice, a reunit peste 120 de specialiști în domeniu (Mahin et al). Pentru administrarea și coordonarea acestui vast program de cercetare, a fost înființat SAC, format din specialiști reprezentând 3 organizații profesionale de prestigiu din Statele Unite:

- SEAOC - Structural Engineers Association of California
- ATC - Applied Technology Council
- CUREe - California Universities for Research in Earthquake Engineering

SEAOC este o organizație profesională a inginerilor constructori din California. În cadrul acestei organizații s-au elaborat recomandările privind calculul structurilor în zone seismice cuprinse în UBC (Uniform Building Code) cât și în NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program – Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings).

ATC este o organizație nonprofit a cărei activitate constă în realizarea de cercetări în domeniul structurilor și implementarea rezultatelor în practica inginerescă.

CUREe reprezintă o asociație a universităților de profil din California: California Institute of Technology, Stanford University, the University of California at Berkeley, the University of California at Davis, the University of California at Irvine, the University of California at Los Angeles, the University of California at San Diego, the University of Southern California. Programul s-a desfășurat în colaborare cu FEMA (Federal Emergency Management Agency) și a cuprins atât cercetări referitoare la dezvoltarea de metode și tehnologii noi pentru construcțiile metalice cât și procedee de inspecție, reparare și reabilitare a clădirilor existente. Direcțiile de cercetare principale au fost următoarele:

- comportarea clădirilor metalice la acțiunea unor cutremure anterioare
- calitatea materialelor și moduri de rupere
- inspecția clădirilor după cutremur
- comportarea îmbinărilor
- comportarea structurilor
- impactul social, politic și economic al efectelor cutremurului

Faza a-I-a a proiectului

Programul s-a desfășurat în două faze. Prima fază s-a concentrat în special pe elaborarea unor recomandări privind inspecția, evaluarea, repararea, modificarea și construcția structurilor în cadre metalice. Studiile efectuate au cuprins inspecția construcțiilor metalice avariate de cutremur și studii parametrice pentru identificarea factorilor care au contribuit la producerea distrugerilor. Studiile experimentale au cuprins încercări în situ și încercări pe îmbinări extrase din structurile avariate, încercări pe îmbinări rigla-stâlp noi, de tipul celor folosite înainte de cutremur, încercări pe îmbinări reparate și încercări pe îmbinări îmbunătățite. Încercările experimentale desfășurate pe îmbinări la scară reală, realizate identic cu îmbinările folosite înainte de cutremur, au confirmat observațiile din teren, majoritatea îmbinărilor având un mod de cedare casant. Încercările pe îmbinări reparate sau îmbunătățite au arătat o comportare mai bună însă au prezentat aceeași lipsă de ductilitate. Pe baza rezultatelor preliminare obținute a fost elaborat un set de recomandări provizorii.

Faza a-II-a a proiectului

Pe baza rezultatelor obținute în Faza a-I-a a programului și pe baza recomandărilor și observațiilor făcute, s-a trecut la Faza a-II-a a programului. Obiectivul principal l-a constituit dezvoltarea unor recomandări și norme pentru execuția structurilor în cadre metalice:

- identificarea, inspecția și reabilitarea clădirilor cu factor mare de risc, înainte de producerea cutremurului;
- identificarea, inspecția, repararea și reabilitarea clădirilor avariate de cutremur;
- proiectarea și construcția clădirilor noi.

Cercetările asupra structurilor în cadre metalice au avut și scopul de a găsi soluții alternative la prinderile riglă-stâlp sudate care au avut o comportare nesatisfăcătoare la cutremur. Una din aceste soluții o constituie utilizarea îmbinărilor cu șuruburi cu rezistență parțială sau completă. Pentru a se înțelege mai bine și a se cuantifica importanța fiecărui factor care afectează comportarea structurilor în cadre metalice a fost adoptată o metodă bazată pe performanță. Procedura de analiză a cuprins următoarele etape principale:

- sintetizarea cunoștințelor existente
- evaluarea cunoștințelor și identificarea aspectelor ce pot contribui la dezvoltarea și implementarea noilor criterii de proiectare seismică
- dezvoltarea de cunoștințe noi prin studii teoretice și experimentale
- dezvoltarea de recomandări privind inspecția, evaluarea, repararea și reabilitarea clădirilor în cadre metalice existente și proiectarea și construcția celor noi
- evaluarea impactului politic și economic al acestor recomandări
- finalizarea criteriilor de proiectare seismică
- implementarea unui program de diseminare a cunoștințelor

Metoda a avut ca scop dezvoltarea de metode de calcul și detalii noi, care să fie sigure și economice. Acest lucru a fost posibil prin implicarea specialiștilor din diversele domenii tehnice, economice, sociale și politice care au participat la acest proiect.

Programul de cercetare din faza a-II-a a avut 11 subprograme componente și s-a desfășurat pe o perioadă de aproape 5 ani. Programul de lucru a fost dezvoltat de către conducerea SAC în colaborare cu FEMA și alți reprezentanți din domeniu. Verificarea rezultatelor obținute a fost făcută de un grup de specialiști de renume din Statele Unite. Pentru a grăbi finalizarea lucrărilor multe dintre subprogramele de cercetare s-au desfășurat în paralel. Rezultatul final al fazei a-II-a l-a constituit elaborarea recomandărilor cu privire la clădirile în cadre metalice situate în zone cu diferite grade de intensitate seismică:

- *recomandări privind proiectarea seismică a clădirilor noi în cadre metalice*
- *recomandări de evaluare seismică și consolidare a clădirilor existente în cadre metalice*

- *recomandări privind evaluarea și repararea clădirilor în cadre metalice*
- *recomandări privind asigurarea calității lucrărilor de construcții*

Detaliile legate de elaborarea acestor recomandări au fost incluse într-o serie de rapoarte de sinteză, care conțin:

- *raport de sinteză asupra materialului de bază și modului de rupere*
- *raport de sinteză asupra sudurilor și controlul calității acestora* – conține sinteza cunoștințelor actuale referitoare la comportarea îmbinărilor sudate folosite curent la construcțiile sudate, influența diferiților parametri care intervin și eficacitatea metodelor de inspecție a calității sudurilor
- *raport de sinteză asupra performanțelor sistemelor constructive* – raportul prezintă sinteza investigațiilor analitice referitoare la cerințele care apar în cazul clădirilor proiectate să satisfacă diferite criterii și supuse acțiunii unor cutremure diferite (importanța apropierea clădirii de sursa seismică sau a calității terenului din amplasament)
- *raport de sinteză asupra comportării îmbinărilor* - prezintă performanțele diferitelor tipuri de îmbinări sub acțiunea unor deformații inelastice mari. Sunt prezentate rezultatele obținute în urma încercărilor experimentale sau studiilor analitice asupra îmbinărilor rigide sau semirigide, de rezistență completă sau parțială, atât sudate cât și cu șuruburi
- *raport de sinteză asupra comportării clădirilor în cadre metalice la acțiunea unor cutremure anterioare*
- *raport de sinteză asupra evaluării comportării clădirilor în cadre metalice* – descrie rezultatele obținute cu diversele metode de analiză folosite curent în proiectare. Documentul conține de asemenea și descrierea procedurii de evaluare bazată pe performanță care a fost folosită la criteriile de proiectare.

Metoda de proiectare bazată pe performanță

În cadrul metodei bazate pe performanță, au fost folosite două nivele de performanță definite astfel (o descriere mai detaliată a acestei metode este prezentată în capitolul 5):

- *prevenirea colapsului*: o structură care atinge acest nivel prezintă avarii extinse ale elementelor structurale și nestructurale iar rezervele de rezistență și rigiditate sunt reduse. Avariile pot conține cedări locale ale elementelor sau îmbinărilor și deplasări de nivel remanente mari, structura este capabilă să susțină încărcările gravitaționale. Datorită avariilor extinse, repararea clădirii poate fi nefezabilă din punct de vedere economic sau tehnic.
- *ocupare imediată* – structura își păstrează aproape intacte caracteristicile de rezistență și rigiditate. Structura prezintă câteva avarii locale însă poate fi folosită imediat după cutremur, nefiind necesare inspecții sau reparații.

Pentru evaluarea comportării clădirii au fost introduse mai multe obiective de performanță, obținute prin combinația dintre nivelele de performanță și intensitățile mișcării seismice la care se verifică performanța (un exemplu de obiectiv îl constituie atingerea nivelului de performanță de prevenire a colapsului pentru o mișcare seismică cu perioada de revenire de 2475 de ani). Pentru descrierea fiecărui nivel de performanță s-au folosit diverși parametri, cel mai utilizat fiind driftul de nivel. Obiectivele de performanță au fost definite pe bază probabilistică, pe baza unui nivel de încredere. Dacă este considerat un nivel ridicat de încredere, de exemplu 90% sau 95%, este foarte probabil ca performanțele anticipate vor fi îndeplinite, dar nu există garanția acestui fapt. Dacă este considerat un nivel de încredere redus, de exemplu 50%, este posibil ca performanțele anticipate să nu fie îndeplinite. În cazul unui nivel de încredere și mai redus, de exemplu 30%, este foarte probabil ca performanțele să nu vor putea fi îndeplinite.

Folosind metoda descrisă mai sus, s-a calculat probabilitatea de depășire a nivelelor de performanță definite anterior, de către o structură nouă sau existentă, într-o anumită perioadă de timp, în funcție de intensitatea seismică a zonei. Pentru studiu au fost selectate trei zone de

intensitate seismică. Pentru fiecare din cele 3 zone au fost identificate înregistrările seismice corespunzătoare unor perioade de revenire diferite (2500, 475 și 72 de ani). Pentru fiecare zonă seismică s-au dimensionat trei structuri, având 3, 9 și 20 de niveluri în conformitate cu prevederile existente înainte de 1994 și s-au estimat costurile corespunzătoare.

Analiza comportării materialelor și a modului de rupere

Studiul a cuprins examinarea proprietăților de material (limita de curgere, rezistența la întindere, reziliența) pentru diferitele tipuri de secțiuni. Au fost studiate și unele îmbinări sudate, pentru a urmări influența diferiților factori cum ar fi: viteza de deformare, reziliența materialului de bază, detaliile de sudură. Cercetările întreprinse au cuprins:

- caracterizarea proprietăților de material ale secțiunilor laminate
- evaluarea proprietăților îmbinărilor sudate
- evaluarea modelelor analitice pentru comportarea materialului de bază și a sudurii
- identificarea proprietăților necesare pentru materialul de bază și sudură

a) Pentru studiul comportării îmbinărilor sudate s-a realizat un amplu program de încercări experimentale, care a cuprins:

- influența rezistenței materialului de bază și a materialului de adaos asupra comportării îmbinărilor sudate
- influența tenacității materialului de bază și a materialului de adaos asupra comportării îmbinărilor sudate
- influența vitezei de deformare și a temperaturii materialului de bază și a materialului de adaos asupra comportării îmbinărilor sudate
- influența procedurii de sudare asupra comportării îmbinărilor sudate
- influența zonei afectate termic (ZAT) asupra comportării îmbinărilor sudate
- evaluarea siguranței controlului ultrasonic al îmbinărilor sudate
- metode noi de încercare nedistructivă a îmbinărilor sudate
- criterii pentru controlul calității materialului de bază (rezistență, tenacitate) și a defectelor

b) Comportarea îmbinărilor a cuprins atât studii numerice cât și experimentale. Acestea au vizat factorii care influențează comportarea îmbinărilor, metode de calcul al caracteristicilor de rezistență și rigiditate. Programul experimental a cuprins și influența tipului de mișcare seismică, prin utilizarea unor înregistrări seismice corespunzătoare unor mișcări depărtate sau apropiate de sursă. În cazul îmbinărilor sudate au fost propuse mai multe soluții de îmbunătățire a comportării acestora (Figura 2.19):

- întărirea îmbinării prin utilizarea de eclise suplimentare pe tălpi sau vute pe inimă
- slăbirea secțiunii grinzii la o anumită distanță de îmbinare (grinzi cu secțiune redusă)

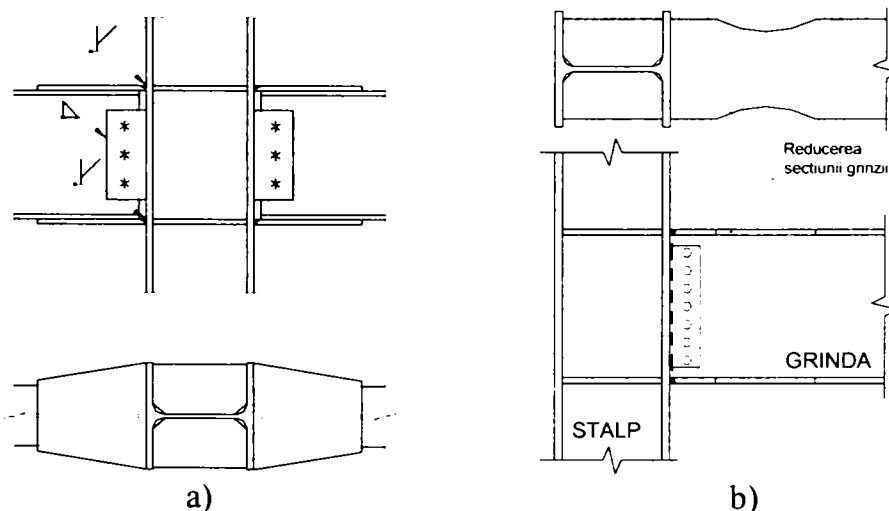


Figura 2.19 Procedee de îmbunătățire a comportării îmbinărilor: a) eclise suplimentare pe tălpi; b) reducerea secțiunii grinzii

A fost studiată de asemenea comportarea îmbinărilor în conlucrare cu planșeul de beton. Rezultatele astfel obținute au fost folosite pentru realizarea unei proceduri de calcul care permite folosirea unor anumite tipuri de îmbinări la clădiri de importanță normală fără obligația de a valida rezultatele prin încercări experimentale. Această metodă conține modul de calcul și de realizare a detaliilor, modul de inspecție și condițiile în care pot fi folosite.

Rezultatele și concluziile programului de cercetare FEMA/SAC

Programul de cercetare FEMA/SAC a avut ca obiectiv principal elucidarea cauzelor care au stat la baza comportării nesatisfăcătoare a structurilor în cadre metalice, în special a îmbinărilor sudate. Programul de cercetare a cuprins domenii diferite: studii asupra compoziției materialelor, metode privind evaluarea siguranței structurilor și studii economice. Pe baza rezultatelor obținute, s-au elaborat recomandări care au fost incluse în ultimele ediții ale normelor de calcul seismic (AISC 2002). Unul din elementele cheie ale programului l-a constituit dezvoltarea unei metode de calcul bazate pe performanță. Această nouă metodă poate fi folosită pentru calculul structurilor noi sau la evaluarea celor existente folosind pentru aceasta mai multe obiective de performanță. O descriere mai largă a acestei metode va fi făcută în capitolul 5.

2.2.9 Kobe, Japonia, 1995

La exact un an după cutremurul de la Northridge, Japonia a fost afectată la 17 ianuarie 1995 de cel mai distrugător cutremur de la cel din 1923. Cutremurul a fost foarte asemănător celui de la Northridge, numai dacă ar fi să amintim că el s-a produs într-o zonă foarte dezvoltată economic și intens populată. S-a înregistrat un număr mare de victime, peste 6000, iar pagubele materiale au depășit 200 miliarde USD. În lunga listă a cutremurelor care au afectat Japonia (Tabel 2.3), cutremurul Kobe a fost primul care a cauzat distrugerii importante structurilor metalice considerate moderne. Este cu atât mai interesant de remarcat că zona a fost reconstruită din temelii în ultimii 50 de ani, datorită distrugerilor din timpul celui de-al doilea război mondial.

Tabel 2.3 Numărul victimelor și magnitudinea celor mai puternice cutremure din Japonia

Anul	Locul	Magnitudinea	Nr. victime
1923	Tokyo	7,9	142807
1925	Kita Tajima	6,8	428
1927	Kita Tango	7,8	2925
1930	Kitaizu	7,3	272
1933	Sanriku	8,1	3064
1943	Tottori	7,2	1083
1944	Hugashi Nankai	7,9	1223
1945	Tokai	6,8	2306
1946	Nankai	8,0	1464
1948	Fukui	7,1	3895
1952	Tokachi	8,2	33
1978	Izu Oshima	7,0	25
1978	Miyagi	7,4	28
1983	Sea of Japan	7,7	104
1984	Nagano	6,8	29
1993	Kushiro	7,8	2
1993	Okushiri	7,8	230
1994	Insulele Kurile	8,1	8
1995	Kobe	7,2	6000
2003	Insula Hokkaido	8,0	2

Care au fost cauzele care au condus la acest lucru? Unul din factori ar putea fi intensitatea deosebită a cutremurului ($M=7,2$), mult mai mare decât a cutremurelor anterioare (Figura 2.20, Figura 2.21).

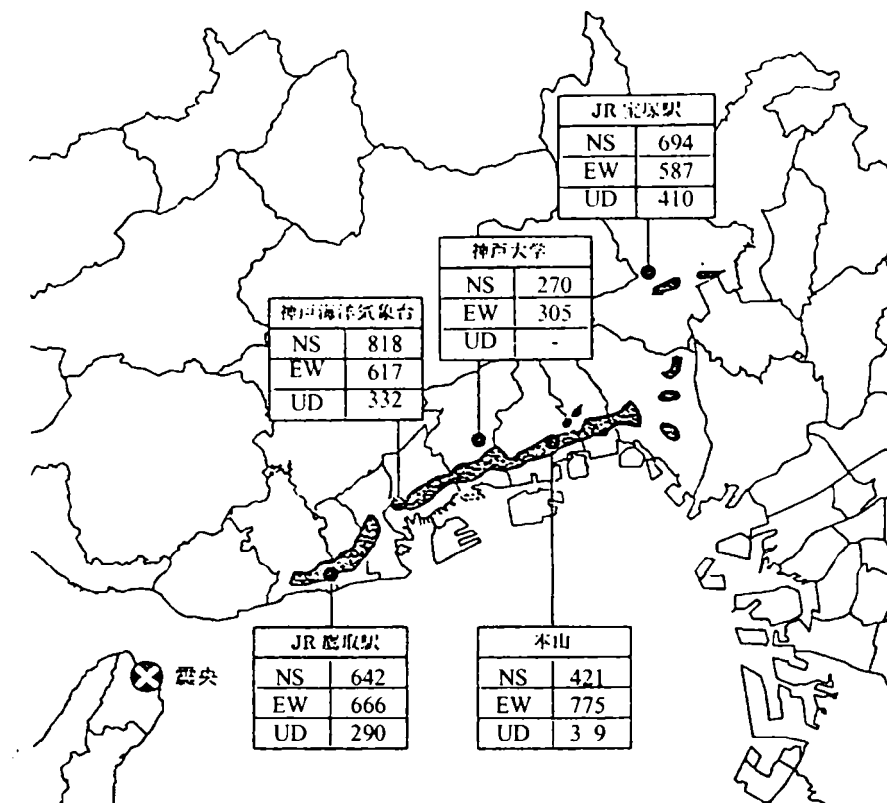


Figura 2.20 Valorile PGA pentru înregistrările maxime

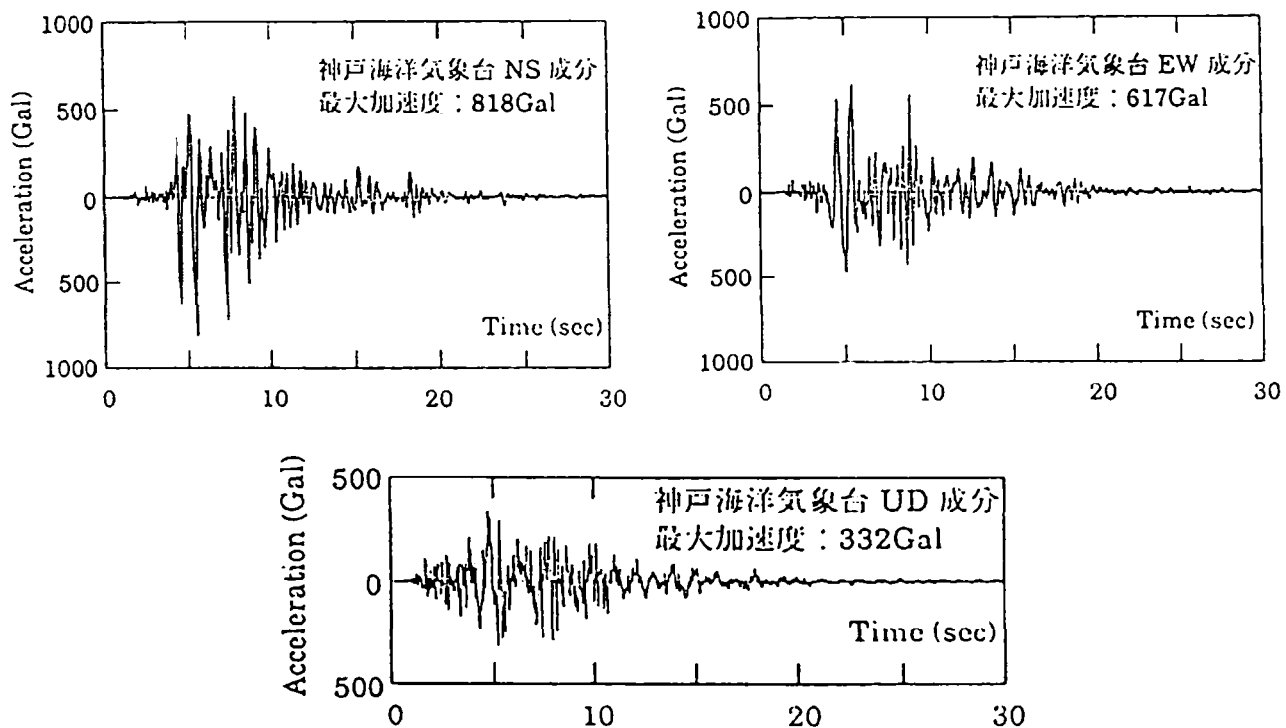


Figura 2.21 Accelerogramele pentru cele trei componente (înregistrare JMA)

Multe dintre înregistrările efectuate au arătat accelerații mai mari de 0.5g, cu un maxim de 0,818g și viteze de peste 175cm/sec. În plus, în regiune se afla un mare număr de construcții metalice vechi, construite după 1950, proiectate în conformitate cu norme considerate nesatisfăcătoare în prezent. Cutremurul de la Kobe a fost, de asemenea, primul

cutremur din epoca modernă care a avut epicentrul chiar sub un mare oraș, acest lucru conducând la amplificarea efectelor cutremurului.

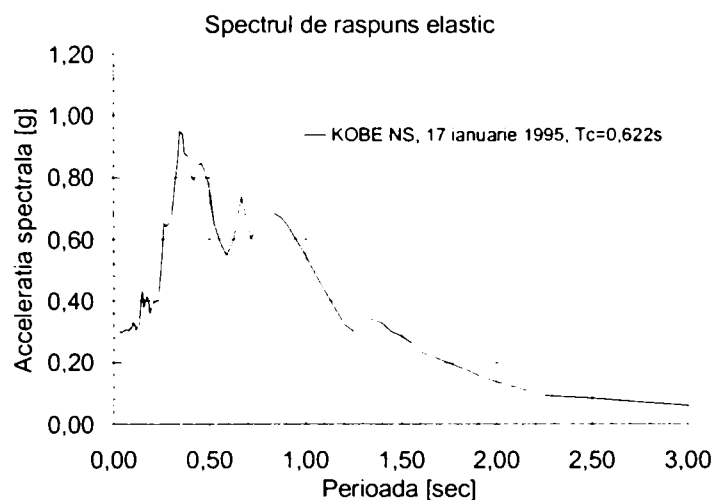


Figura 2.22 Spectrul de răspuns elastic pentru cutremurul Kobe, 1995

Evoluția prescripțiilor de proiectare seismică în Japonia. În anul 1915 Sano a introdus pentru prima dată conceptul de coeficient seismic la calculul construcțiilor, fără a preciza valori specifice pentru acest coeficient. După marele cutremur de la Kanto din 1923, a fost impusă prin normă o valoare egală cu 0,10 pentru coeficientul seismic iar înălțimea clădirilor a fost limitată la 30m.

Cele mai importante modificări au apărut în 1950 și 1981, odată cu introducerea normei de calcul seismic Building Standard Law, care înlocuia vechea normă de calcul seismic Urban Building Law. În ediția din 1950 a normei, valoarea coeficientul seismic era stabilită la 0,20, fiind dublă față de valoarea prevăzută în 1924. În anul 1954 au fost introduse prevederi referitoare la zonarea seismică și la natura terenului.

Între anii 1972 și 1977 a fost elaborată o nouă metodă de calcul seismic care a devenit efectivă în anul 1981. Aceasta prevedea două nivele de verificare. Primul nivel se referea la clădiri de importanță normală, având înălțimea mai mică de 30m, în care era verificată doar rezistența structurii. Cel de-al doilea nivel se referea la clădirile având între 31 și 60m și conținea prevederi referitoare atât la verificările de rezistență cât și de ductilitate.

Comportarea clădirilor metalice la acțiunea cutremurului Kobe

Oțelul este un material utilizat pe scară largă în Japonia, atât pentru clădirile de locuit cât și pentru alte destinații. Utilizarea lui a cunoscut o creștere semnificativă în special după 1950, odată cu introducerea elementelor formate la rece. Un alt pas important l-a constituit introducerea profilelor laminate în anul 1961. Dezvoltarea tehnologiilor de sudare au dus la introducerea secțiunilor sudate în anul 1969.

În zilele imediat următoare cutremurului au fost identificate peste 4500 clădiri metalice afectate, din care peste 1000 erau prăbușite sau foarte grav avariate. Cele mai afectate au fost clădirile metalice construite până în anul 1981. În Figura 2.23 se prezintă comparativ nivelul distrugerilor în funcție de vechimea construcțiilor. Se poate observa o concentrare a distrugerilor la clădirile proiectate și realizate până în 1971. Clădirile metalice foloseau diferite sisteme structurale cum ar fi: cadre contravântuite pe o direcție, cadre contravântuite pe ambele direcții și cadre necontravântuite. Din cele 988 clădiri moderne investigate, 90 erau complet prăbușite, 332 prezentau avarii majore, 266 avarii moderate iar 300 avarii minore. Dintre aceste 988 de clădiri, 134 aveau contravântuiri pe o singură direcție, 34 aveau contravântuiri pe ambele direcții, 432 erau fără contravântuiri. Se poate observa că peste 70% din clădirile investigate erau clădiri metalice în cadre necontravântuite.

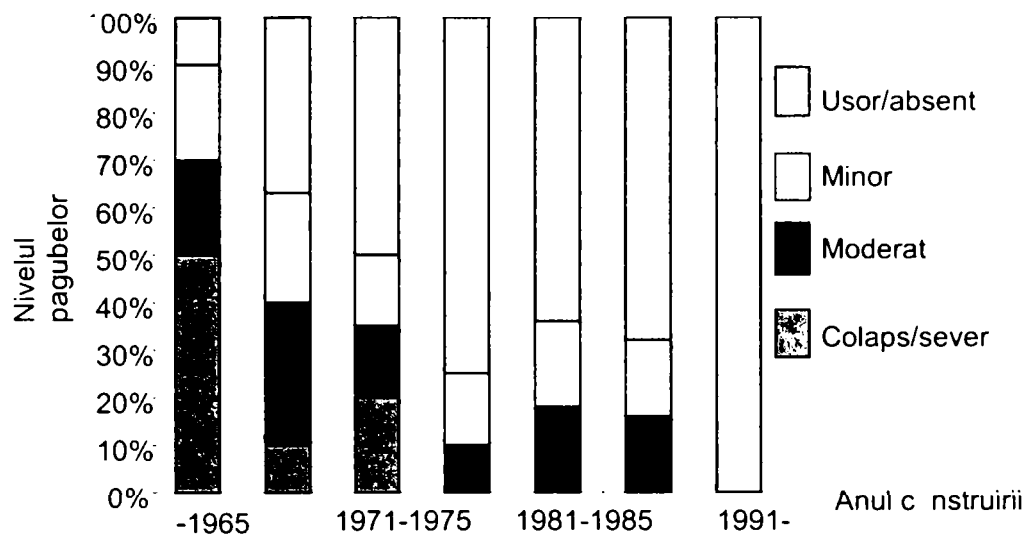


Figura 2.23 Nivelul pagubelor raportat la vechimea construcțiilor

Au fost de asemenea diferențe în ce privește comportarea clădirilor în funcție de numărul de nivele. În Figura 2.24 se prezintă comparativ distribuția avariilor în funcție de numărul de nivele. Se poate observa că avariile cele mai mari s-au înregistrat la clădirile având între 2 și 5 nivele. Nu s-au înregistrat prăbușiri la clădirile cu peste 7 nivele.



Figura 2.24 Distribuția avariilor în funcție de numărul de nivele

S-a înregistrat însă un număr mare de cazuri în care structurile (atât cele metalice cât și cele din beton) deși nu s-au prăbușit, au suferit distrugereri complete ale nivelelor de la mijlocul înălțimii (Figura 2.25), cauzele fiind atât distanța mică față de epicentrul mișcării cât și discontinuitățile de rigiditate pe verticală. Pentru a evalua cât mai corect comportarea clădirilor noi la acțiunea cutremurului, au fost investigate un număr de 630 clădiri metalice, situate în zonele cu cele mai mari accelerații ale terenului (Midorikawa et al, 1997). Distribuția aproximativă a avariilor a fost următoarea: 17% colaps, 17% avarii moderate, 33% avarii minore, 33% nici o avarie. Rezultatele studiului au arătat o scădere a nivelului distrugerilor în elemente pentru clădirile construite după anul 1981, an în care s-au făcut schimbări importante în normele de calcul seismic și în execuție. Nivelul distrugerilor în îmbinări a fost similar pentru clădirile realizate înainte și după anul 1981. În continuare se prezintă modul de comportare pentru fiecare tip de elemente.



Figura 2.25 Formarea unui mecanism de nivel la o clădire în cadre metalice, Kobe, 1995

Stâlpi

Stâlpii au suferit avarii diferite în funcție de sistemul constructiv și de perioada de construcție. Pentru clădirile mai vechi la care stâlpii erau realizați fie din elemente formate la rece fie din table subțiri, unul din factorii care au contribuit la aceste avarii a fost coroziunea atmosferică. La stâlpii clădirilor mai noi, aceste avarii au constat atât în plastificări, deformări excesive și flambaj local dar și ruperi în materialul de bază. În cazul ansamblului de locuințe Ashiyahama (Figura 2.26) s-au înregistrat distrugereri la un număr de peste 50 de stâlpi și contravântuiri. Stâlpii folosiți aveau secțiune tubulară rectangulară. Ruperile s-au produs atât în materialul de bază cât și în îmbinarea de continuitate.

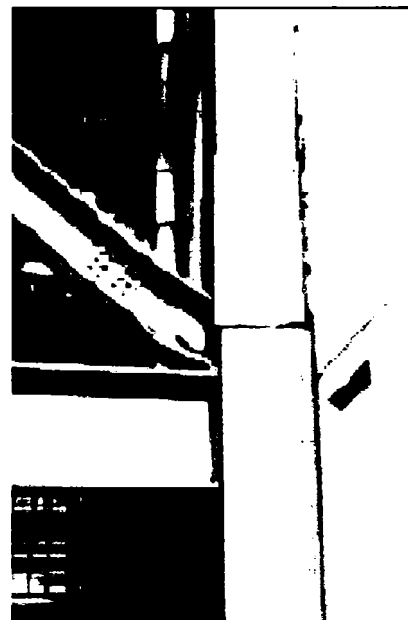


Figura 2.26 Ruperi în stâlpi produse în urma cutremurului Kobe, 1995

Contravântuiri

Contravântuirile au fost folosite pe scara largă la construcțiile metalice, în special la cele mai vechi. Deși în numeroase situații clădirile aveau și pereți din zidărie care contribuiau la preluarea sarcinilor orizontale din seism, s-au înregistrat ruperi ale contravântuirilor. Distrugerile suferite de contravântuiri au fost mai pronunțate în cazul utilizării unor elemente cu secțiuni ușoare (corniere, platbenzi, tirași)(Figura 2.27).

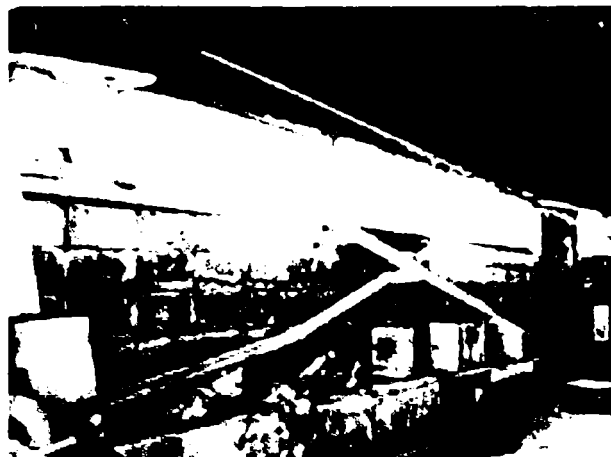


Figura 2.27 Contravântuiri centrale avariate de cutremur

Lipsa pereților din zidărie sau de beton încadrați în structura metalică a dus la creșterea deformațiilor laterale. Un caz foarte sugestiv este cel al unei clădiri cu 7 nivele (Figura 2.28) având contravântuirile din platbandă iar ca elemente de închidere panouri ușoare din beton. Din cauza ruperii unora dintre contravântuiri, clădirea a prezentat deplasări remanente de nivel foarte mari. Colapsul a putut fi evitat doar datorită îmbinărilor riglă-stâlp cu șuruburi, deși acestea erau calculate să preia doar încărcările gravitaționale.

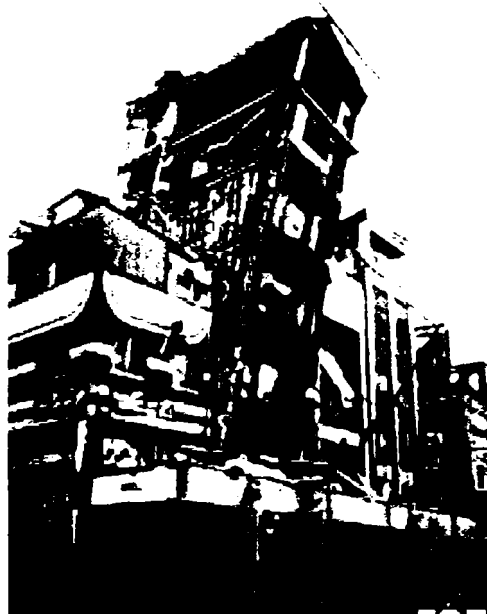


Figura 2.28 Deplasări laterale mari datorita ruperii contravântuirilor

În cazul unor construcții mai noi, contravântuirile erau realizate cu secțiuni mai mari, distrugerile localizându-se în special la îmbinarea cu riglele sau stâlpii adiacenți, însă numai în situațiile în care acestea nu au fost alcătuite și dimensionate corespunzător (Figura 2.29).



Figura 2.29 Distrugerii suferite de contravântuiri

Prinderile stâlpilor la baza

Din cauza prețului ridicat al terenului, în foarte multe cazuri clădirile aveau o suprafață în plan destul redusă, majoritatea clădirilor fiind înguste și înalte. Din aceasta cauză, s-au înregistrat ruperi ale buloanelor de ancoraj deși structura de rezistență a rămas aproape intactă. În Figura 2.30 se prezintă comparativ nivelul și localizarea distrugerilor la prinderile stâlpilor la baza.

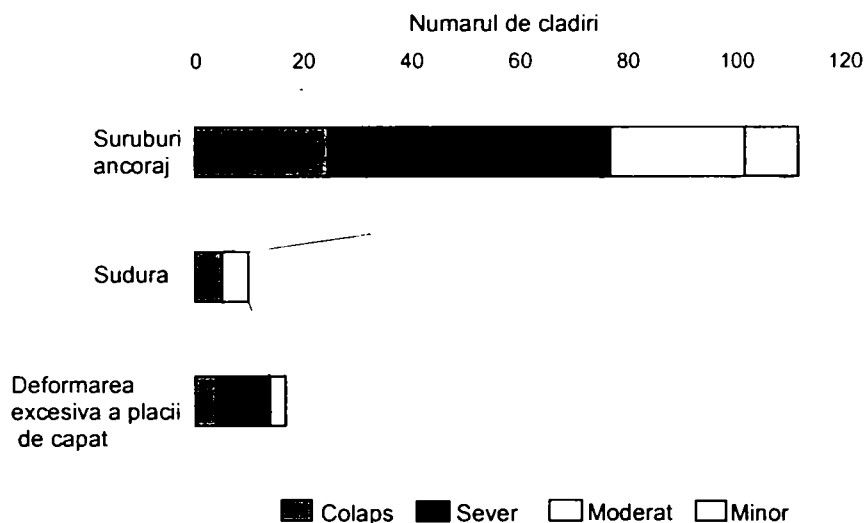


Figura 2.30 Nivelul și localizarea distrugerilor în prinderile stâlpilor la bază

Îmbinări riglă-stâlp

Îmbinările au suferit de asemenea avarii însemnate. În multe situații, îmbinările s-au rupt fără ca elementele îmbinate să sufere plasticizări, ceea ce a făcut ca energia disipată în timpul cutremurului să fie foarte redusă. În Tabel 2.4 se prezintă comparativ comportarea îmbinărilor folosite la clădirile metalice moderne.

Tabel 2.4 Distribuția avariilor pe diferitele tipuri de îmbinări

	Tipul îmbinării	Total
Îmbinări de continuitate ale stâlpilor	sudate	186
	cu șuruburi	19
	altele	514
Îmbinări de continuitate ale grinzilor	sudate	12
	cu șuruburi	397
	altele	457
Contravântuiri	sudate	43
	cu șuruburi	135
	altele	283
Îmbinări rigla-stâlp	suduri pe șantier	40
	suduri în atelier	271
	rigidizări	161
	altele	674
Prinderea în fundații	standard	270
	înglobare în beton	70
	încastate	86
	altele	569

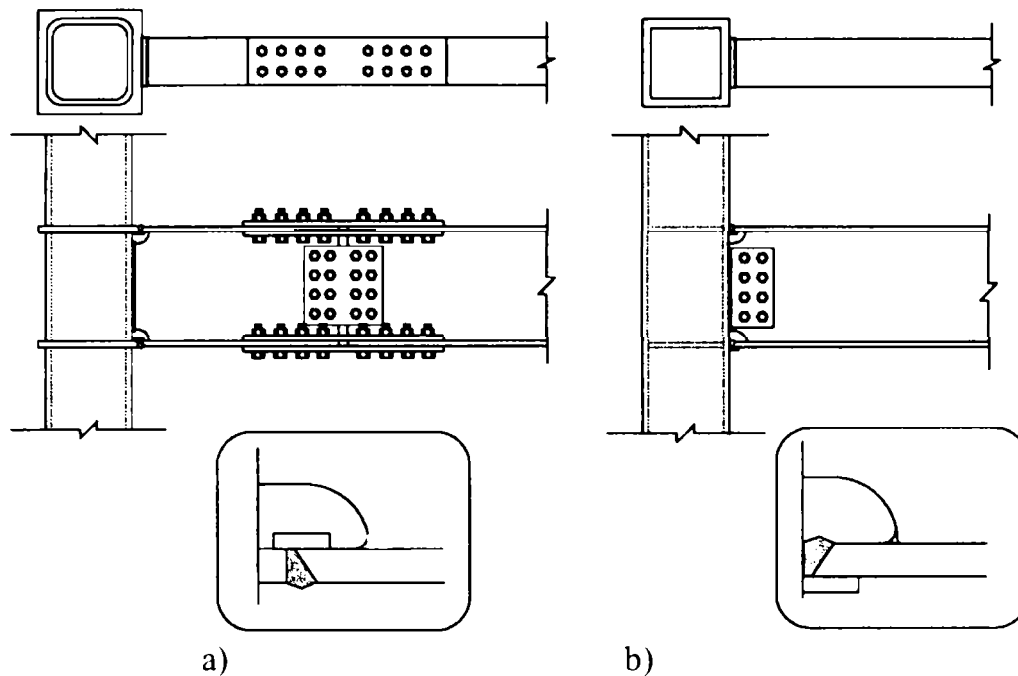


Figura 2.31 Îmbinările rigla-stâlp folosite uzual la clădirile metalice moderne

Dintre cele doua tipuri de îmbinări prezentate mai sus (Figura 2.31), prima configurație este mai des întâlnită. Pentru realizarea îmbinării, stâlpul este împărțit în 3 părți: ramura inferioară, ramura superioară și zona de panou, iar apoi sunt prinse cu sudură cele două diafragme. Se prind apoi cu sudură cupoanele de riglă de stâlpi. Pe șantier riglele sunt prinse de ramurile stâlpilor cu ajutorul îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate. Distrugerile suferite de îmbinările riglă-stâlp au fost clasificate în două categorii. În prima categorie intră ruperile în sudurile de colț dintre stâlpi, rigle și panourile de stâlpi, suduri realizate în fabrică, ruperi produse în principal din cauza dimensiunilor reduse ale cordoanelor de sudură. Observațiile făcute asupra acestor îmbinări au scos la iveală ruperea casantă a acestora fără dezvoltarea de plasticizări la nivelul stâlpilor sau riglelor (Figura 2.32a).

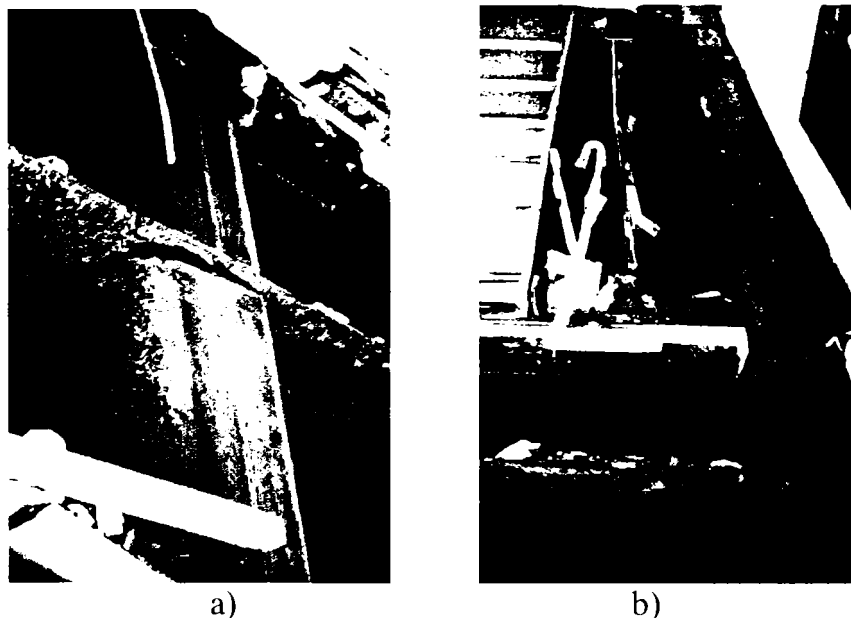


Figura 2.32 Ruperea sudurilor de colț în îmbinările riglă-stâlp: a) la partea superioară a stâlpului; b) la capătul riglei

În cea de-a doua categorie intră ruperile sudurilor de adâncime. Ruperile au avut un caracter casant și au fost localizate atât în materialul de depozit cât și în zona afectată de

sudură și în metalul de bază (Figura 2.33). Observațiile efectuate au scos la iveală mai multe aspecte

- drifturile remanente de nivel erau neglijabile
- avariile elementelor de închidere erau minime
- rupele s-au produs în special la nivelul tălpii inferioare a grinzii
- s-au observat plasticizări și voalări la nivelul tălpii inferioare a riglei
- aceste plasticizări s-au produs doar în grinzi, stâlpii rămânând în majoritate în domeniul elastic.

Acest din urmă aspect poate fi explicat în primul rând prin utilizarea în proiectare a conceptului stâlp tare-riglă slabă și, în al doilea rând, prin diferențele dintre limita de curgere reală și cea nominală a materialului din stâlpi (ecruisarea materialului la colțuri).



Figura 2.33 Ruperea sudurilor de adâncime în îmbinările riglă-stâlp

Activitățile de cercetare desfășurate după cutremur. Ca urmare a efectelor catastrofale ale cutremurului de la Kobe, au fost demarate ample programe de cercetare. Aceste programe au vizat în principal studiul influenței următorilor doi factori:

- reevaluarea și îmbunătățirea capacității de rotire plastică a îmbinărilor sudate
- determinarea capacității de rotire plastică necesară

Primul program de cercetare a fost finanțat de către Ministerul Educației din Japonia și s-a desfășurat în perioada 1996-1999. Programul a vizat în principal măsurile de reducere a efectelor cutremurelor în mediul urban.

Un alt program important a fost cel inițiat și finanțat de Ministerul Construcțiilor din Japonia sub coordonarea Prof. Koichi Takanashi de la Universitatea din Chiba (1996-1998). Programul s-a orientat asupra îmbunătățirii comportării structurilor în cadre metalice și asupra factorilor care influențează aceasta comportare: materialul de bază, procedeul de sudare, îmbinările riglă-stâlp, rotirea plastică necesară.

Institutul de Arhitectura din Japonia a desfășurat un program de cercetare pe o perioadă de 2 ani, între 1996-1997 asupra comportării nodurilor riglă-stâlp sudate. În cadrul programului au fost încercate 86 de noduri riglă-stâlp (Figura 2.34), parametrii luați în considerare fiind:

- detaliile de sudură (forma găurii de acces)
- procedeul de sudare
- temperatura
- numărul de treceri
- tipul de încărcare (static și dinamic)

Principalele concluzii ale studiului au fost:

- specițiile cu sudură executată într-o singură trecere au prezentat o ductilitate mai mică din cauza rupeii casante în materialul de bază sau zona afectată termic;

- specițiile la care sudura s-a executat în mai multe treceri au prezentat o ductilitate adecvată, rotirile plastice fiind mai mari de 0,03rad;
- încărcarea dinamică nu a condus la micșorarea ductilității. O explicație ar putea fi dată de creșterea temperaturii cu circa 20°C în zona de rupere față de temperatura mediului ambiant, fapt ce conduce la o creștere a rezilienței materialului;

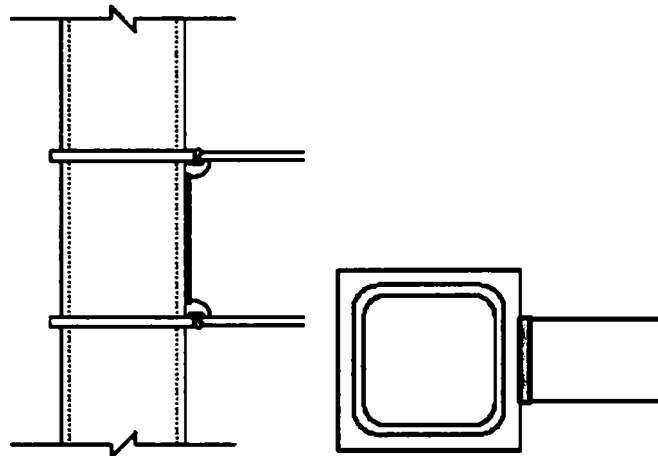


Figura 2.34 Alcătuirea nodurilor studiate

În perioada 1995-1997 s-a desfășurat un amplu program de cercetare sub coordonarea Universității din Tokyo. În cadrul programului au fost încercate experimental mai multe nodurile riglă-stâlp cu ajutorul unei mase vibrante având dimensiunile de 15m x 15m.

În afara programelor de cercetare naționale, au fost realizate și programe de cercetare în cooperare cu universități și institute de cercetare din Statele Unite. Astfel, în cadrul programului de reducere a dezastrelor produse de cutremure în mediul urban „US-Japan Cooperative Research Program on Urban Earthquake Disaster Mitigation”, s-au făcut studii comparative privind soluțiile de îmbunătățire a comportării nodurilor adoptate în Statele Unite și în Japonia. După cutremurul de la Northridge din 1994, în Statele Unite au fost adoptate diferite măsuri privind îmbunătățirea comportării nodurilor riglă-stâlp, cum ar fi: îndepărtarea articulației plastice de capătul riglei, îmbunătățirea detaliilor de alcătuire și înlocuirea îmbinărilor sudate cu îmbinări cu șuruburi. Una din soluțiile de îndepărtare a articulației plastice de capătul riglei o constituie reducerea secțiunii riglei. O soluție asemănătoare a fost studiată și în Japonia însă eforturile s-au îndreptat spre îmbunătățirea detaliilor de execuție și a calității sudurii.

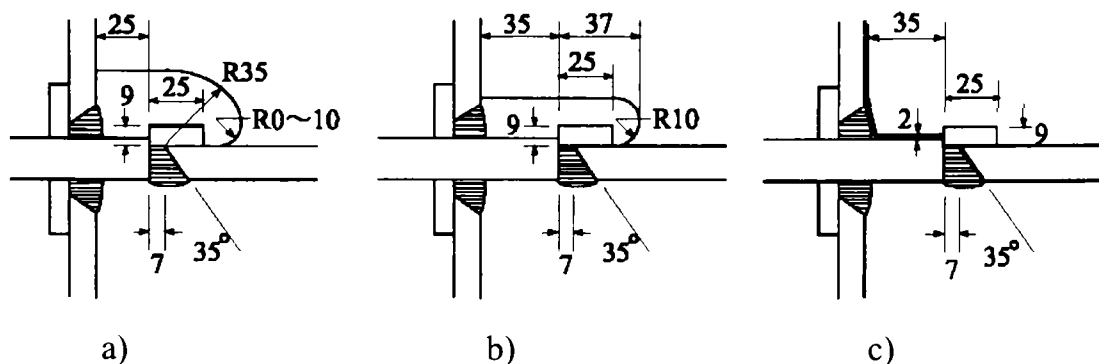


Figura 2.35 Detaliu de execuție pentru gaura de acces: a) detaliu pre-Kobe; b) detaliu îmbunătățit prin reducerea dimensiunii găurii; c) detaliu fără gaură de acces

Pentru a se determina care dintre cele două soluții de noduri (Figura 2.36) au o ductilitate mai bună, s-a realizat un program experimental în care toate condițiile au fost identice (calitatea

materialului, secțiunile elementelor, introducerea încărcării, realizarea nodurilor de același producător) mai puțin detaliile caracteristice fiecărui nod.

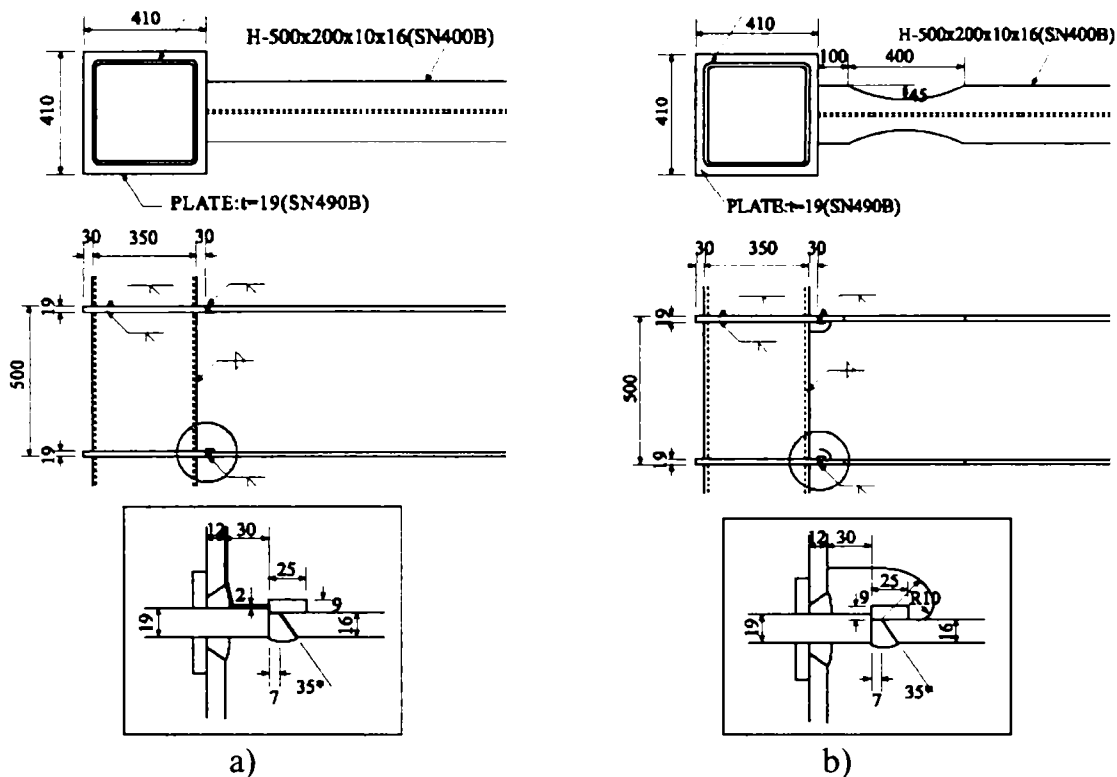


Figura 2.36 Soluții de îmbunătățire a comportării nodurilor a) detaliu de sudură fără gaură de acces – Japonia; b) reducerea secțiunii grinzii - SUA

Se poate observa o comportare asemănătoare a celor două noduri îmbunătățite, rotirile plastice fiind cuprinse între 0,03rad și 0,04rad (Figura 2.37). Pentru comparație s-a încercat un nod riglă-stâlp folosind detaliile convenționale pre-Kobe, gaura de acces fiind realizată ca în Figura 2.35a. Nodul a cedat prin ruperea sudurii în zona găurii de acces, rotirea plastică corespunzătoare fiind mult mai mică decât în primele două cazuri.

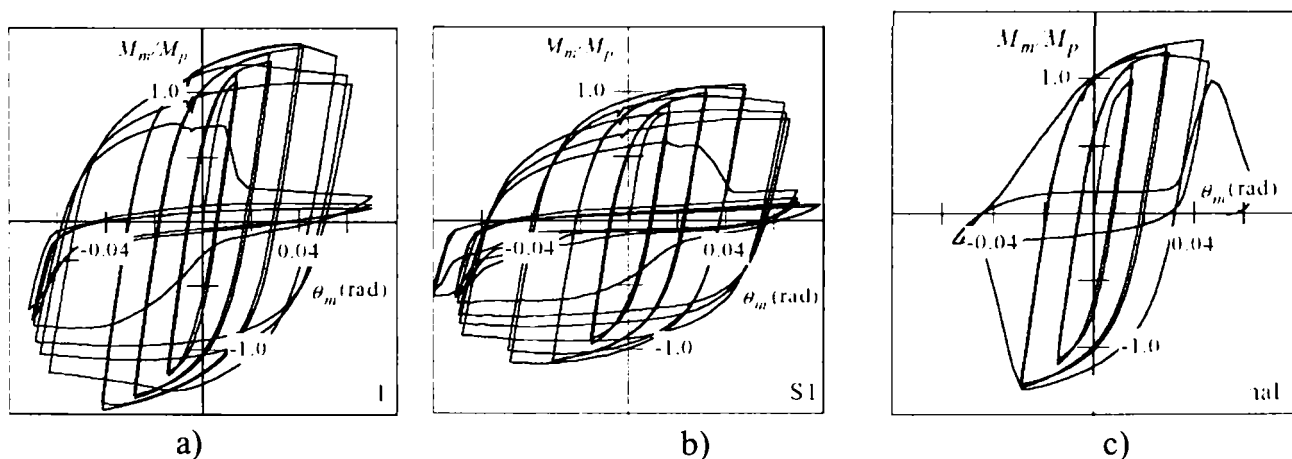


Figura 2.37 Curbele experimentale moment încovoieror – rotire: a) nod riglă-stâlp fără gaură de acces; b) nod riglă-stâlp cu secțiunea grinzii redusă; c) nod riglă-stâlp folosit înainte de cutremurul Kobe 1995

În urma observațiilor făcute după cutremur și a rezultatelor obținute în cadrul programelor de cercetare descrise anterior, au fost aduse modificări la prevederile de calcul seismic din Japonia. În anul 1997 a apărut ultima versiune a normei japoneze de calcul seismic BCJ 1997, în care mai multe prevederi referitoare la structurile metalice au fost

modificate ținând cont de observațiile și concluziile desprinse în urma cutremurului de la Kobe. Cele mai importante modificări se referă la procedeul de calcul pentru elementele tubulare formate la rece, descrierea caracteristicilor necesare ale materialelor și procedee noi de calcul pentru prinderea stâlpilor la bază. În anul 2000 a apărut The Building Standard Law of Japan, cu modificări semnificative față de versiunea precedentă, revizuită în 1998, prin introducerea unor criterii de proiectare bazate pe conceptul de performanță.

2.2.10 Taiwan 1999

Cutremurul din 21 septembrie 1999 a afectat partea centrală a Taiwanului. Epicentrul mișcării a fost localizat la o adâncime cuprinsă între 7 și 11 km iar magnitudinea a fost evaluată la $M=7,3$. Cutremurul, cunoscut și sub numele Chi-Chi, după numele localității în vecinătatea căreia s-a produs mișcarea seismică, a provocat peste 2300 de victime omenești și pagube materiale foarte mari. Cutremurul s-a caracterizat prin valori mari ale accelerației terenului ($PGA = 1,0g$), mult mai mari decât cele prevăzute în normă. În apropierea uneia dintre falii s-au înregistrat valori foarte mari ale vitezei, valoarea de vârf atingând valoarea $PGV = 384 \text{ cm/sec}$.

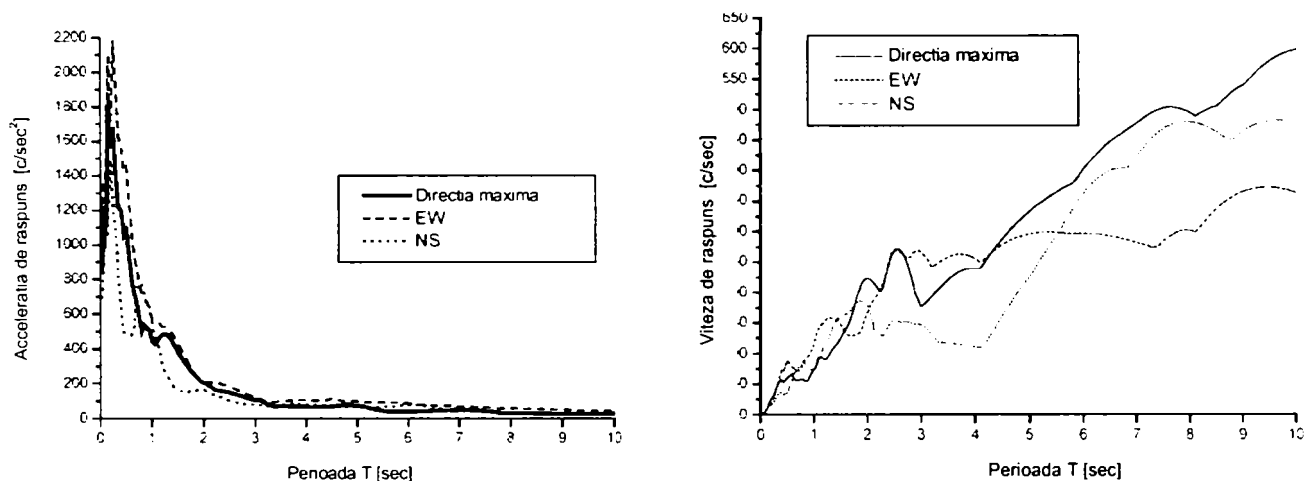


Figura 2.38 Spectrele de răspuns ale accelerației și vitezei

Cutremurul a avariat sau distrus complet peste 17 000 de clădiri, numărul clădirilor prăbușite fiind mai mare decât al celor avariate parțial. S-au înregistrat avarii și prăbușiri atât la clădirile vechi cât și la cele noi. Modurile de cedare au cuprins atât cedări ale primului etaj cât și cedări ale etajelor intermediare, similar cu cele înregistrate la Kobe, în 1995. Au avut de suferit în special clădirile situate chiar pe direcția faliei din cauza deplasărilor mari pe direcție orizontală sau verticală, clădirile situate în imediata apropiere fiind aproape intacte.

2.3. Observații și concluzii

Cutremurele de pământ reprezintă în prezent cauza principală a pierderilor de vieți omenești și a pagubelor materiale datorate dezastrelor naturale (58% din total). În cursul secolului XX au avut loc peste 100 de cutremure cu magnitudinea $M > 7,20$, dintre care 20 au produs mai mult de 10 000 de victime fiecare iar 2 mai mult de 200 000 de victime. Studiile și observațiile făcute după cutremure au arătat o creștere a numărului de victime omenești în zonele mai puțin dezvoltate, corelată cu o valoare redusă a pagubelor materiale. Situația este diametral opusă în cazul zonelor dezvoltate, unde efectele cutremurului se fac simțite în principal prin valoarea mare a pierderilor materiale.

Comportarea bună a structurilor metalice la acțiunea cutremurelor a făcut ca acestea să fie folosite pe scară largă. Primul semnal de alarmă asupra fiabilității structurilor metalice l-a constituit prăbușirea unor clădiri în cadre metalice multietajate la cutremurul din anul 1985

din Mexic. Aceasta îngrijorare a fost confirmată de distrugerile suferite de construcțiile metalice din Statele Unite și Japonia sub acțiunea cutremurelor din 1994 și 1995. Aceste probleme au demonstrat că este necesară îmbunătățirea prevederilor din normele actuale de calcul seismic. În capitolul 3 din teză vor fi prezentate metodele actuale de proiectare și problemele care sunt încă nerezolvate.

Cutremurele menționate anterior au arătat că, pentru obținerea unei comportări corespunzătoare, îmbinările riglă-stâlp trebuie să susțină rotații plastice semnificative, fără o degradare semnificativă a capacității de rezistență. Capitolul 4 din teza prezintă studiile autorului asupra factorilor care contribuie la degradarea capacității de rotație a îmbinărilor, cu un accent deosebit pe viteza de deformare, procedeul de sudură și acumularea plastică a deformațiilor.

Experiența seismică prezentată mai sus a mai arătat că proiectarea bazată pe un singur criteriu nu mai este suficientă. În afară de condiția de evitare a colapsului, o proiectare modernă ar trebui să asigure continuarea activității instituțiilor cu rol în acordarea primului ajutor în caz de catastrofe, limitarea riscului în cazul clădirilor cu factor mare de risc și nu în ultimul rând, limitarea distrugerilor generalizate, care pot avea consecințe grave asupra economiei unei regiuni sau chiar țări. În acest context a apărut pe plan mondial un nou concept de proiectare, bazat pe performanță. În Capitolul 5 se va prezenta metodologia dezvoltată de autor pentru proiectarea structurilor în cadre metalice la mai multe nivele de performanță iar în Capitolul 6 se prezintă modul de aplicare al acestei metodologii la proiectarea clădirilor noi sau verificarea celor existente.

CAPITOL 3. CALCULUL STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE ȚINÂND SEAMA DE COMPORTAREA REALĂ A ÎMBINĂRILOR

3.1 Introducere

Structurile în cadre metalice multietajate cu noduri semi-rigide au fost considerate necorespunzătoare pentru realizarea clădirilor amplasate în zone seismice. Avantajele pe care aceste sisteme le-ar fi putut aduce (execuție mai simplă, costuri mai scăzute) au fost în acest fel neglijate. Pe de altă parte, în normele de proiectare îmbinările riglă-stâlp erau considerate articulate sau infinit rigide și având rezistență completă, din cauza simplificărilor pe care această reprezentare le aducea în calcul. Cercetările experimentale au arătat însă că îmbinările au o comportare situată între cele două extreme, îmbinările fiind caracterizate de valoare finită a rigidității și a capacității portante. Astfel, îmbinările considerate articulate prezintă o anumită rigiditate la rotire iar îmbinările considerate infinit rigide au în realitate o rigiditate limitată. Acest lucru a condus pe de o parte la neglijarea aportului de rigiditate adus de îmbinările considerate articulate iar pe de altă parte au supraestimat rigiditatea îmbinărilor considerate infinit rigide, având ca efect o flexibilitate reală a structurii mai mare decât cea luată în calcul (Figura 3.1).

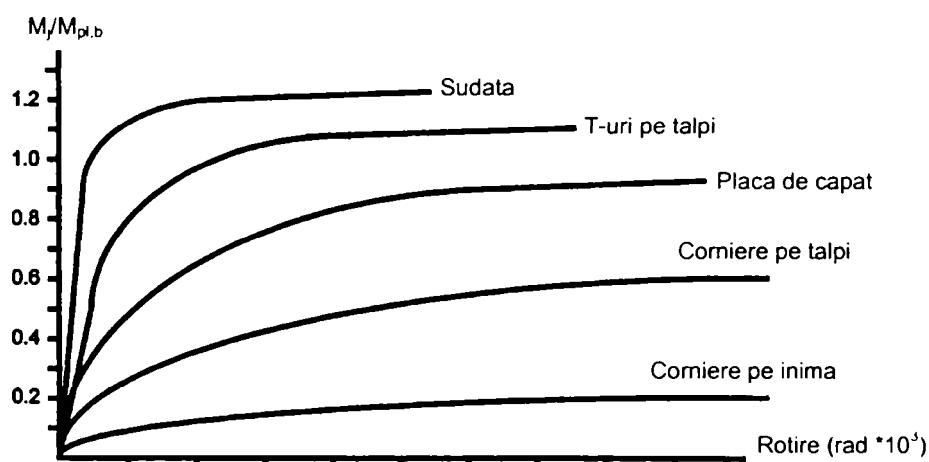


Figura 3.1 Relații moment-rotire pentru îmbinări uzuale

Norma românească de calcul seismic P100-92 restricționează utilizarea îmbinărilor riglă-stâlp semirigide sau cu rezistență parțială la realizarea clădirilor cu structură metalică. Norma prevede ca formarea articulațiilor plastice să se producă în rigle sau la baza stâlpilor dar nu în îmbinări. Pentru a realiza acest lucru, momentul capabil al îmbinărilor riglă-stâlp trebuie să fie mai mare cu 20% decât momentul plastic capabil al riglei sau stâlpului adiacenți îmbinării. Aceste prevederi sunt introduse fără însă ca în normele românești de calcul să existe prevederi clare privind determinarea momentului capabil sau rigidității la rotire a îmbinărilor riglă-stâlp. Spre deosebire de norma românească în vigoare, normele moderne de calcul au început să permită folosirea îmbinărilor riglă-stâlp semirigide sau cu rezistență parțială. Norma europeană de calcul seismic Eurocode 8 permite utilizarea îmbinărilor riglă-stâlp semirigide și/sau cu rezistență parțială la structurile în cadre, dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:

- îmbinările posedă o capacitate de rotire suficientă;
- efectele deformațiilor îmbinărilor asupra deplasărilor de ansamblu ale structurii sunt luate în considerare prin intermediul unei analize statice neliniare sau dinamice neliniare (time

history). Pentru a se putea deci folosi îmbinările riglă-stâlp semirigide, trebuie ca acestea să aibă o ductilitate corespunzătoare. Calculul uzual al îmbinărilor riglă-stâlp implică determinarea caracteristicilor de rezistență și rigiditate ale îmbinărilor. Descrierea comportării îmbinărilor prin aceste două caracteristici este suficientă pentru structurile solicitate preponderent la încărcări din gruparea fundamentală. Evenimentele seismice recente au arătat însă că pe lângă cele două proprietăți amintite, rezistență și rigiditate, în cazul solicitărilor seismice o caracteristică importantă a îmbinărilor o reprezintă ductilitatea, exprimată de exemplu prin rotirea plastică ce poate fi dezvoltată de îmbinare fără o reducere semnificativă a capacității portante.

3.2 Calculul structurilor în cadre ținând seama de comportarea reală a îmbinărilor în conformitate cu norma europeană EN 1993-1.1 (Eurocode 3)

Calculul și proiectarea unei structuri metalice în cadre presupune în mod tradițional următoarele etape (Figura 3.2):

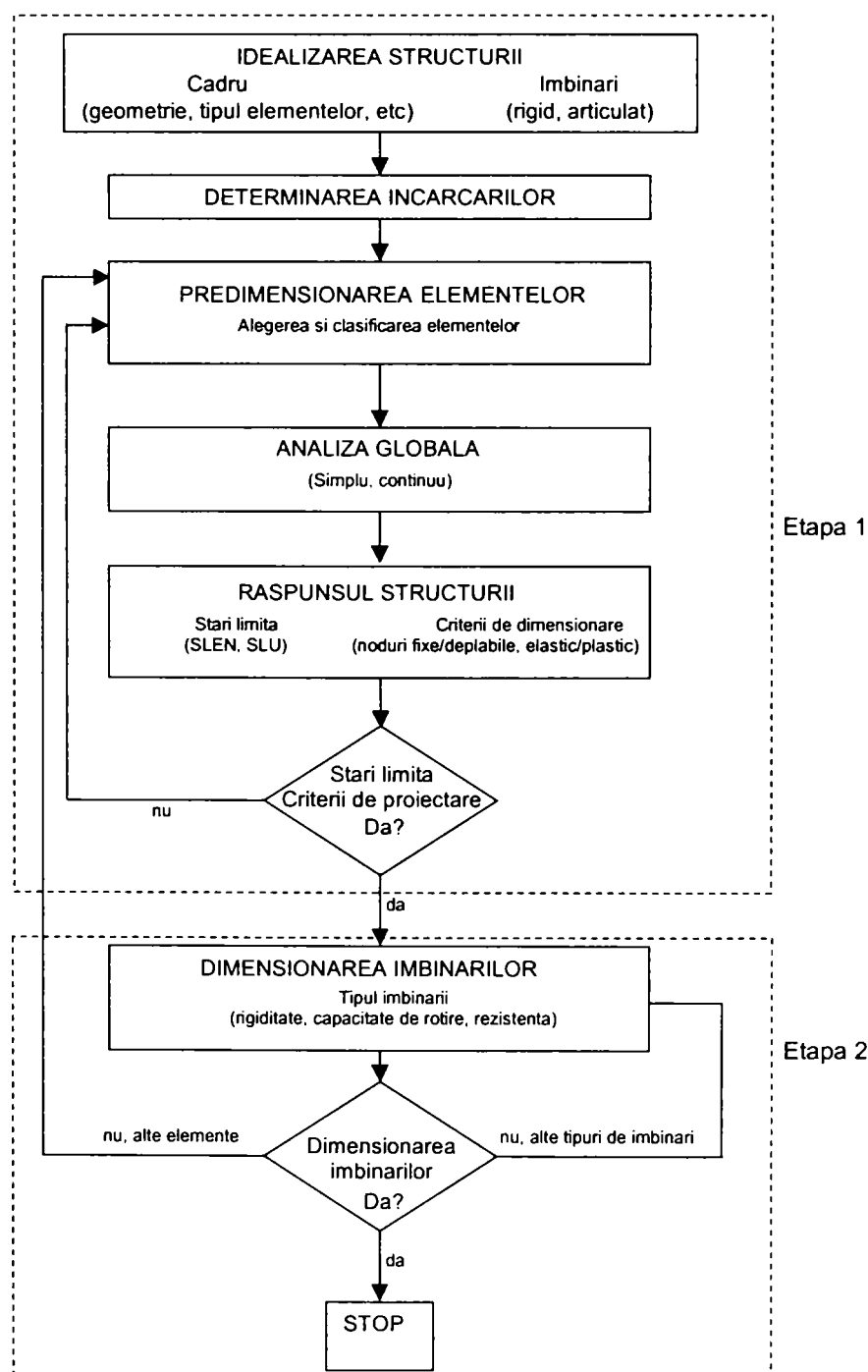


Figura 3.2 Etapele procesului de proiectare bazat pe concepția tradițională

Această procedură de calcul și dimensionare a putut fi folosită atâta timp cât îmbinările erau considerate complet rigide sau complet articulate. Recunoscând faptul că majoritatea îmbinărilor au o comportare reală situată între cele două limite, și anume rigid și articulat, normele moderne oferă posibilitatea luării în calcul a acestei comportări, prin introducerea îmbinărilor semi-rigide și/sau parțial rezistente (Figura 3.3). Introducerea în calcul a îmbinărilor semirigide poate fi făcută prin intermediul unui resort la rotire dispus la contactul dintre elemente. Rigiditatea la rotire S a resortului este parametrul care leagă momentul M_j transmis de îmbinare de rotirea relativă ϕ dintre elementele îmbinate. Atunci când această rigiditate este zero sau este foarte mică, îmbinarea poate fi considerată articulată iar când această rigiditate este infinită sau are o valoare foarte mare, îmbinarea poate fi considerată rigidă. În toate celelalte situații intermediare îmbinările sunt considerate semirigide. La nivelul structurii, utilizarea unor noduri semirigide afectează nu doar deplasările structurii dar și distribuția și magnitudinea eforturilor interne în structură.

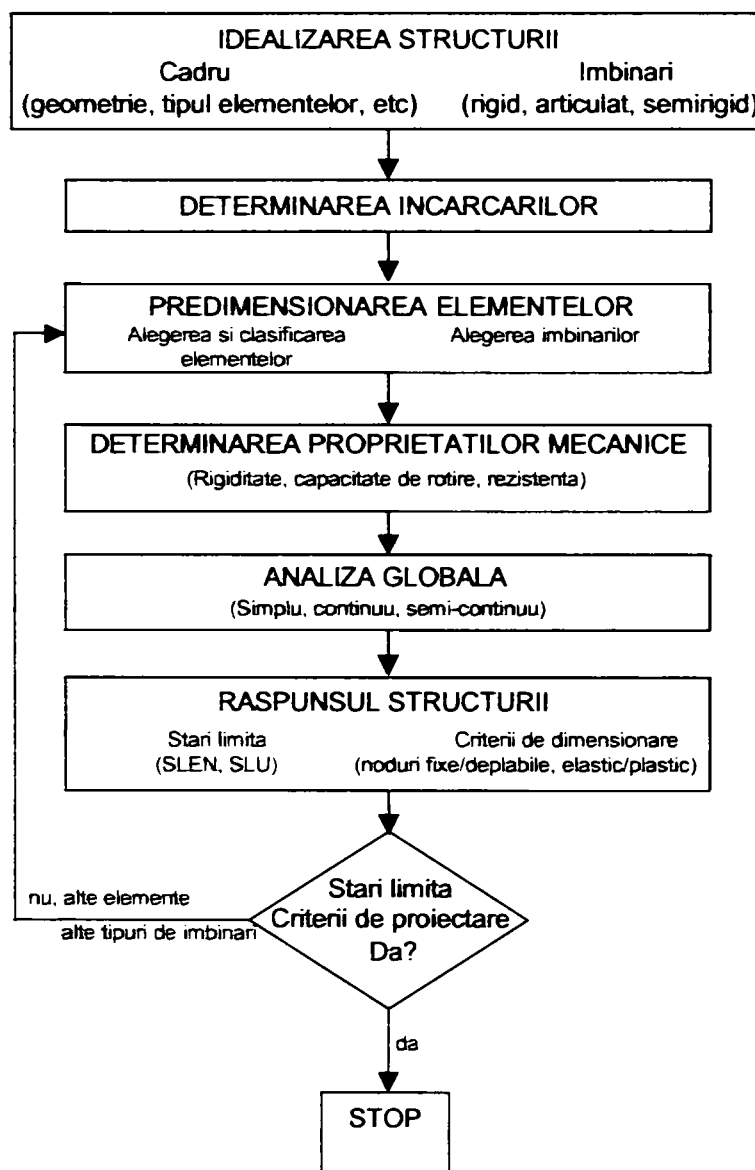


Figura 3.3 Etapele procesului de proiectare bazat pe utilizarea comportării reale a îmbinărilor

3.2.1 Modelarea cadrelor și metode de analiză globală

Analiza globală permite determinarea distribuției eforturilor interne și a deplasărilor corespunzătoare într-o structură supusă unor încărcări. Comportarea structurii este dată de relația dintre încărcări și deplasările structurii. În Figura 3.4 este prezentată comportarea unei structuri în cadre multietajate cu noduri deplasabile sub acțiunea unor încărcări crescătoare.

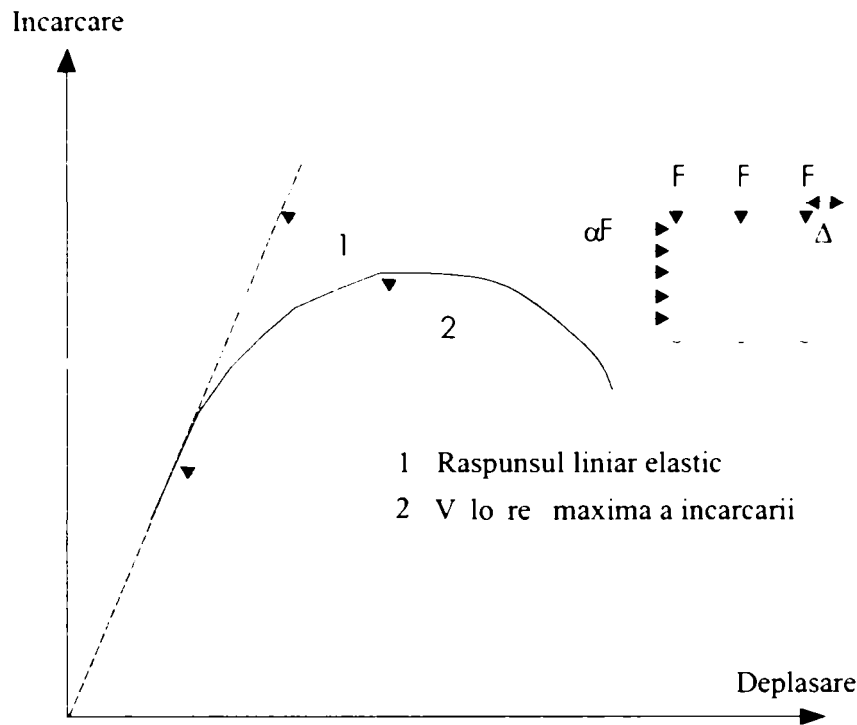


Figura 3.4 Relația forță-deplasare pentru o structură în cadre multietajate

Se poate observa o comportare cvasi-liniară până la o anumită limită (limita liniară). Odată atinsă această limită, panta ramurii crescătoare a curbei începe să scadă datorită acțiunii a trei tipuri de neliniarități: neliniaritatea geometrică a structurii, neliniaritatea îmbinărilor și neliniaritatea de material. Neliniaritatea îmbinărilor se manifestă de la nivele relativ joase ale încărcării. Neliniaritatea geometrică exprimă influența deformației structurii asupra distribuției forțelor interne și a momentelor. Odată cu atingerea încărcării maxime, echilibrul necesită reducerea valorii încărcărilor. Panta curbei (rigiditatea structurii) devine zero în acest punct apoi devine negativă, indicând faptul că structura este instabilă.

Determinarea răspunsului real încărcare - deplasare necesită în general folosirea unor metode sofisticate de analiză. În practică însă, folosirea unor modele simplificate pentru cadre și componentele sale (elemente și îmbinări) permite obținerea unor valori conservative pentru încărcarea ultimă. Prima deosebire importantă ce poate fi făcută între metodele de analiză este aceea care separă metodele elastice de cele plastice. În timp ce metodele de analiză elastică pot fi folosite în toate cazurile, analiza plastică este supusă anumitor restricții. O altă distincție importantă trebuie făcută între metodele care iau în considerare și cele care neglijează efectul formei reale de deformate a structurii, denumite metode bazate pe teoria de ordinul II, respectiv teoria de ordinul I. Teoria de ordinul II poate fi aplicată în toate cazurile în timp ce teoria de ordinul I poate fi aplicată doar atunci când efectele deplasărilor asupra comportării structurii sunt neglijabile. Deoarece deplasările datorate încărcărilor exterioare pot modifica răspunsul structurii și deci distribuția eforturilor interne, este necesară evaluarea nivelului de la care aceste deplasări trebuie luate în calcul. Pentru structurile în cadre, încărcările exterioare care produc cele mai importante modificări față de răspunsul liniar sunt încărcările axiale.

3.2.1.1 Analiza globală elastică

Analiza de ordinul I. Analiza elastică presupune un răspuns liniar al elementelor și îmbinărilor (Figura 3.5). Într-o analiză de ordinul I, echilibrul se exprimă pe structura nedeformată. Într-o astfel de analiză nu este necesar ca secțiunile elementelor și îmbinările să îndeplinească cerința de a avea o comportare ductilă (clasa secțiunii, clasa de ductilitate a îmbinării).

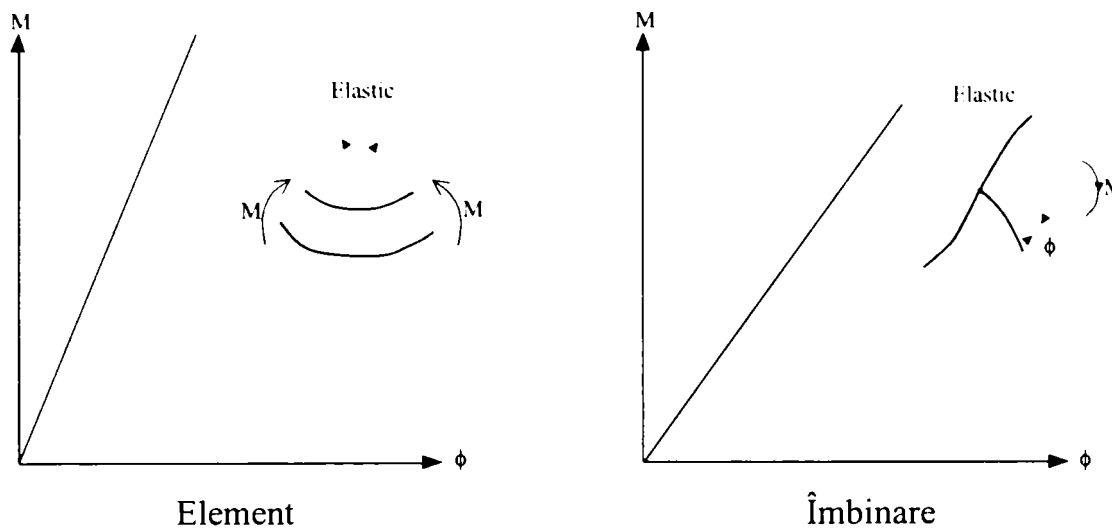


Figura 3.5 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări

Analiza globală elastică de ordinul I a unei structuri în cadre conduce la un răspuns liniar forță-deplasare (Figura 3.6).

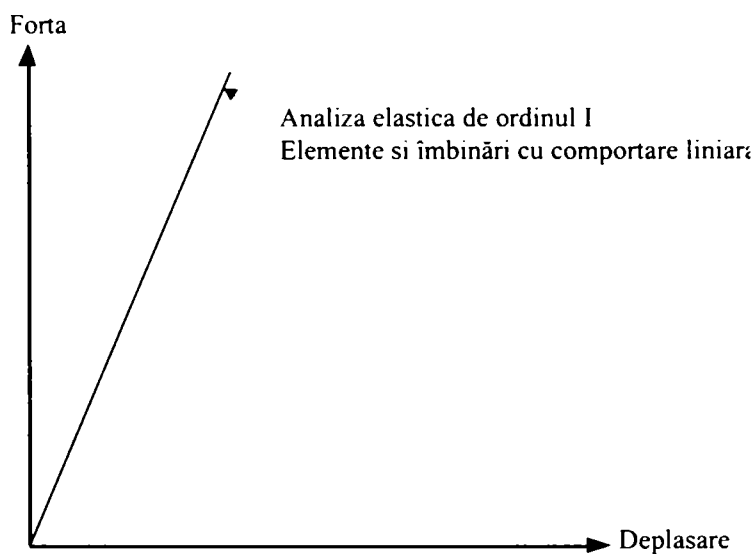


Figura 3.6 Răspunsul forță - deplasare într-o analiză elastică de ordinul I

Analiza elastică de ordinul I oferă rezultate conservative atâta timp cât răspunsul structurii diferă foarte puțin de răspunsul real, pentru un domeniu relativ larg de încărcări. În ceea ce privește starea limită a exploatării normale, o analiză elastică de ordinul I oferă o aproximare satisfăcătoare a răspunsului structurii deoarece, la acest nivel al încărcărilor exterioare efectele neliniarității sunt relativ reduse. Utilizarea unei analize elastice nu implică nici un fel de condiții în ceea ce privește ductilitatea elementelor și îmbinărilor, această metodă putând să fie folosită în toate cazurile. În Figura 3.7 prezintă posibilitățile de utilizare a unei analize elastice și verificările necesare la dimensionare în conformitate cu Eurocode 3, Partea 1-1. Astfel, după determinarea eforturilor de calcul în structură (forțe axiale, momente încovoietoare și forțe tăietoare), sunt necesare următoarele verificări:

- evaluarea efectelor de ordinul II
- verificarea rezistenței secțiunilor
- verificarea rezistenței îmbinărilor
- verificarea stabilității elementelor
- verificarea stabilității locale a elementelor
- verificarea condițiilor aferente SLEN

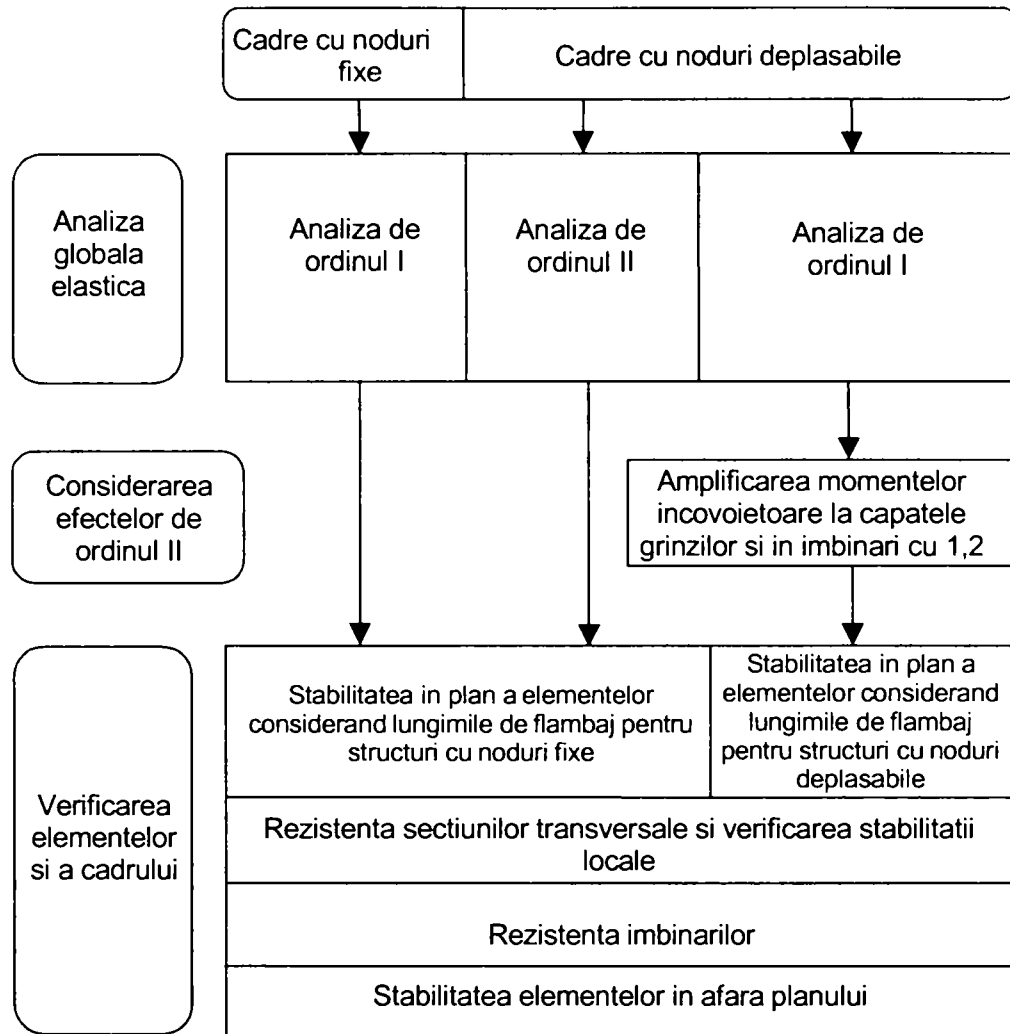


Figura 3.7 Analiza globală elastică și verificările la dimensionare (Eurocode 3, Partea 1-1)

Analiza de ordinul II. Si in acest tip de analiză, ca si in analiza de ordinul I, răspunsul liniar elastic al secțiunilor și al îmbinărilor este considerat valabil (Figura 3.5). Distribuția eforturilor interne se calculează pe baza teoriei de ordinul II. Ecuațiile de echilibru se exprimă pe structura deformată (efectul P- Δ) iar dacă eforturile axiale sunt mari (efectul P- δ), poate fi luată în calcul o reducere a rigidității elementelor. Ca si in analiza de ordinul elastică de ordinul I, secțiunile elementelor și îmbinările nu trebuie să verifice condițiile cerute de o comportare ductilă (clasa secțiunii, clasa de ductilitate a îmbinării). In Figura 3.8 este arătat răspunsul forță-deplasare care rezultă dintr-o analiză elastică de ordinul II în care toate încărcările variază în funcție de un parametru unic.

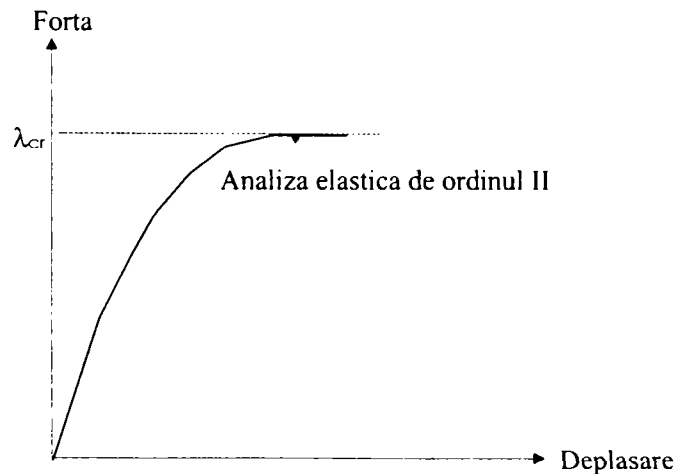


Figura 3.8 Răspunsul încărcare-deplasare într-o analiză elastică de ordinul II

Curba forță-deplasare, care acum cuprinde și neliniaritatea geometrică, se apropie asimptotic de linia orizontală care reprezintă valoarea multiplicatorului critic λ_{cr} . Această valoare a lui λ_{cr} corespunde încărcării elastice critice de flambaj. Dacă se neglijează efectele P- δ , valoarea încărcării maxime poate rezulta mai mare decât cea reală. Cu cât elementele comprimate sunt mai zvelte, cu atât efectele P- δ devin mai importante. Forța critică elastică de flambaj este o valoare de referință pentru că reprezintă valoarea maximă teoretică a încărcării ce poate fi suportată de structură, în absența curgerii materialului. Spre deosebire de analiza elastică de ordinul I, în cadrul acestui tip de analiză eforturile interne conțin efectele de ordinul II. Calculul structurii se poate conduce în același mod cu cel efectuat în cadrul analizei elastice de ordinul I. Secțiunile sau îmbinările cele mai solicitate permit determinarea limitei superioare a multiplicatorului încărcării λ_{L2} (Figura 3.9) pentru care analiza elastică este valabilă.

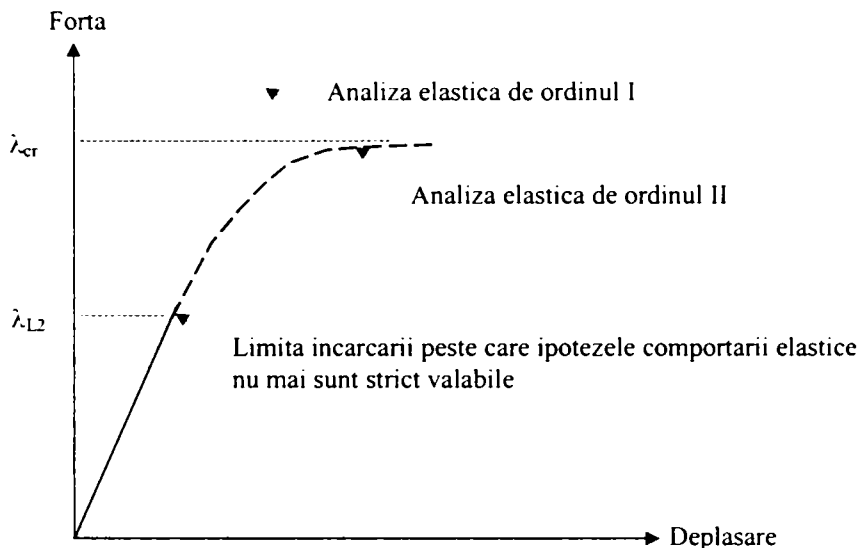


Figura 3.9 Domeniul de valabilitate al analizei elastice de ordinul II

Atunci când în calcul se utilizează analiza elastică de ordinul II, stabilitatea cadrului în plan este acoperită de analiza structurală. În cele mai frecvente cazuri, imperfecțiunile locale ale elementelor nu sunt luate în considerare. De aceea verificarea stabilității elementelor (în plan și în afara lui) și a cadrului (în afara planului) poate într-adevăr să conducă la valori mai mici ale multiplicatorului λ_{L2} . Pentru un calcul corect, valoarea minimă a multiplicatorului λ_{L2} trebuie să fie 1. În ceea ce privește starea limită a exploataării normale, o analiză elastică de ordinul II oferă o bună aproximare a răspunsului structurii și elementelor.

3.2.1.2 Analiza globală plastică

Metodele de analiză plastică a structurilor în cadre se pot utiliza doar atunci când sunt întrunite câteva condiții minime referitoare la ductilitatea materialului, ductilitatea elementelor și îmbinărilor:

a) Materialul respectă următoarele condiții:

- raportul dintre rezistența la întindere minimă f_u și limita de curgere minimă f_y satisface condiția:

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,2 \quad (3.1)$$

- alungirea la rupere a unei epruvete de lungime $5,65\sqrt{A_0}$ nu este mai mică de 15% (în care A_0 reprezintă aria secțiunii transversale inițiale a epruvetei)

- în diagrama σ - ϵ , deformația specifică ultimă ϵ_u corespunzătoare rezistenței la întindere f_u este cel puțin cu 20% mai mare decât deformația specifică ϵ_y corespunzătoare limitei de curgere f_y .

b) Este împiedicată deplasarea în afara planului a elementelor în dreptul secțiunilor în care se pot forma articulații plastice.

c) Secțiunile și/sau îmbinările în care pot să apară articulații plastice trebuie să aibă suficientă capacitate de rotire, adică să fie de clasa 1 sau 2.

În Figura 3.10 prezintă posibilitățile de utilizare a unei analize plastice și verificările necesare la dimensionare în conformitate cu Eurocode 3, Partea 1-1.

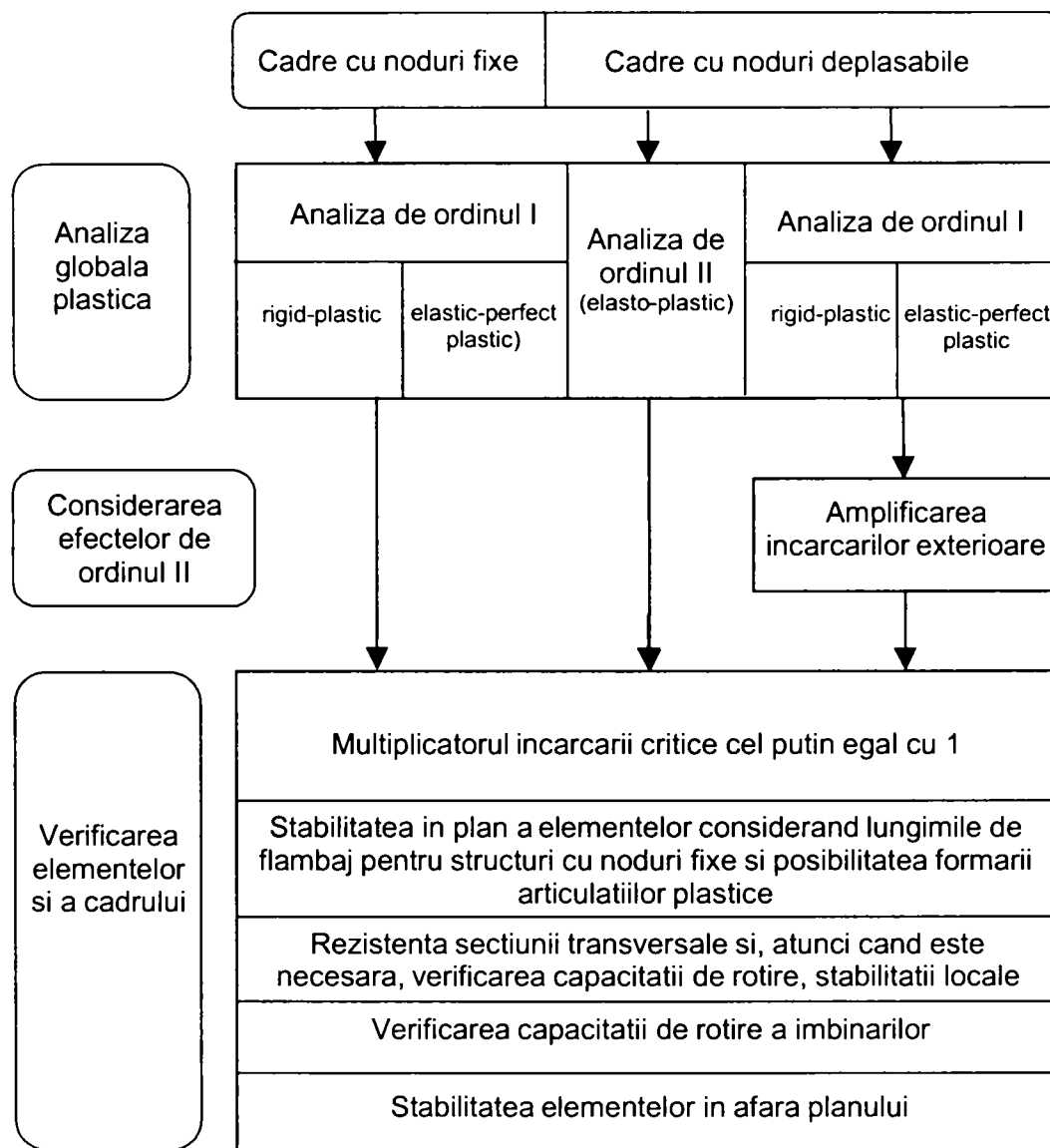


Figura 3.10 Analiza globală plastică și verificările la dimensionare (Eurocode 3, Partea 1-1)

Analiza elastic-perfect plastică (teoria de ordinul II). În analiza elastic-perfect plastică se introduce ipoteza că secțiunile și îmbinările rămân în stadiul elastic până când este atins momentul plastic capabil, după care comportarea devine perfect plastică. În Figura 3.11 este arătată comportarea elastic-perfect plastică a secțiunilor și îmbinărilor. Influența forțelor axiale și a forțelor tăietoare asupra momentului plastic capabil al secțiunii poate fi introdusă direct în calcul sau poate fi introdusă atunci când se face verificarea secțiunilor. Utilizarea analizei elastic-perfect plastice presupune că elementele și îmbinările satisfac anumite cerințe specifice. Acestea se referă la capacitatea de rotire a secțiunilor și îmbinărilor (cel puțin în secțiunile critice), suficientă pentru a permite dezvoltarea tuturor articulațiilor plastice în structură.

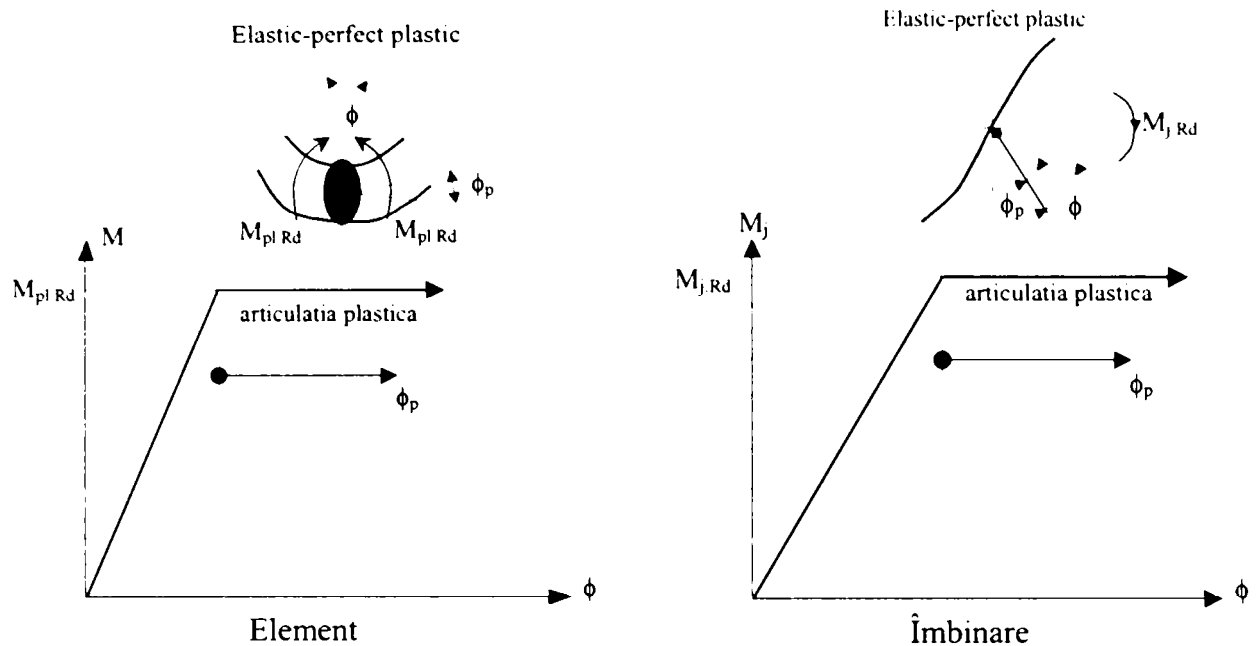


Figura 3.11 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente si îmbinări

Intr-o analiză elastic-perfect plastică, de regulă, încărcările sunt aplicate incremental. Se realizează mai întâi o analiză elastică de ordinul II din care se determină încărcarea corespunzătoare formării primei articulații plastice într-o secțiune și/sau îmbinare. Analiza următoare se face pentru un nivel sporit al încărcărilor, pentru care structura se comportă diferit datorită introducerii unei articulații în secțiunea în care s-a format prima articulație plastică (cadru modificat). Acest cadru se mai numește și *cadru deteriorat*. Prin creșterea în continuare a încărcării, va apărea o nouă articulație plastică. Acest proces continuă până când structura se transformă într-un mecanism. Răspunsul structurii într-o analiză elastic-perfect plastică de ordinul II este reprezentat în Figura 3.12 prin linia continuă. Ramura 1 corespunde unei comportări elastice a cadrului. Aceasta curbă tinde asimptotic către linia orizontală care reprezintă forța critică de flambaj doar în cazul când se consideră ca structura are o comportare infinit elastică. După apariția primei articulații plastice, dacă se presupune că structura are o comportare infinit elastică, ramura 2 va continua și va tinde asimptotic către încărcarea critică de flambaj a cadrului deteriorat, care este un cadru cu o articulație. Procesul este continuat prin creșterea încărcărilor, structura se deteriorează progresiv până la formarea unui mecanism de cedare plastică. Încărcarea corespunzătoare este definită de multiplicatorul încărcării $\lambda_L = \lambda_{L2EPP}$ (Figura 3.12).

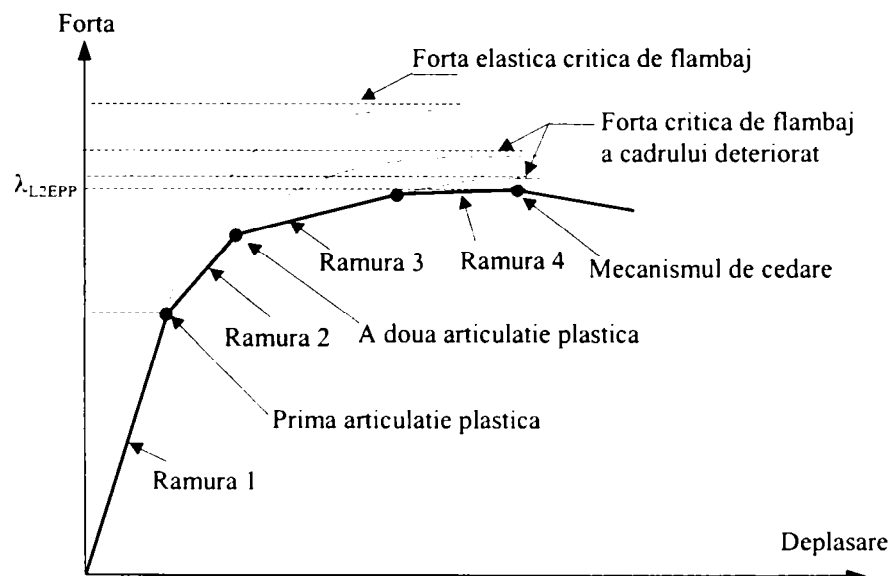


Figura 3.12 Răspunsul forță-deplasare într-o analiză elastic-perfect plastică

Atunci când în analiză sunt incluse și influențele forțelor tăietoare și axiale, nu este necesară o verificare suplimentară a secțiunilor sau îmbinărilor. Atunci când se utilizează o analiză de ordinul II la calculul cadrelor, stabilitatea în planul lor este acoperită de analiza structurală. Totuși, este necesară verificarea stabilității elementelor și a cadrului în afara planului. Pentru un calcul adecvat, valoarea minimă a multiplicatorului încărcării, $\lambda_{I,2FPP}$, trebuie să fie 1. Verificările corespunzătoare stării limită a exploatarei normale trebuie efectuate.

Analiza elasto-plastică (teoria de ordinul II). Pentru o mai bună estimare a încărcării maxime (în comparație cu cea furnizată de analiza elastic-perfect plastică) se poate realiza o analiză elasto-plastică de ordinul II. Plastificarea elementelor și a îmbinărilor este un proces progresiv și de aceea tranziția de la comportarea elastică la cea plastică este un fenomen asemănător. Odată cu creșterea momentului în secțiunea transversală a elementului, plastificarea se extinde dinspre fibra extremă spre axa neutră. Această comportare este descrisă cu ajutorul teoriei zonelor plastice. În Figura 3.13 sunt prezentate caracteristicile moment-rotire considerate în analiză, corespunzătoare secțiunilor și îmbinărilor. Cerințele de ductilitate pentru secțiuni și îmbinări precum și procedura de analiză și verificare a cadrului sunt identice cu cele de la analiza elastic-perfect plastică.

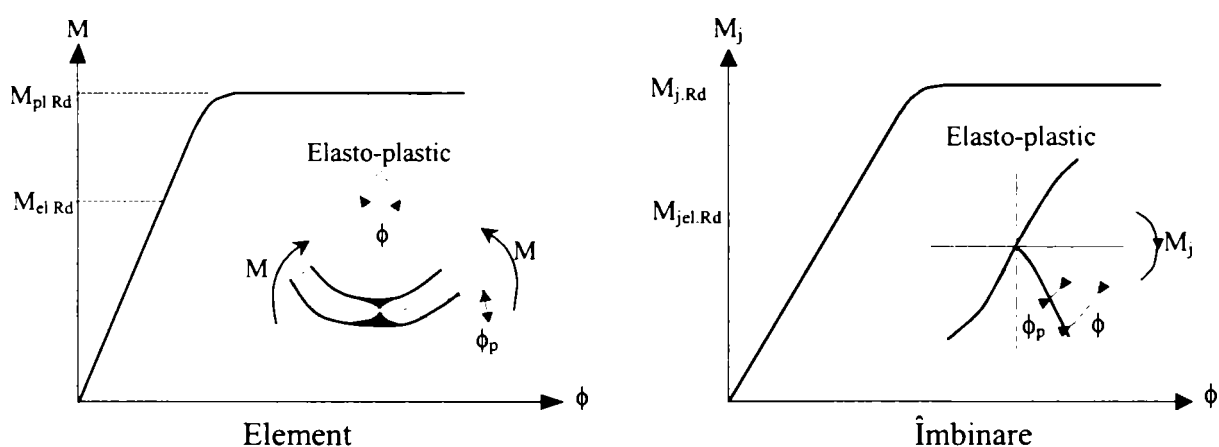


Figura 3.13 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări

Analiza elasto-plastică de ordinul II furnizează valoarea încărcării maxime ce poate fi suportată de cadru, ca și valoarea deplasărilor corespunzătoare oricărui nivel al încărcării. În general, în analiză este considerată doar comportarea în planul cadrului, de aceea este necesară verificarea stabilității în afara planului cadrului. Metoda de analiză elasto-plastică este destul de greu de utilizat în aplicații practice și, din cauza complexității ei, este utilizată mai mult în activitățile de cercetare.

Analiza rigid-plastică (teoria de ordinul I). În cadrul acestui tip de analiză, deformațiile specifice elastice din elemente și îmbinări sunt neglijate, considerându-se că sunt foarte mici în comparație cu deformațiile specifice plastice. Este de asemenea neglijată ecruisarea materialului iar deformațiile plastice sunt concentrate în secțiunile și îmbinările în care este posibilă formarea de articulații plastice. Aceste secțiuni și îmbinări se consideră că au o capacitate de rotire infinită. În Figura 3.14 este arătat răspunsul idealizat rigid-plastic al secțiunilor și îmbinărilor. Cerințele de ductilitate pentru secțiuni și îmbinări sunt identice cu cele indicate pentru analiza elastic-perfect plastică. Se consideră că încărcarea maximă ce poate fi aplicată corespunde colapsului structurii. Analiza constă, deci, în identificarea mecanismului plastic care guvernează cedarea structurii. Aceasta metodă se bazează pe principiul conform căruia, la atingerea încărcării maxime, sunt îndeplinite simultan următoarele condiții:

- condiția de mecanism: există un număr suficient de articulații plastice sau articulații reale (noduri articulate) pe structură pentru a forma un mecanism cinematic admisibil;
- condiția de echilibru: distribuția momentului încovoietor pe structură este în echilibru cu încărcările exterioare și cu reacțiunile;
- condiția de plasticitate: momentele plastice capabile ale secțiunilor și îmbinărilor nu sunt depășite în nici o secțiune sau îmbinare.

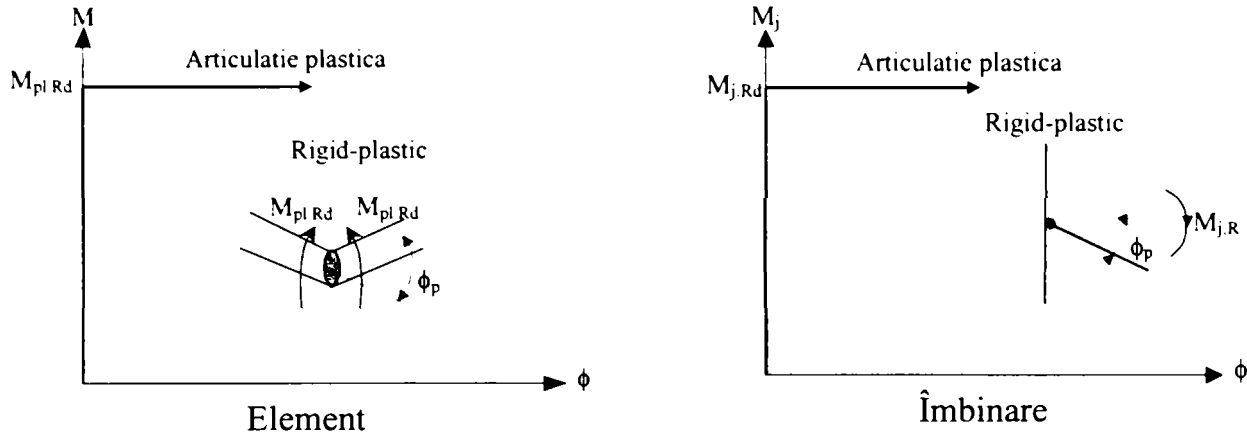


Figura 3.14 Caracteristicile moment-rotire pentru elemente și îmbinări

Încărcarea ultimă poate fi obținută prin aplicarea teoremelor calculului plastic: teorema de minim și teorema de maxim. Conform teoremei de maxim, pentru o structură dată și pentru un anumit sistem de încărcări, mecanismul de cedare apare la o valoare a multiplicatorului încărcării care este mai mare sau egală cu multiplicatorul încărcării de cedare. Prin examinarea mecanismelor de cedare posibile, se reține cel pentru care valoarea multiplicatorului încărcării este minimă și care este totodată static și cinematic admisibil. În Figura 3.15 sunt arătate mecanismele elementare de cedare (1 și 2) și mecanismul combinat 3 pentru un cadru simplu. Răspunsurile forță-deplasare sunt reprezentate prin linii orizontale corespunzătoare încărcărilor de cedare asociate.

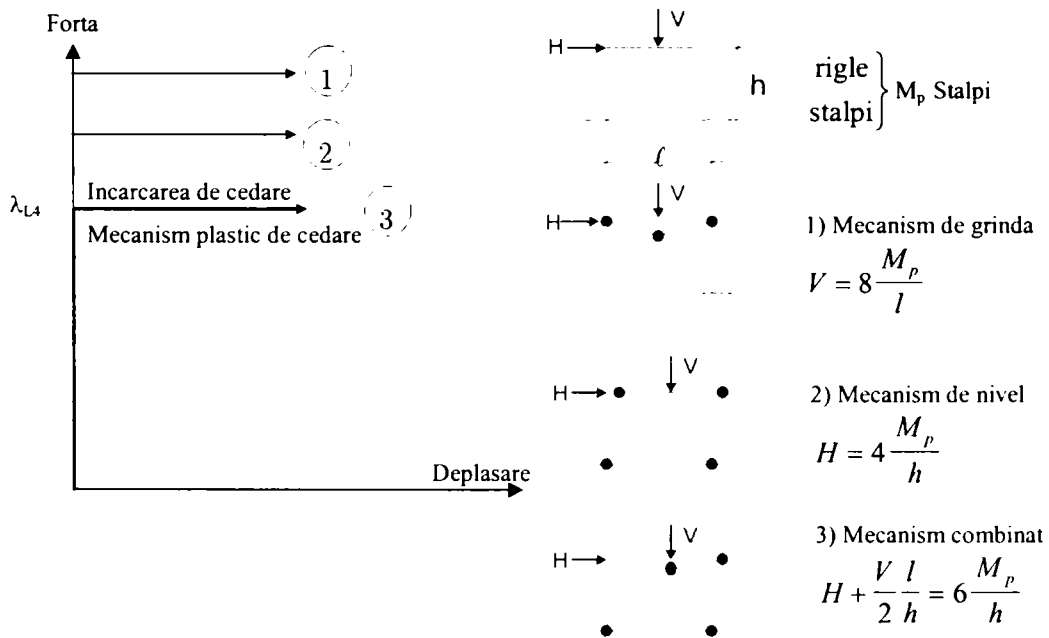


Figura 3.15 Răspunsul forță-deplasare într-o analiză rigid-plastică

Această analiză se poate realiza manual pentru cadre simple, însă pentru cadrele multietajate sau/si cu mai multe deschideri este necesară folosirea programelor de calcul. Dacă nu este posibilă neglijarea efectelor forțelor axiale și/sau tăietoare asupra momentului

rezistent de calcul, sunt necesare unele verificări ale secțiunilor și îmbinărilor. Este necesară, de asemenea, verificarea stabilității cadrului în plan și în afara planului cât și stabilitatea elementelor în plan și în afara planului. Pentru un calcul adecvat, valoare minimă a multiplicatorului încărcării λ_{L4} trebuie să fie 1. Analiza rigid-plastică permite obținerea informațiilor cu privire la rezistența cadrului însă nu oferă informații cu privire la deplasările și rotațiile care apar. De aceea, această analiză trebuie să fie urmată de o analiză elastică a structurii pentru verificarea la starea limită a exploatarei normale.

3.2.2 Clasificarea structurilor în cadre

3.2.2.1 Cadre contravântuite și necontravântuite

Introducerea contravântuirilor la structurile în cadre metalice are rolul de a preveni sau de a limita deplasările orizontale (Figura 3.16).

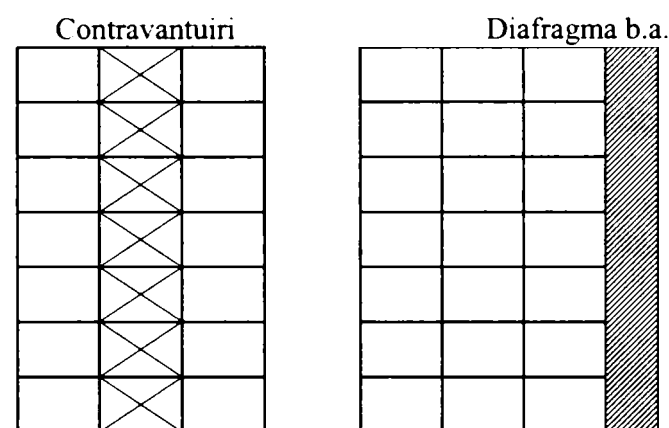


Figura 3.16 Sisteme de contravântuiri

Un cadru poate fi considerat contravântuit dacă rigiditatea sa laterală este dată de un sistem de contravântuiri, care sub acțiunea unor încărcări orizontale în planul cadrului este suficient de rigid astfel încât se poate considera că aceste încărcări sunt preluate de sistemul de contravântuiri. Un cadru metalic poate fi considerat contravântuit dacă sistemul de contravântuiri reduce deplasările orizontale cu cel puțin 80%. Efectele înclinației orizontale inițiale ϕ asupra cadrelor contravântuite trebuie luate în considerare la calculul sistemului de contravântuiri. Se poate considera ca înclinația orizontală inițială ϕ (sau sistemul orizontal echivalent) precum și încărcările orizontale aplicate asupra unui cadru contravântuit afectează numai sistemul de contravântuiri. Sistemul de contravântuiri trebuie calculat la acțiunea următoarelor încărcări:

- încărcări orizontale aplicate cadrului;
- încărcări orizontale sau verticale aplicate direct sistemului de contravântuiri;
- efectul înclinației orizontale (sau sistemului de forte orizontale echivalente) aferente cadrului și sistemului de contravântuiri.

3.2.2.2 Cadre cu noduri fixe sau cu noduri deplasabile

Un cadru poate fi considerat cu noduri fixe dacă răspunsul său la acțiunea unui sistem de forțe ce acționează în planul său este suficient de rigid astfel încât pot fi neglijate momentele și forțele interne suplimentare datorate deplasărilor orizontale ale nodurilor. Toate celelalte cadre pot fi considerate cu noduri deplasabile și efectele deplasărilor orizontale ale nodurilor trebuie luate în calcul. Pentru un caz de încărcare dat, un cadru poate fi considerat cu noduri fixe dacă este îndeplinită următoarea condiție:

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0.1 \quad (3.2)$$

in care: V_{sd} – încărcarea vertical totală de calcul

V_{cr} – încărcarea critică elastică

Structurile in cadre, având riglele prinse de stâlpi la fiecare nivel, pot fi considerate cu noduri fixe pentru un caz de încărcare dat, dacă este satisfăcută relația următoare:

$$\left(\frac{\delta}{h}\right)\left(\frac{V}{H}\right) \leq 0.1 \quad (3.3)$$

in care: δ – deplasarea orizontală relativă de nivel

h – înălțimea de nivel

H – reacțiunea orizontală totală la baza nivelului considerat

V – reacțiunea verticală totală la baza nivelului considerat

3.2.2.3 Imperfecțiunile cadrelor

Orice structură reală se îndepărtează de structura ideală datorită imperfecțiunilor geometrice. Aceste imperfecțiuni trebuie luate in considerare atât in analiza globală cât si la calculul elementelor cadrului. Atunci când imperfecțiunile cadrelor sunt introduse in analiza globală, momentele si forțele suplimentare rezultate se vor lua in considerare la calculul elementelor. Luarea in considerare a acestor imperfecțiuni se face prin intermediul unei imperfecțiuni geometrice echivalente, exprimata printr-o înclinare inițială ϕ :

$$\phi = k_c k_s \phi_0 \quad (3.4)$$

in care:

$$\phi_0 = 1/200$$

$$k_c = \left[0.5 + 1/n_c\right]^{0.5} \quad \text{dar } k_c \leq 1.0 \quad (3.5)$$

$$\text{si } k_s = \left[0.2 + 1/n_s\right]^{0.5} \quad \text{dar } k_s \leq 1.0$$

unde:

n_c – numărul stâlpilor cadrului

n_s – numărul de nivele

Stâlpii care sunt încărcăți cu forțe axiale mai mici de 50% din încărcarea axială medie pe un stâlp nu sunt luați in considerare la calculul lui n_c . De asemenea, nu se vor lua in considerare la calculul lui n_c stâlpii care nu se extind pe toate nivelele incluse in n_s . La calculul lui n_s vor fi luate in considerare doar acele nivele care leagă toți stâlpii incluși in n_c . Înclinarea inițială ϕ poate fi înlocuită printr-un sistem de forțe orizontale echivalente (Figura 3.17a). La structurile in cadre, aceste forțe orizontale echivalente trebuie aplicate la fiecare nivel (Figura 3.17b).

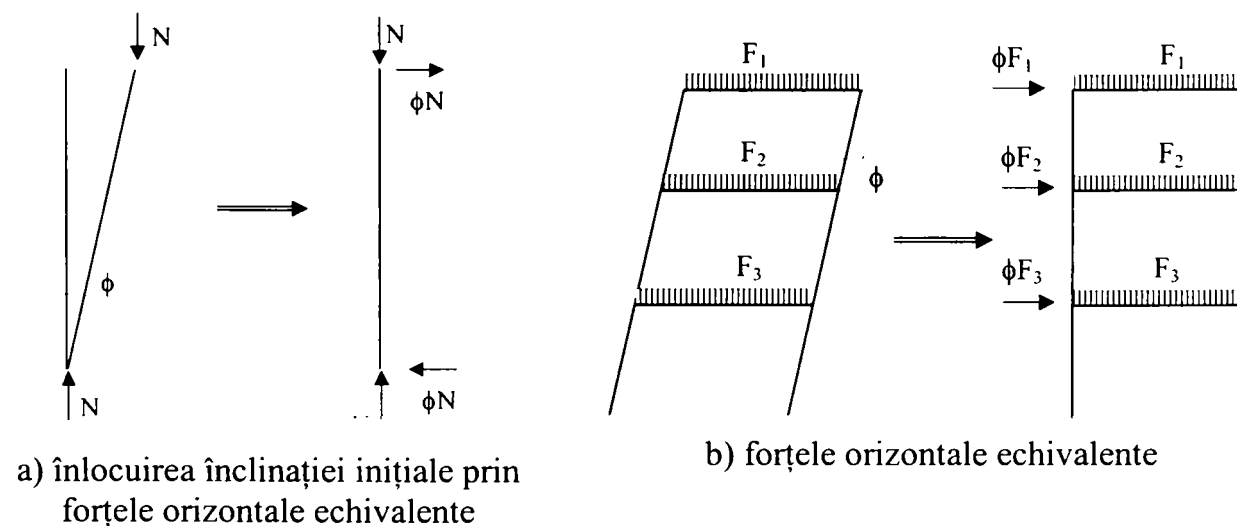
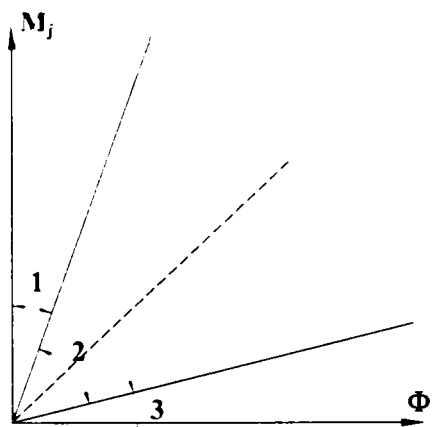


Figura 3.17 Imperfecțiunile cadrelor

3.2.3 Clasificarea elementelor și îmbinărilor riglă-stâlp

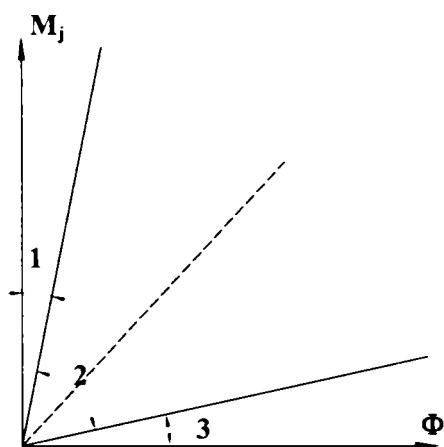
3.2.3.1 Clasificarea după rigiditate.

O îmbinare riglă-stâlp poate fi considerată rigidă, nominal articulată sau semi-rigidă din punct de vedere al rigidității, prin determinarea rigidității inițiale la rotire $S_{j,ini}$ și comparând această valoare cu cele două limite (Figura 3.18).



a) Cadre contravântuite

- 1 rigid, dacă $S_{j,ini} \geq 8EI_b/L_b$
- 2 semi-rigid *)
- 3 nominal articulată, dacă $S_{j,ini} \leq 0.5EI_b/L_b$



b) Cadre necontravântuite (cu condiția ca la fiecare nivel $K_b/K_c \geq 0.1$)

- 1 rigid, dacă $S_{j,ini} \geq 25EI_b/L_b$
- 2 semi-rigid *)
- 3 nominal articulată, dacă $S_{j,ini} \leq 0.5EI_b/L_b$

*) Toate îmbinările din zona 2 trebuie considerate ca semi-rigide. Îmbinările din zonele 1 și 3 pot fi considerate semi-rigide dacă este avantajos

K_b valoarea medie a raportului I_b/L_b pentru toate riglele de la ultimul nivel;

K_c valoarea medie a raportului I_c/L_c pentru toți stâlpii de la ultimul nivel;

I_b momentul de inerție al riglei; I_c momentul de inerție al stâlpului;

L_b deschiderea cadrului; L_c înălțimea de nivel;

Figura 3.18 Limitele pentru clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp după rigiditate

- *Îmbinări nominal articulate* - o îmbinare articulată va fi proiectată astfel încât să nu dezvolte momente semnificative care pot afecta elementele structurii. Îmbinările nominal articulate trebuie să fie capabile să transmită forțele de calcul și să permită producerea rotirilor rezultate.

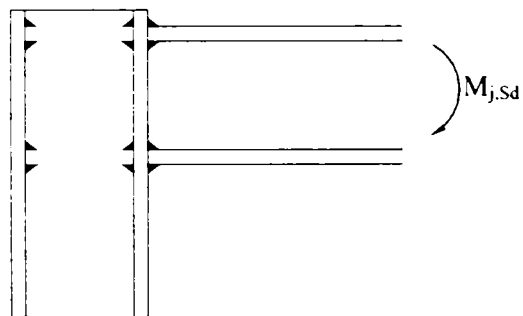
- *Îmbinări rigide* - o îmbinare rigidă trebuie proiectată astfel încât deformația ei să nu aibă o influență semnificativă asupra distribuției de eforturi în structură sau asupra deformației globale. Deformațiile îmbinărilor rigide trebuie să aibă valori astfel încât să nu reducă rezistența structurii cu mai mult de 5%. Îmbinările rigide trebuie să fie capabile să transmită forțele și momentele de calcul.

- *Îmbinări semi-rigide* - o îmbinare care nu întrunește criteriile corespunzătoare unei îmbinări rigide sau nominal articulate, trebuie clasificată ca semi-rigidă. Îmbinările semi-rigide trebuie să fie capabile să transmită forțele și momentele determinate prin calcul.

3.2.3.2 Clasificarea îmbinărilor după rezistență.

O îmbinare riglă-stâlp poate fi clasificată ca îmbinare cu rezistență totală, îmbinare nominal articulată sau cu rezistență parțială prin compararea rezistenței de calcul a îmbinării cu momentul rezistent de calcul al elementelor îmbinate. O îmbinare semi-rigidă poate fi clasificată ca îmbinare de rezistență totală dacă întrunește criteriile exprimate în Figura 3.19.

O îmbinare poate fi clasificată ca nominal articulată dacă momentul rezistent de calcul $M_{j,Rd}$ este mai mic decât 25% din momentul rezistent de calcul al unei îmbinări de rezistență totală. O îmbinare care este capabilă să preia și să transmită momente dar nu îndeplinește criteriul pentru o îmbinare de rezistență totală poate fi clasificată ca semi-rigidă.

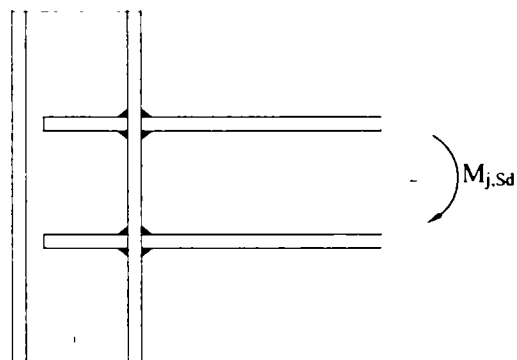


sau

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$$

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$$

a) Stâlpul ultimului nivel



sau

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$$

$$M_{j,Rd} \geq 2M_{c,pl,Rd}$$

b) Stâlp aparținând unui nivel intermediar

în care:

 $M_{b,pl,Rd}$ momentul plastic de calcul al grinzii; $M_{c,pl,Rd}$ momentul plastic de calcul al stâlpului;

Figura 3.19 Îmbinare de rezistență totală

- *Îmbinări nominal articulate*: o îmbinare nominal articulată trebuie să fie capabilă să transmită forțele de calcul, fără să dezvolte momente semnificative care pot afecta elementele structurii. Capacitatea de rotire a unei îmbinări nominal articulate trebuie să fie suficientă pentru a asigura apariția articulațiilor plastice sub încărcările de calcul (Figura 3.20).

- *Îmbinări de rezistență totală*: rezistența de calcul a unei îmbinări de rezistență totală trebuie să fie mai mare decât a elementelor îmbinate. Dacă rezistența de calcul a îmbinării este cel puțin egală cu 1,2 rezistența plastică de calcul a elementelor îmbinate, nu este necesară verificarea capacității de rotire a îmbinării. Rigiditatea unei îmbinări de rezistență totală trebuie să asigure ca, sub încărcările de calcul, rotațiile dezvoltate de articulațiile plastice să nu depășească capacitățile de rotire ale îmbinărilor (Figura 3.20).

- *Îmbinări de rezistență parțială*: rezistența de calcul a unei îmbinări de rezistență parțială trebuie să fie mai mare decât valoarea necesară pentru transmiterea momentelor și forțelor de calcul, dar poate fi mai mică decât cea a elementelor îmbinate. Capacitatea de rotire a unei îmbinări de rezistență parțială trebuie să aibă o valoare care să asigure formarea și dezvoltarea articulațiilor plastice sub încărcările de calcul. Capacitatea de rotire a unei astfel de îmbinări

poate fi determinată prin încercări experimentale. Atunci când sunt utilizate îmbinări a căror comportare este cunoscută, nu este necesară determinarea capacității de rotire prin încercări experimentale. Rigiditatea îmbinărilor de rezistență parțială trebuie să aibă o valoare care să asigure nedepășirea capacității de rotire în articulațiile plastice sub încărcările de calcul (Figura 3.20).

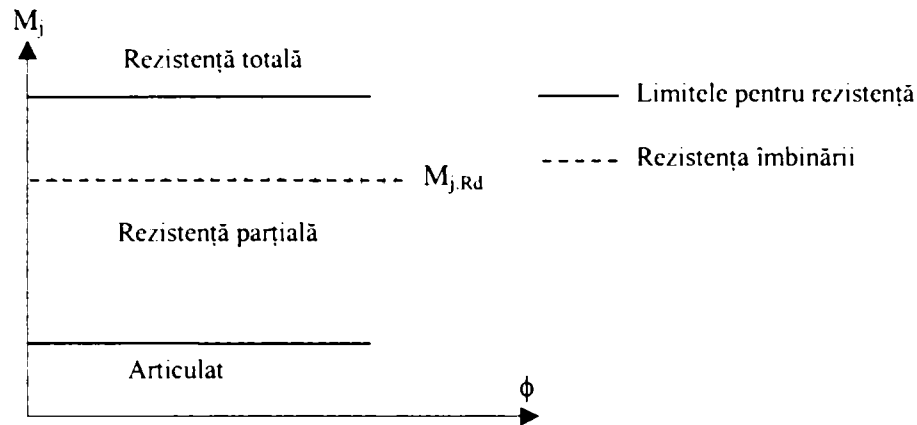


Figura 3.20 Clasificarea îmbinărilor după rezistență

3.2.3.3 Clasificarea elementelor și îmbinărilor după ductilitate

Analiza globală a structurilor în cadre metalice se realizează pe baza unor ipoteze, atât în ceea ce privește comportarea secțiunilor și îmbinărilor (elastic/plastic) cât și a răspunsului geometric (teoria de ordinul I/ordinul II). După efectuarea analizei, urmează verificarea prin calcul a tuturor elementelor cadrului. Pentru aceasta, secțiunile elementelor trebuie clasificate după modul de comportare la încovoiere și/sau compresiune. Astfel, în conformitate cu Eurocode 3, secțiuni transversale ale elementelor supuse preponderent la încovoiere se clasifică în funcție de raportul dintre lățimea și grosimea pereților secțiunii în 4 clase (Figura 3.21):

- Clasa 1: secțiuni transversale plastice - secțiunile care pot forma articulații plastice, având capacitatea de rotire cerută de o analiză plastică
- Clasa 2: secțiuni transversale compacte - secțiunile care dezvoltă un moment încovoiător plastic capabil, dar care au limitată capacitatea de rotire
- Clasa 3: secțiuni transversale semi-compacte - secțiunile în care eforturile în fibra extremă poate atinge limita de curgere dar flambajul local împiedică dezvoltarea momentului încovoiător plastic capabil
- Clasa 4: secțiuni transversale zvelte - secțiunile la care trebuie luat în considerare efectul flambajului local pentru determinarea momentului încovoiător capabil sau a forțelor de compresiune capabile. În acest caz se operează cu caracteristicile geometrice ale secțiunii eficiente.

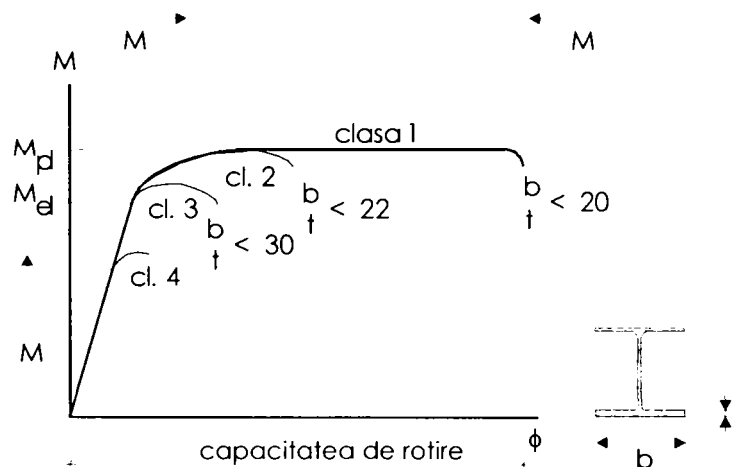


Figura 3.21 Clasele de secțiuni pentru elemente

Se poate introduce o clasificare după ductilitate și pentru îmbinări, similară cu cea pentru secțiunile transversale ale elementelor. În acest caz, clasificarea trebuie să se facă în funcție de capacitate de rotire a îmbinărilor, Φ_{pl} , corespunzătoare momentului rezistent plastic $M_{j,Rd}$ (Figura 3.22).

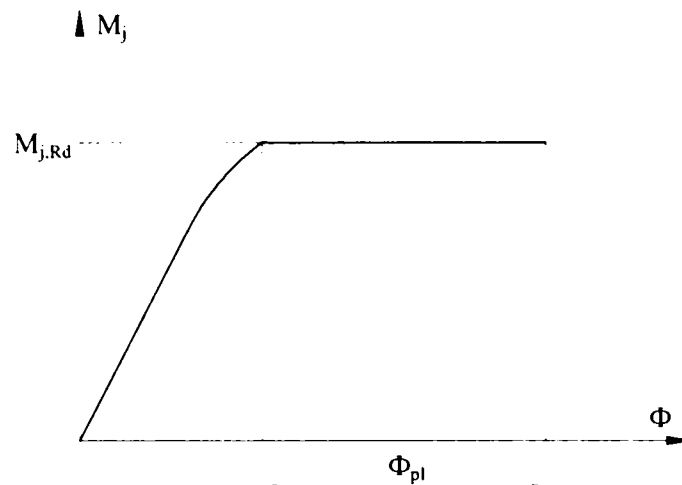


Figura 3.22 Capacitatea de rotire a unei îmbinări

Există trei clase de ductilitate (Figura 3.23):

- Clasa 1 : Îmbinări ductile: o îmbinare ductilă este capabilă să dezvolte momentul plastic rezistent și să prezinte o capacitate de rotire suficient de mare
- Clasa 2 : Îmbinări cu ductilitate medie: o îmbinare cu ductilitate medie este capabilă să dezvolte momentul plastic rezistent dar prezintă o capacitate de rotire limitată după atingerea acestui moment
- Clasa 3 : Îmbinări neductile: cedarea prematură (datorită instabilității sau ruperii casante a unei componente a îmbinării) apare în îmbinare înaintea atingerii momentului rezistent.

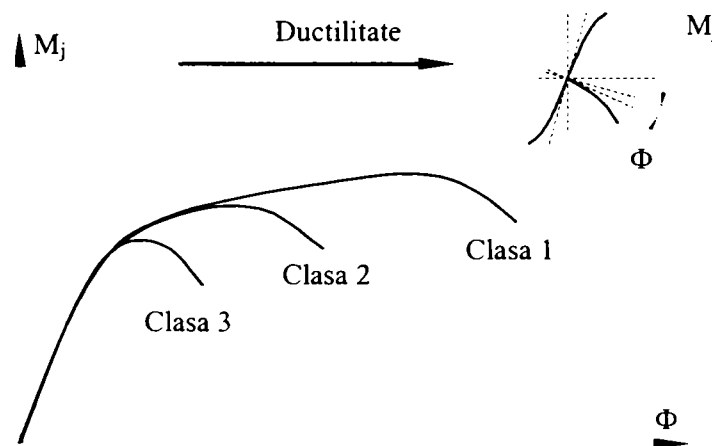


Figura 3.23 Clasele de ductilitate pentru îmbinări

3.2.4 Modelarea, caracterizarea și clasificarea îmbinărilor

3.2.4.1 Modelarea îmbinărilor

Modelarea comportării îmbinărilor afectează răspunsul structurii și de aceea îmbinările trebuie modelate corespunzător în analiză. În mod tradițional, următoarele tipuri de modelări sunt considerate:

- După rigiditate:
 - Rigide
 - Articulate

- După rezistență
 - Rezistență totală
 - Rezistență parțială
 - Articulate

Atunci când se face referire la rigiditatea la rotire a îmbinării, denumirea de rigid înseamnă ca între elementele îmbinate (de exemplu riglă – stâlp) nu apar rotații relative, indiferent de nivelul încărcărilor exterioare. O îmbinare se poate considera articulată atunci când elementele îmbinate se pot roti liber. Din punct de vedere al rezistenței îmbinării, aceasta se consideră de rezistență totală atunci când este mai puternică decât elementul mai slab al elementelor îmbinate, în timp ce îmbinările cu rezistență parțială sunt mai slabe decât elementele îmbinate. Aceste îmbinări de rezistență parțială sunt calculate să transmită forțele interne și nu să reziste la întreaga capacitate portantă a elementelor îmbinate. O îmbinare articulată nu transmite nici un moment încovoietor. Considerarea proprietăților de rezistență și rigiditate ale îmbinărilor conduc către trei modelări ale acestora:

- rigide / rezistență totală;
- rigide / rezistență parțială;
- articulate.

Totuși, atâta timp cât rigiditatea la rotire a îmbinării este considerată în calcul, îmbinările pot fi realizate în variantă semi-rigidă, adică nici articulate nici rigide. Astfel, apar noi posibilități de modelare:

- semi-rigid / rezistență totală;
- semi-rigid / rezistență parțială.

Eurocode 3 ia în considerare aceste posibilități prin introducerea a trei modelări (Tabel 3.1):

- continuu acoperind cazul rigid / rezistență totală
- semi – continuu acoperind cazurile rigid/rezistență parțială, semi-rigid/rezistență totală și semi-rigid/rezistență parțială
- simplu acoperind cazul articulată

Termenii continuu, semi-continuu și articulată sunt definiți astfel:

- continuu: îmbinarea asigură o continuitate perfectă la rotire între elementele îmbinate;
- semi-continuu: îmbinarea asigură doar parțial continuitatea la rotire între elementele îmbinate;
- simplu: îmbinarea întrerupe continuitatea la rotire între elementele îmbinate.

Tabel 3.1 Modelarea îmbinărilor

Rigiditate	Rezistență		
	Rezistență totală	Rezistență parțială	Articulat
Rigid	Continuu	Semi-continuu	-
Semi-rigid	Semi-continuu	Semi-continuu	-
Articulat	-	-	Simplu

Interpretarea acestor tipuri de modelare trebuie făcută în concordanță cu tipul de analiză structurală. În cazul unei analize elastice globale, doar proprietățile de rigiditate ale îmbinărilor sunt importante pentru modelarea îmbinărilor. Atunci când se efectuează o analiză rigid-plastică, caracteristica principală a îmbinării este rezistența. În toate celelalte tipuri de analiză, sunt importante atât proprietățile de rigiditate cât și cele de rezistență. În Tabel 3.2 sunt prezentate modelările îmbinărilor pentru fiecare tip de analiză.

Tabel 3.2 Tipurile de analiză și modelarea îmbinărilor

Modelare	Tipul de analiză		
	Analiza elastică	Analiza rigid-plastică	Analiza elastic-perfect plastică; Analiza elasto-plastică
Continuu	Rigid	Rezistență totală	Rigid/Rezistență totală
Semi-continuu	Semi-rigid	Rezistență parțială	Rigid/Rezistență parțială Semi-rigid /Rezistență totală Semi-rigid /Rezistență parțială
Simplu	Articulat	Articulat	Articulat

În cazurile curente de analiză a unei structuri, nu este practică separarea deformabilității îmbinării de cea a panoului inimii stâlpului. De aceea, aceste deformații pot fi modelate printr-un singur resort situat la intersecția axelor elementelor îmbinate. În cazul unei îmbinări de o singură parte a stâlpului, curba caracteristică a deformabilității din tăiere și rotire a panoului inimii stâlpului este transformată într-o curbă $M_b - \gamma$ prin intermediul parametrului de transformare β (Figura 3.24).

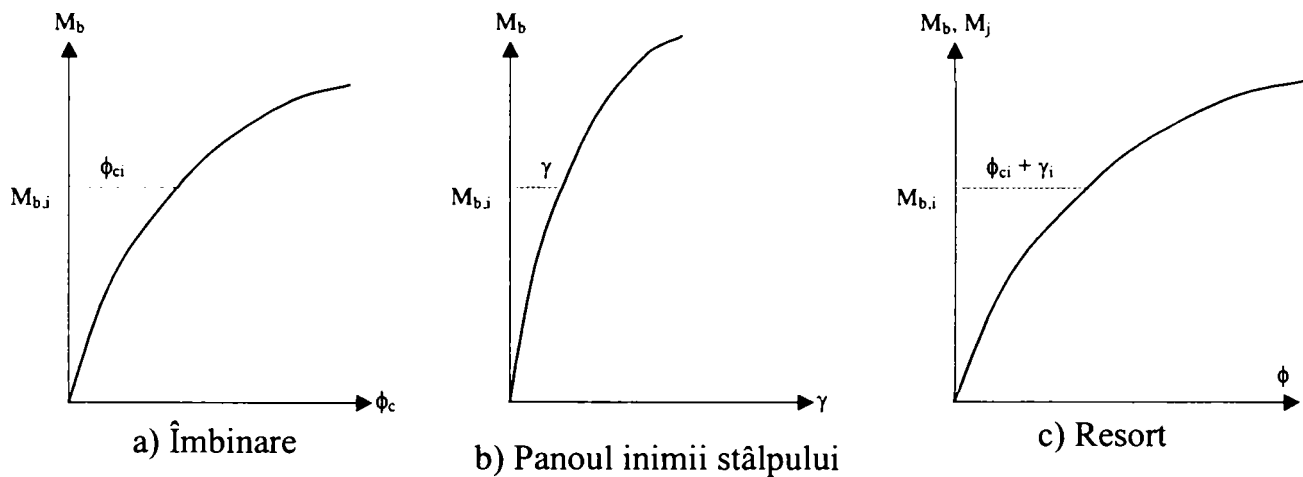
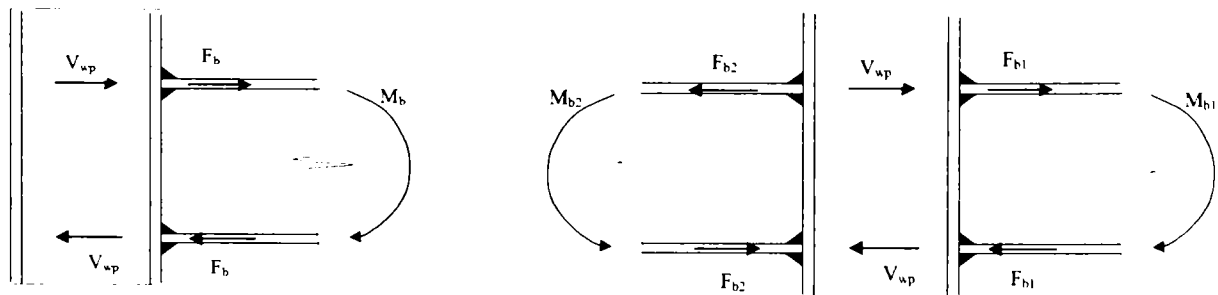


Figura 3.24 Caracteristica la încovoiere a resortului

Acest parametru, definit în Figura 3.25, pune în legătură directă forța tăietoare din panoul inimii cu forțele de întindere și compresiune din îmbinare. Curbă caracteristică a resortului $M_b - \phi$ care reprezintă comportarea îmbinării este arătată în Figura 3.24.c; aceasta rezultă prin însumarea rotirii din îmbinare (ϕ_c) cu cea din panoul inimii (γ).



$$V_{wp} = \beta F_b$$

in care $F_b = M_b / Z$

$$V_{wp} = \beta_1 F_{b1} = \beta_{21} F_{b2}, \text{ in care } F_{b1} = M_{b1} / Z, F_{b2} = M_{b2} / Z$$

Figura 3.25 Definierea parametrului de transformare β

Deoarece valorile parametrului de transformare β pot fi obținute doar după determinarea distribuției eforturilor interne, determinarea lui cât mai exactă se poate face doar printr-un calcul în cicluri. Pentru aplicațiile practice însă, aceste metode iterative sunt dificil de utilizat, de aceea este necesară prevederea unor valori conservative pentru β . Aceste valori variază între $\beta = 0$, (îmbinare de ambele părți, momente egale și de sensuri opuse, Figura 3.26a) la $\beta = 2$, (îmbinare de ambele părți, momente egale și de sensuri identice, Figura 3.26b).

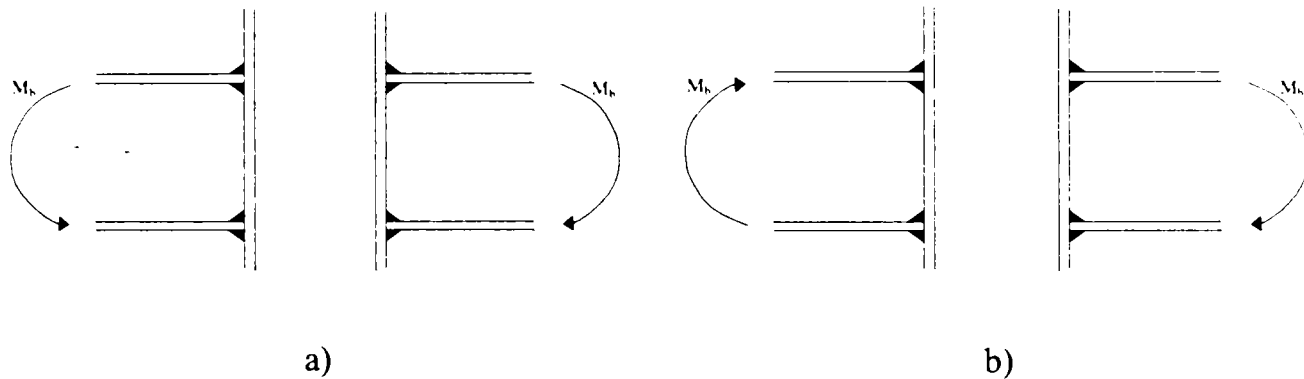


Figura 3.26 Limitele factorului β : a) momente egale și de sens invers; b) momente egale și de același sens

Comportarea neliniară a îmbinărilor, reprezentate prin resorturi având o anumită rigiditate la rotire, este destul de dificil de utilizat în practica curentă de proiectare. De aceea, curba caracteristică reală moment-rotire a îmbinării poate fi modelată, fără o scădere semnificativă a preciziei, printr-o curbă caracteristică elastic-perfect plastică (Figura 3.27a). Această reprezentare are avantajul de a fi similară cu curba caracteristică a comportării elementelor la încovoiere (Figura 3.27b).

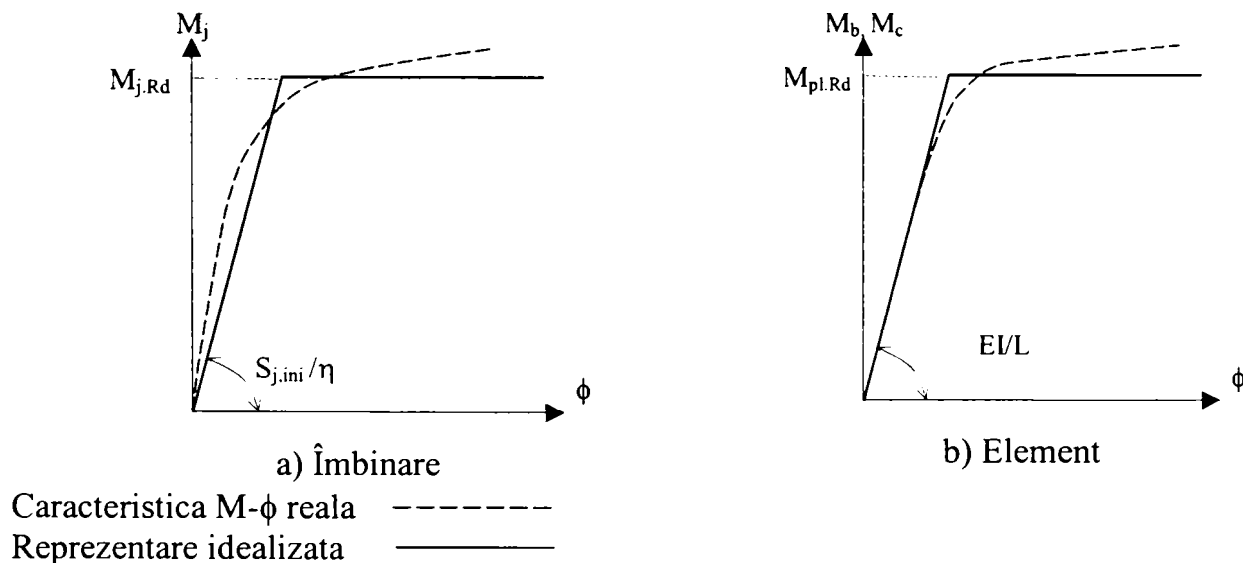


Figura 3.27 Curbele biliniare moment-rotire

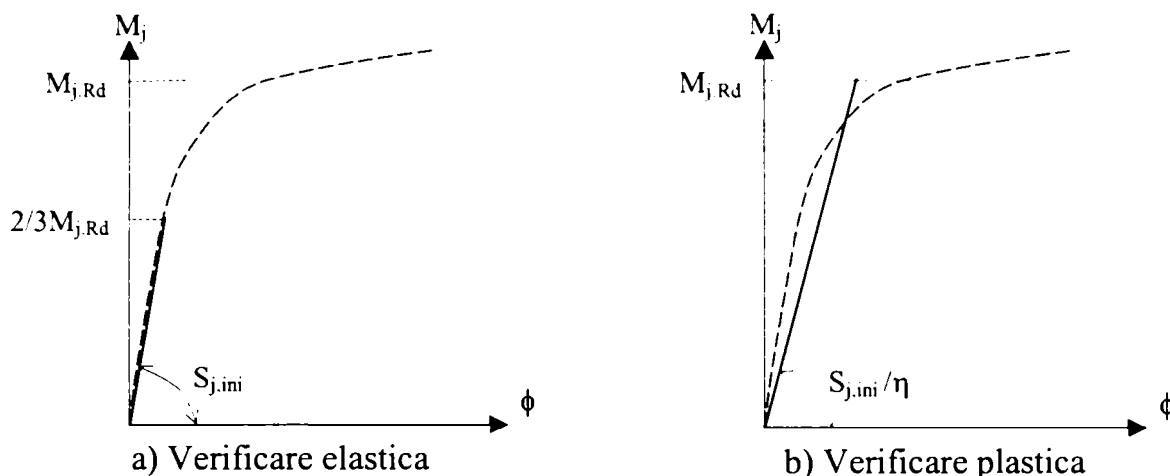
Momentul $M_{j,Rd}$ corespunzător platoului este denumit moment rezistent de calcul. Sunt neglijate astfel efectele de ecrusare a materialului sau alte efecte. Acest lucru explică diferențele dintre comportarea idealizată a îmbinării și comportarea reală. În funcție de tipul de analiză, se pot alege diferite moduri de idealizare a caracteristicii $M-\phi$.

Modelarea elastică pentru o analiză elastică. Caracteristica principală a îmbinării este rigiditatea la rotire. În acest tip de analiză, avem două posibilități de verificare:

- verificarea elastică a rezistenței îmbinării (Figura 3.28a): rigiditatea constantă este egală cu rigiditatea inițială $S_{j,ini}$; la sfârșitul analizei, trebuie să se verifice dacă momentul de calcul

M_{Sd} din îmbinare este mai mic decât momentul rezistent elastic al îmbinării având valoarea $2/3M_{j,Rd}$;

- verificarea plastică a rezistenței îmbinării (Figura 3.28b): rigiditatea constantă este egală cu o rigiditate având valoarea cuprinsă între rigiditatea inițială și cea secantă relativă la $M_{j,Rd}$. Această rigiditate este definită ca $S_{j,ini}/\eta$ (valorile coeficientului η sunt date în Tabel 3.3). Această modelare este valabilă pentru valori ale momentului M_{Sd} mai mici sau egale cu $M_{j,Rd}$.



Caracteristica M- ϕ reală -----
 Reprezentare idealizată -----

Figura 3.28 Reprezentarea liniară a caracteristicii M- ϕ

Tabel 3.3 Valorile coeficientului η

Tipul îmbinării	Îmbinări riglă-stâlp	Alte tipuri de îmbinări
Sudate	2	3
Cu șuruburi cu placă de capăt	2	3
Cu corniere prinse cu șuruburi	2	3,5

Modelarea rigid-plastică pentru o analiză rigid-plastică. În analiză este necesară doar rezistența de calcul $M_{j,Rd}$. Pentru a permite formarea și dezvoltarea articulațiilor plastice în îmbinări, este necesară verificarea capacității de rotire a îmbinărilor (Figura 3.29).

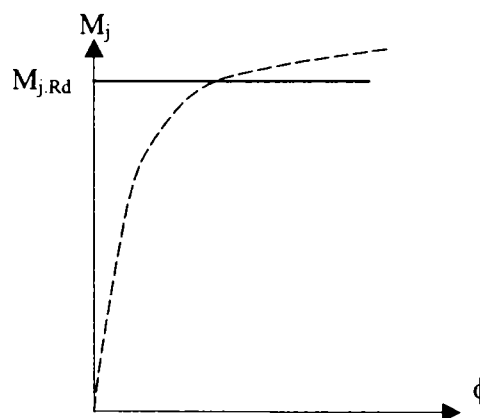
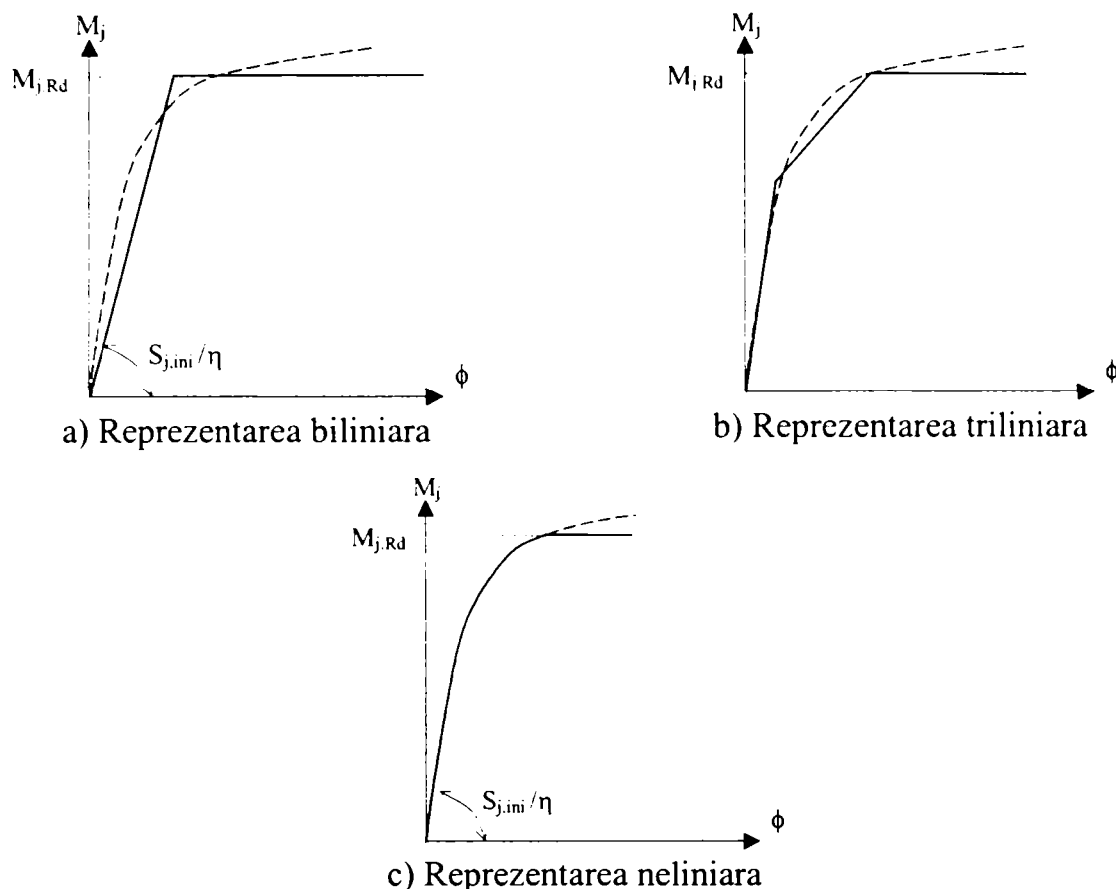


Figura 3.29 Reprezentarea rigid-plastică a caracteristicii M- ϕ

Modelarea neliniară pentru o analiză elasto-plastică. În calcul sunt necesare atât rezistența cât și rigiditatea. Se pot folosi curbe biliniare, triliniare, până la curbe complet neliniare. Pentru a permite formarea și dezvoltarea articulațiilor plastice în îmbinări, este necesară și în acest caz verificarea capacității de rotire a îmbinărilor (Figura 3.30).

Figura 3.30 Reprezentările neliniare ale caracteristicii $M-\phi$

3.2.4.2 Caracterizarea îmbinărilor

Descrierea comportării unei îmbinări este dată de cele trei caracteristici de bază: rezistență, rigiditate și capacitate de rotație. În funcție de tipul de analiză globală, sunt necesare numai unele dintre caracteristici. În prezent există mai multe metode de determinare a acestor caracteristici, dintre care cele mai utilizate în practică sunt următoarele:

- Metodele experimentale
- Metodele numerice
- Metodele analitice

Fiecare din metodele de mai sus au unele avantaje dar și dezavantaje. Astfel, metodele experimentale furnizează rezultatele cele mai apropiate de cele reale, însă necesită un consum mare de timp și de resurse. Metodele numerice se bazează în cele mai multe cazuri pe metoda elementului finit, oferă rezultate apropiate de cele reale însă pentru validarea rezultatelor este necesară calibrarea modelului numeric pe baza unor rezultate experimentale. Metodele numerice sunt dificil de utilizat în practica curentă de proiectare. Ultima dintre metodele prezentate mai sus, metoda numerică, este cea mai folosită în practica de proiectare, fiind metoda de bază în majoritatea normelor de proiectare. Aceasta metodă este aplicabilă însă doar la aplicații standard.

Determinarea pe cale experimentală a caracteristicilor de calcul ale îmbinărilor

Această metodă este cea mai exactă dintre metodele enumerate, permițând determinarea comportării reale a îmbinărilor. Această metodă este dificil de utilizat în practica deoarece implică costuri substanțiale și un timp relativ îndelungat. În prezent sunt realizate încercări experimentale în primul rând pentru configurații de îmbinări care nu au mai fost folosite în practică sau care utilizează materiale sau detalii noi de alcătuire. În continuare este prezentat un exemplu de utilizare a încercărilor experimentale pentru determinarea caracteristicilor unor îmbinări rigla-stâlp. Îmbinările au fost folosite la structura clădirii Banc Post din Timișoara.

Deoarece secțiunile în cruce folosite pentru stâlpi făceau imposibilă utilizarea prevederilor de calcul din normă, au fost necesare încercări experimentale pentru determinarea capacității portante, rigidității și capacității de rotire (Figura 3.31). Îmbinările au fost realizate cu șuruburi de înaltă rezistență și placă de capăt extinsă, stâlpii au avut secțiune în cruce iar grinziile au fost realizate cu secțiune I.

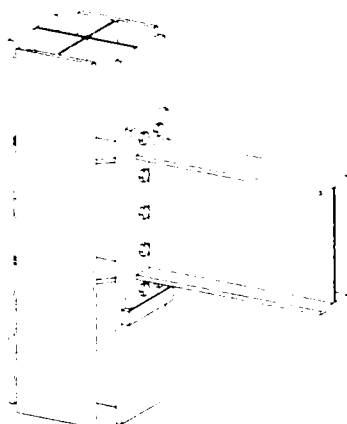


Figura 3.31 Îmbinarea riglă-stâlp studiată experimental

Încercările s-au desfășurat în cadrul Laboratorului de Construcții Metalice din cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor, Facultatea de Construcții și Arhitectură din Timișoara. În Figura 3.32 sunt prezentate curbele moment-încovoietor – rotire ale îmbinărilor riglă-stâlp, obținute pe cale experimentală.

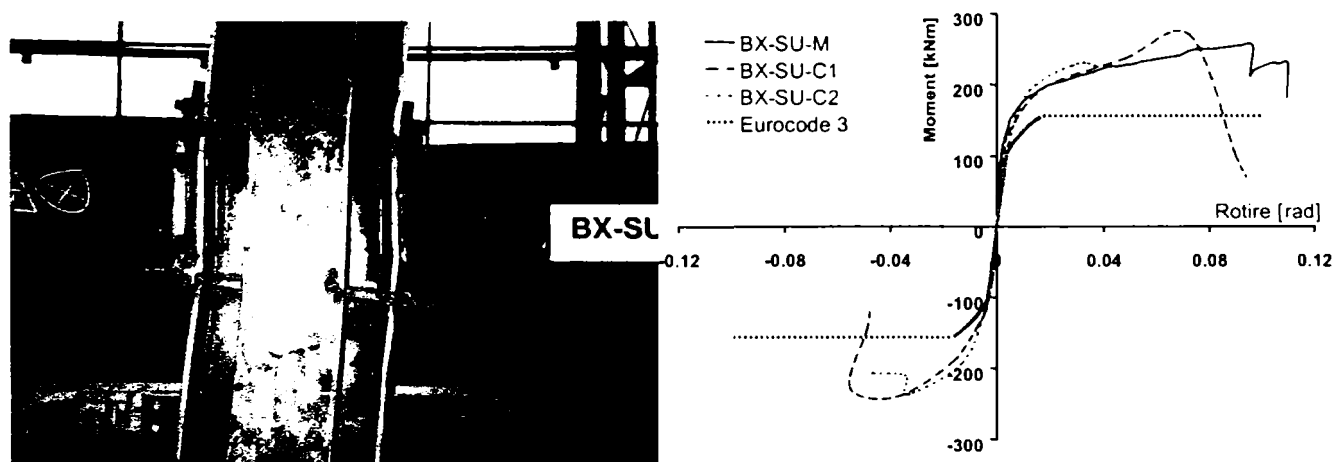


Figura 3.32 Curbele moment-rotire obținute pe cale experimentală

Rezultatele încercărilor experimentale au arătat o diferență semnificativă față de cele obținute prin aplicarea normei europene Eurocode 3. Metoda de calcul din Eurocode 3 permite calculul îmbinărilor riglă-stâlp la care stâlpii au secțiune dublu-T. Diferența dintre cazul celor două tipuri de îmbinări, cu stâlpi dublu-T și respectiv în cruce, este dată de creșterea semnificativă a panoului inimii stâlpului în cazul secțiunii în cruce, creștere dată de prezența tălpilor paralele cu inima respectivă. În acest fel, aria la forfecare a panoului conține pe lângă inima stâlpului și cele două tălpi. În conformitate cu metoda de calcul din Eurocode 3, creșterea ariei de forfecare se poate face folosind plăci suplimentare pe inimă, pe o parte sau pe ambele părți ale inimii stâlpului. Eurocode 3 ia în calcul numai o creștere a ariei de tăiere dată de $b_s \times t_w$, în care b_s este lățimea inimii stâlpului iar t_w este grosimea inimii stâlpului, indiferent dacă este utilizată una sau două plăci suplimentare. În cazul stâlpilor în cruce, prezența rigidizărilor forțează cele două tălpi să lucreze solidar cu inima paralelă cu ele, astfel încât este mult mai corect să se ia în considerare acest efect. În Tabel 3.4 se prezintă

valorile rigiditatilor și momentelor capabile determinate experimental și cu norma Eurocode 3, cu și fără luarea în considerare a sporului de arie de tăiere dat de tălpi.

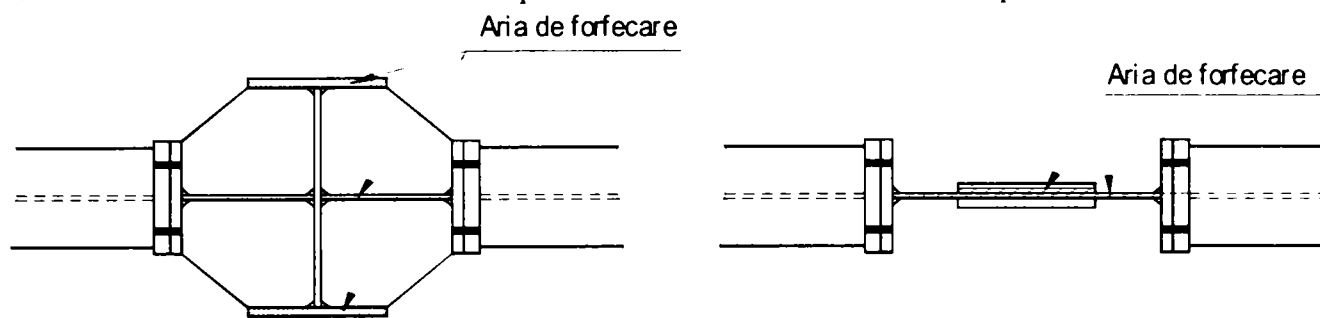


Figura 3.33 Aria de forfecare; a) în cazul stâlpilor în cruce; b) în cazul stâlpilor dublu-T

Se poate observa din Tabel 3.4 că utilizarea ariei de tăiere complete la calculul rigidității sau rezistenței dă rezultate foarte apropiate de cele experimentale, în comparație cu rezultatele obținute folosind doar aria de forfecare prevăzută în normă.

Acest exemplu arată importanța încercărilor experimentale în cazul folosirii unor îmbinări pentru care nu există experiența dată de utilizarea lor în trecut dar și faptul că normele de calcul pot să ofere rezultate foarte bune dacă sunt luați în considerare în mod corect factorii care concură la realizarea rezistenței și rigidității unei îmbinări riglă-stâlp.

Tabel 3.4 Caracteristicile îmbinărilor obținute experimental și cu Eurocode 3

Specimen	ϕ_{\max}^+	ϕ_{\max}^-	M_{\max}	M_{\min}	$S_{j,ini}^+$	$S_{j,ini}^-$	ϕ_y^+	ϕ_y^-	M_y^+	M_y^-
	mrad		kNm		KNm/rad*10 ³		mrad		KNm	
Noduri încărcate simetric										
EC3-A	-	-	-	-	55,6	-	2,9	-	165,4	-
EC3-B	-	-	-	-	55,6	-	2,9	-	165,4	-
BX-SS-M	43,2	-	263,3	-	48,0	-	3,2	-	180,7	-
BX-SS-C1	28,0	21,0	271,6	259,1	55,9	59,6	3,2	2,6	197,2	188,0
BX-SS-C2	17,4	18,1	261,8	259,8	71,2	63,5	2,6	2,3	194,8	206,8
Noduri încărcate antisimetric										
EC3-A	-	-	-	-	32,9	-	4,7	-	156,9	-
EC3-B	-	-	-	-	25,1	-	4,2	-	106,7	-
BX-SU-M	105,5	-	258,3	-	51,5	-	2,2	-	137,6	-
BX-SU-C1	72,5	55,3	269,4	240,6	35,0	29,0	3,7	4,4	153,1	161,2
BX-SU-C2	39,2	46,8	240,1	236,6	27,8	40,5	5,5	3,3	179,8	161,2

* EC3-A: aria de tăiere conform Figura 3.33a; EC3-B: aria de tăiere conform Figura 3.33b

Determinarea caracteristicilor îmbinărilor pe cale numerică

Această metodă a cunoscut o dezvoltare deosebită în ultimul timp, în primul rând datorită dezvoltării unor programe de calcul bazate pe metoda elementului finit, din ce în ce mai performante. Comparativ cu metoda experimentală, are avantajul unui cost mai scăzut însă nu poate fi folosită în practica curentă de proiectare deoarece necesită programe sofisticate de analiză, timp relativ mare de analiză și un nivel avansat de cunoaștere. De asemenea, pentru validarea rezultatelor este necesară calibrarea modelului pe bază de încercări experimentale (Figura 3.34). Aceasta metodă prezintă un avantaj deosebit atunci când se dorește optimizarea răspunsului unui anumit tip de îmbinări. Se pot reduce astfel atât costurile date de speciamentele care trebuie încercate cât și timpul necesar realizării încercărilor. Dintre programele de calcul cu element finit cele mai cunoscute se pot aminti

ABAQUS, ANSYS, NASTRAN, etc. Pentru studiu s-a utilizat programul NASTRAN versiunea 7.5, iar ca modul special pentru pre-postprocesare, PATRAN versiunea 8.5.

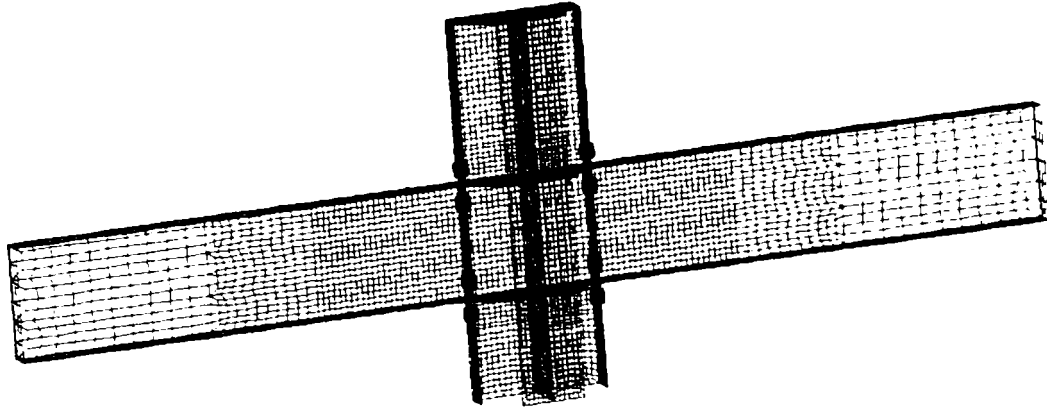


Figura 3.34 Modelul cu elemente finite

Modelul realizat este identic cu nodurile încercate experimental și descrise în paragraful anterior. În Figura 3.35 se poate observa forma deformată a nodului obținută în urma analizei cu element finit, comparativ cu deformată obținută experimental.

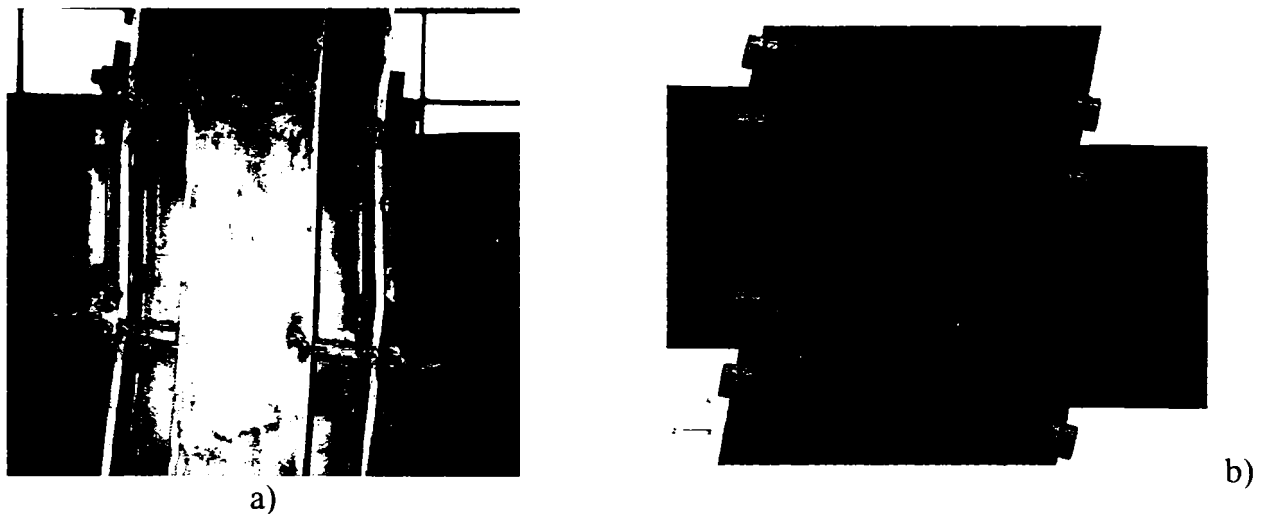


Figura 3.35 Forma deformată a nodului sollicitat antisimetric: a) experimental; b) numeric

În Figura 3.36 este prezentată curba moment-rotire obținută în urma analizei cu element finit și, comparativ, cea obținută experimental. Se poate observa o aproximare bună a curbei experimentale, cu unele abateri însă. În cazul îmbinărilor cu șuruburi apar probleme deosebite la modelare, datorită problemelor de contact la interfața dintre placa de capăt și talpa stâlpului și la contactul dintre șuruburi și material.

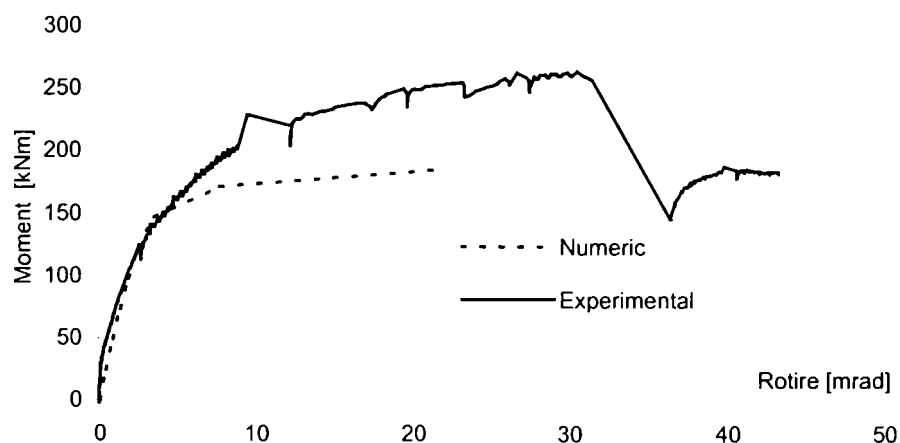


Figura 3.36 Curba moment-rotire din analiza numerică

Determinarea caracteristicilor de calcul ale îmbinărilor pe cale analitică

Această metodă de calcul este cea mai folosită în prezent în practica de proiectare. Această metodă are avantajul unui timp de lucru mai redus și o relativă ușurință în utilizare. Dezavantajul principal îl constituie caracterul aproximativ al relațiilor constitutive folosite. În mod uzual, o îmbinare poate fi reprezentată printr-un resort dispus la intersecția liniilor mediane ale elementelor îmbinate (Figura 3.37.a, b). Comportarea acestui resort poate fi exprimată sub forma unei caracteristici de calcul moment-rotire care descrie relația dintre momentul încovoietor $M_{j,Sd}$ aplicat îmbinării și rotirea corespunzătoare ϕ_{Ed} dintre elementele îmbinate. Forma generală a caracteristicii moment-rotire este neliniară (Figura 3.37.c). O caracteristică de calcul moment-rotire (Figura 3.37.c) trebuie să definească trei proprietăți structurale principale și anume:

- momentul capabil
- rigiditatea la rotire
- capacitatea de rotire

Momentul capabil $M_{j,Rd}$ este egal cu momentul maxim de pe caracteristica moment-rotire (Figura 3.37.c). Rigiditatea la rotire S_j este egală cu rigiditatea secantă (Figura 3.37.c). Pentru o caracteristică moment-rotire, această definiție a rigidității este valabilă numai până la atingerea unei rotiri ϕ_{Xd} , pentru care momentul încovoietor $M_{j,Sd}$ atinge valoarea momentului capabil $M_{j,Rd}$ (Figura 3.37.c). Rigiditatea inițială la rotire $S_{j,ini}$ reprezintă panta domeniului elastic din caracteristica moment-rotire. Capacitatea de rotire ϕ_{Cd} este dată de rotirea maximă de pe caracteristica moment-rotire (Figura 3.37.c).

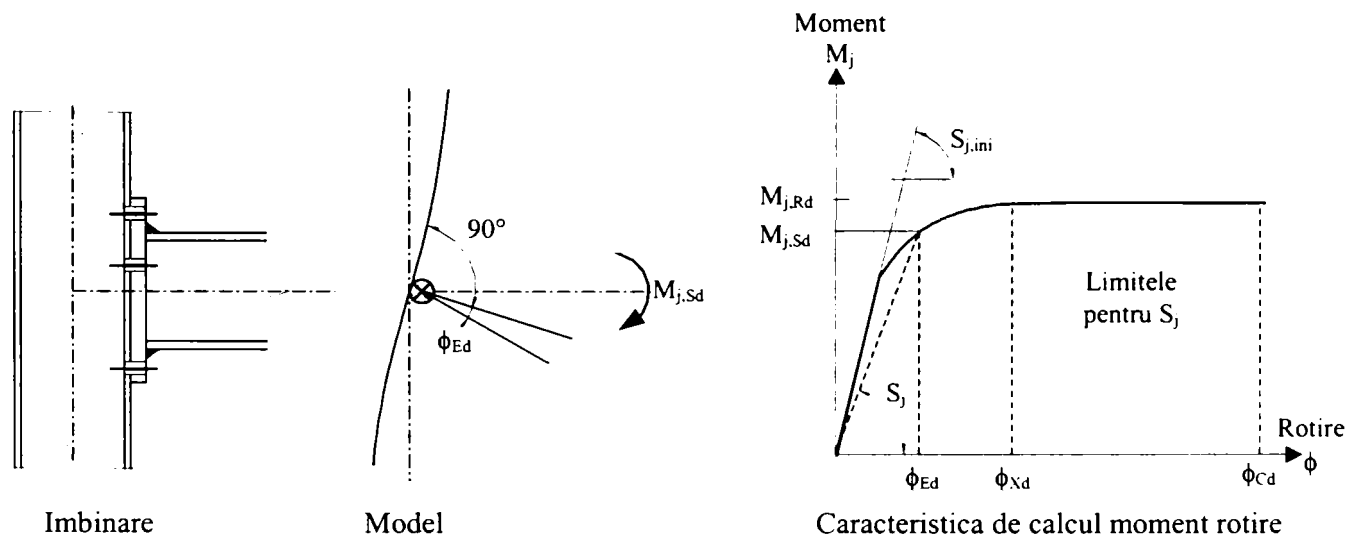

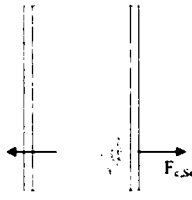
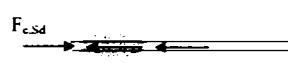
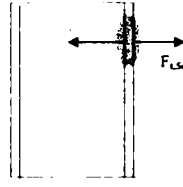
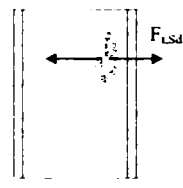
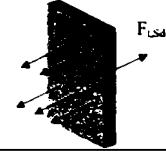
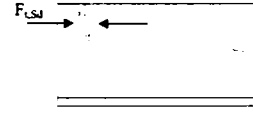
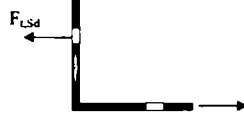
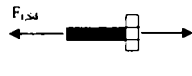
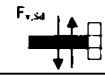
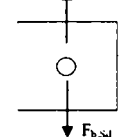
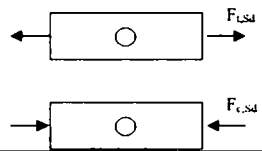


Figura 3.37 Caracteristica moment-rotire a unei îmbinări

O îmbinare este considerată de regulă ca un întreg și este analizată în consecință. Metoda componentelor existentă în norma europeană Eurocode 3 consideră însă îmbinarea ca un set de componente individuale. Astfel, pentru o îmbinare cu șuruburi cu placă de capăt extinsă supusă la încovoiere, componentele principale sunt (Tabel 3.5):

- inima stâlpului la compresiune
- inima și talpa riglei la compresiune
- inima stâlpului la întindere
- talpa stâlpului la încovoiere
- șuruburi la întindere
- placa de capăt la încovoiere
- talpa inimii la întindere
- panoul inimii stâlpului la taiere

Tabel 3.5 Componentele îmbinărilor (după Eurocode 3)

Nr.crt.	Componente	
1	panoul inimii stâlpului la taiere	
2	inima stâlpului la compresiune	
3	inima si talpa riglei la compresiune	
4	talpa stâlpului la încovoiere	
5	inima stâlpului la întindere	
6	placa de capăt la încovoiere	
7	inima riglei la întindere	
8	cornieră de talpă la încovoiere	
9	șuruburi la întindere	
10	șuruburi la forfecare	
11	șuruburi la presiune pe gaură (pe tăpile riglei, tăpile stâlpului, placa de capăt sau corniere)	
12	tabla la întindere sau compresiune	

Fiecare din aceste componente este caracterizată de o anumită rigiditate, rezistență la întindere, compresiune sau taiere. Aplicarea acestei metode presupune următorii pași:

- identificarea componentelor active din îmbinare;
- evaluarea caracteristicilor de rezistență și rigiditate corespunzătoare fiecărei componente individuale;
- asamblarea componentelor și evaluarea caracteristicilor de rigiditate și/sau rezistență ale întregii îmbinări.

Asamblarea necesită o distribuție preliminară a forțelor ce acționează asupra îmbinării în forțe interne acționând asupra componentelor astfel încât să satisfacă condițiile de echilibru. Aplicarea metodei componentelor necesită o bună cunoaștere a comportării componentelor principale ale îmbinării. Combinațiile dintre aceste componente permit acoperirea unei game largi de îmbinări (Figura 3.38). Prezentarea pe larg a metodei de calcul se face în anexa A1, împreună cu mai multe exemple de aplicare practică a metodei la calculul unor îmbinări riglă-stâlp uzuale.

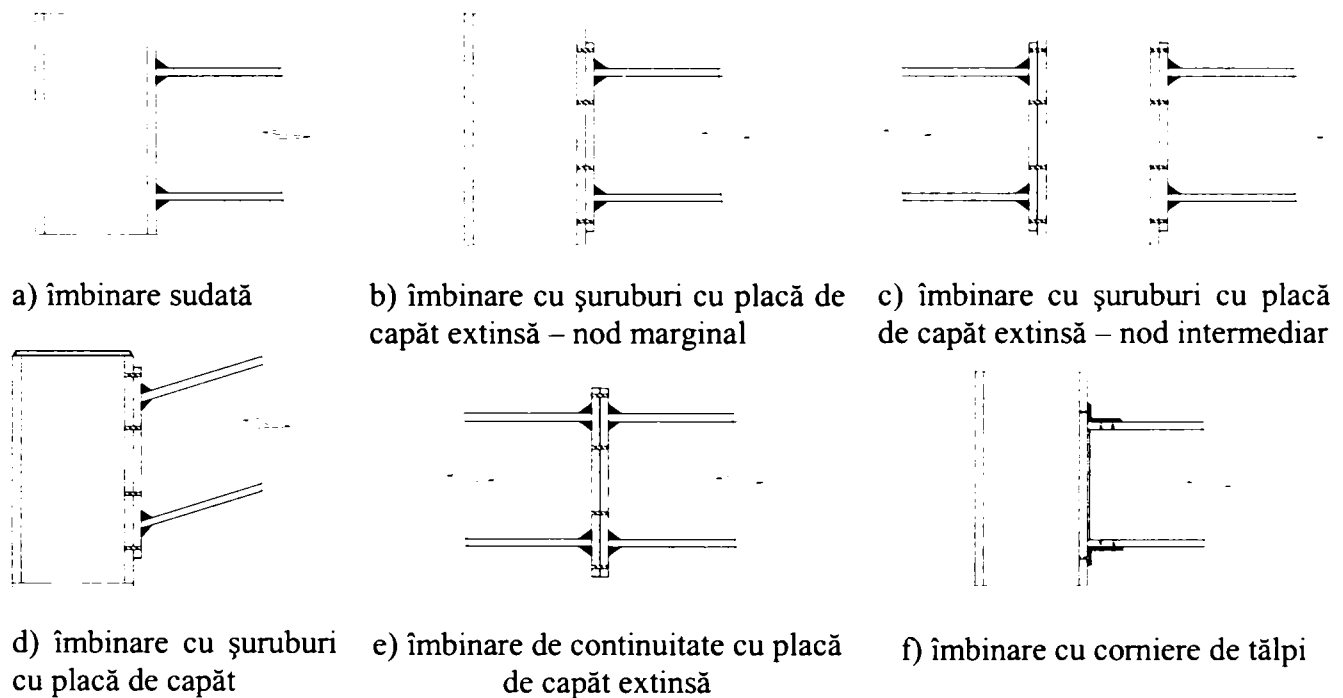


Figura 3.38 Tipuri de îmbinări acoperite de prevederile Eurocode 3

Având în vedere că în metoda componentelor comportarea îmbinării este dată de comportarea elementului cel mai slab, realizarea unor îmbinări economice presupune alegerea rațională a componentelor. Pentru a se studia influența fiecărei componente, s-a realizat un studiu aceeași îmbinare riglă-stâlp prezentată anterior (Figura 3.39) și folosită la realizarea structurii Banc Post din Timișoara.

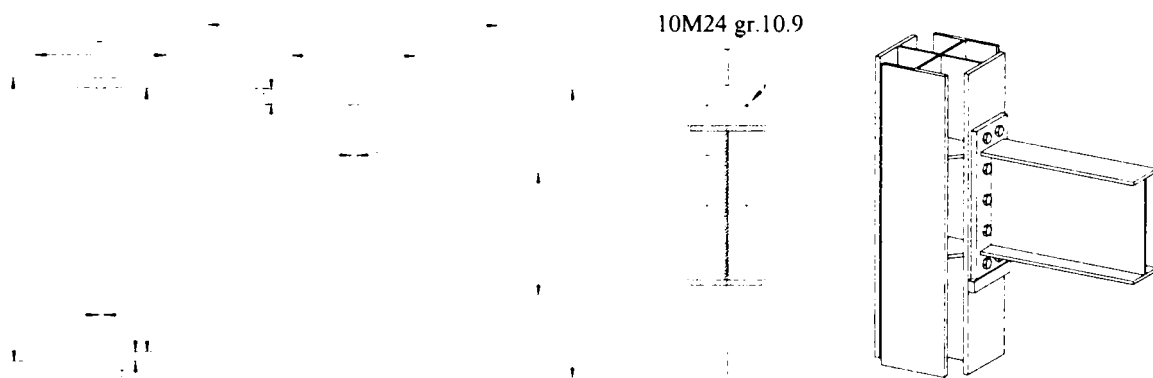


Figura 3.39 Îmbinarea riglă-stâlp cu șuruburi și placă de capăt extinsă

La această îmbinare s-au modificat grosimile elementelor și diametrul șuruburilor, rezultând în final 144 de configurații diferite:

- grosimea plăcii de capăt $t_p = 25, 20, 15$ [mm]
- grosimea tălpii stâlpului $t_f = 30, 25, 20, 15$ [mm]
- grosimea inimii stâlpului $t_w = 20, 15, 12, 10$ [mm]
- diametrul șuruburilor $M = 24, 20, 16$ [mm] (grupa șuruburilor – 10.9).

În Tabel 3.6 sunt prezentate rigiditățile și momentele capabile ale îmbinărilor, pentru fiecare din cele 144 de configurații studiate.

În Figura 3.40 și Figura 3.41 sunt prezentate variația rigidității la rotire și a momentului capabil cu grosimea inimii stâlpului, pentru 3 grosimi diferite ale plăcii de capăt. Se poate observa o scădere drastică a rigidității și momentului capabil odată cu scăderea grosimii inimii. În calculul îmbinărilor proiectanții neglijează adeseori importanța grosimii panoului inimii, concentrându-se mai ales pe grosimea plăcii de capăt și a diametrului de șurub. De asemenea, folosirea unor plăci de capăt de grosime mare nu aduce nici un beneficiu atunci când elementul critic este reprezentat de inima stâlpului (rezultate similare pentru plăci de capăt de 20mm și 25mm).

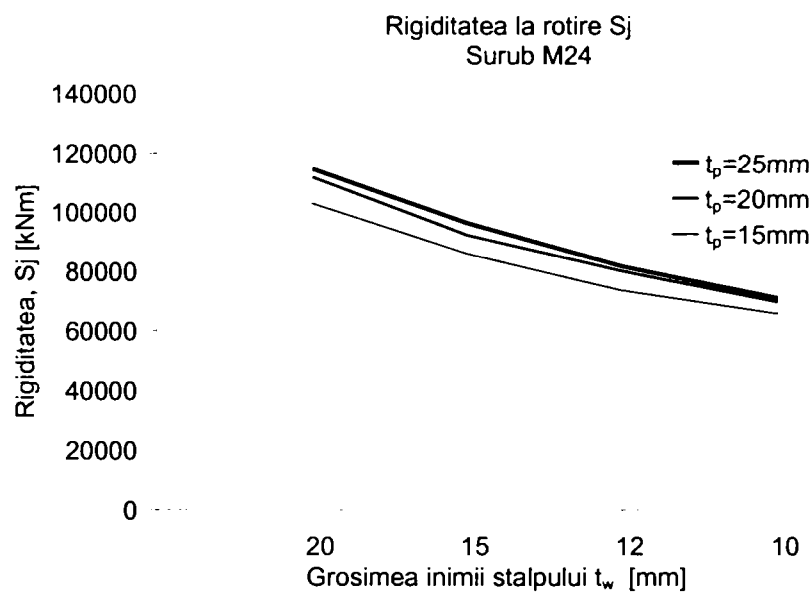


Figura 3.40 Influența grosimii inimii stâlpului t_w asupra rigidității la rotire a îmbinării

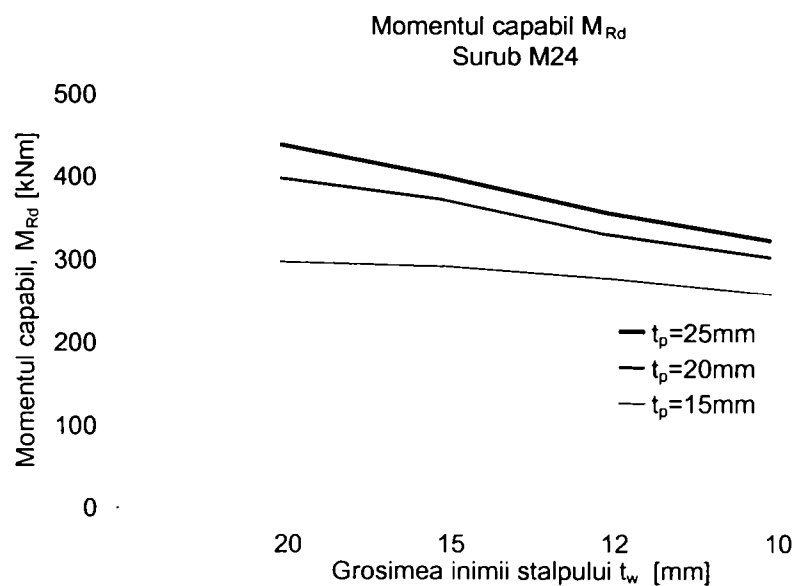


Figura 3.41 Influența grosimii inimii stâlpului t_w asupra momentului capabil al îmbinării

Tabel 3.6 Momentul capabil și rigiditatea la rotire a îmbinărilor

tp=25, M24													
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15				
tw=20	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	
Sj	114740	96284	81695	71120	115645	96810	81983	71286	116565	97341	82273	71453	117500
M _{rd}	438	400	356	322	437	396	352	315	413	386	342	309	363
tp=25, M20													
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15				
tw=20	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	
Sj	105268	87663	76692	67113	106648	88518	77276	67497	108064	89390	76120	67886	109518
M _{rd}	339	331	315	286	340	330	311	282	326	320	305	278	294
tp=25, M16													
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15				
tw=20	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	
Sj	91876	78166	67940	60063	93800	79473	68863	60733	95805	80825	69811	61419	97897
M _{rd}	231	231	231	228	231	231	227	227	231	231	231	226	218
tp=20, M24													
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15				
tw=20	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	
Sj	112021	92275	80241	69802	112380	94817	80517	69944	113752	93194	80795	70086	114638
M _{rd}	398	372	330	302	396	370	327	298	382	359	323	294	334
tp=20, M20													
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15				
tw=20	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	
Sj	103584	86444	74089	66369	104915	87272	74622	66743	106281	88115	75164	67121	107682
M _{rd}	323	316	301	276	322	315	300	272	308	306	290	269	276
tp=20, M16													
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15				
tw=20	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10	tw=20	tw=15	
Sj	91447	77822	67659	59829	93348	79114	68571	60492	95329	80450	69508	61170	97395
M _{rd}	218	218	217	217	217	217	215	215	217	217	217	213	205

Universitatea Tehnică
 TRAIȘCOARA
 Institutul de Cercetări

Tabel 3.7 Momentul capabil și rigiditatea la rotire a îmbinărilor (continuare)

tp=15, M24												
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15			
tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10
S _j	102949	85854	73568	65959	103672	86260	73793	66084	104405	86669	74019	66209
M _{rd}	297	292	277	258	297	291	275	254	297	289	275	250
tp=15, M20												
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15			
tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10
S _j	96299	81190	70119	61698	97445	81915	70592	62012	98619	82652	71072	62330
M _{rd}	247	247	244	234	247	247	243	233	247	247	242	232
tp=15, M16												
t _f =30			t _f =25			t _f =20			t _f =15			
tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=20	tw=15	tw=12	tw=10
S _j	86484	74112	64780	57527	88178	75277	65610	58135	89939	76479	66462	58756
M _{rd}	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	190

Figura 3.42 și Figura 3.43 prezintă influența grosimii plăcii de capăt t_p asupra rigidității la rotire și a momentului capabil al îmbinărilor, pentru trei diametre de șuruburi, M16, M20 și M24.

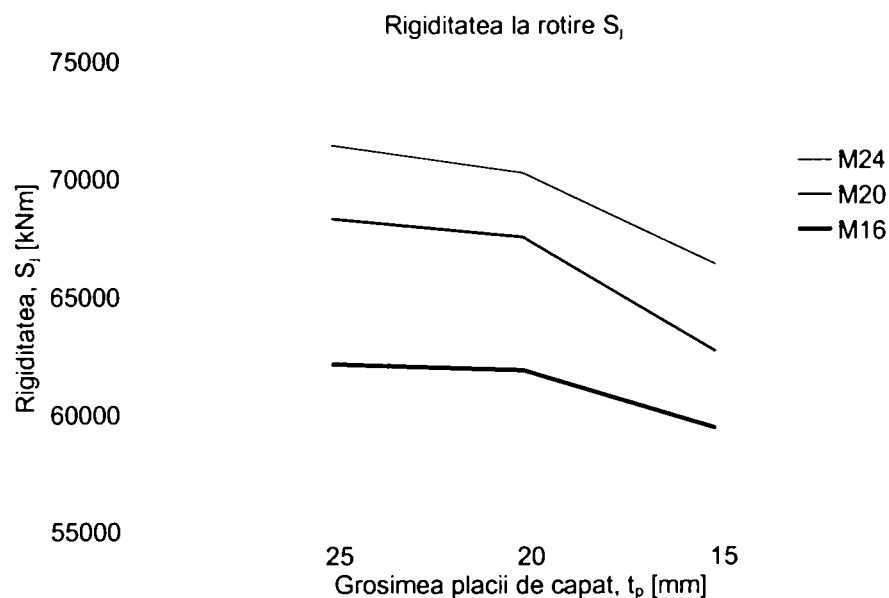


Figura 3.42 Influența grosimii plăcii de capăt t_p asupra rigidității la rotire a îmbinării

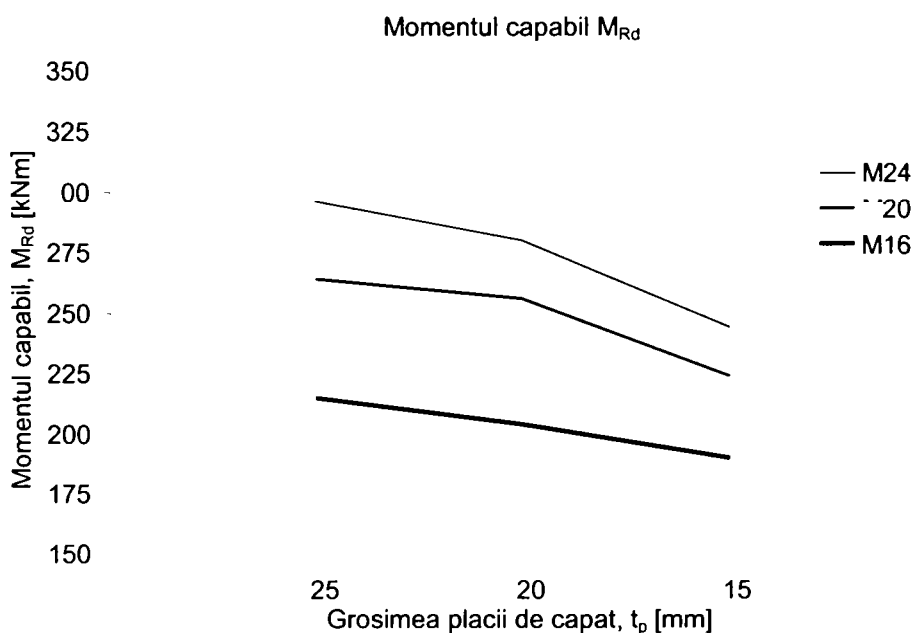


Figura 3.43 Influența grosimii plăcii de capăt t_p asupra momentului capabil al îmbinării

Se poate observa că alegerea grosimii plăcii de capăt este direct legată de diametrul de șurub folosit. O scădere a grosimii plăcii de capăt sub diametrul de șurub conduce la o scădere semnificativă a momentului capabil și a rigidității la rotire. Pe de altă parte, folosirea unor plăci de capăt mai groase decât 1,25 diametrul șurubului nu aduce nici un spor de rigiditate sau capacitate portantă.

Influența grosimii tălpii stâlpului, t_f , asupra momentului capabil al îmbinării, M_{Rd} , este prezentată în Figura 3.44. Rezultatele arată că folosirea unor tălpi mult mai groase decât diametrul șuruburilor folosite nu aduce nici un spor de rezistență. În acest exemplu în care șuruburile au diametrul de 16mm, folosirea unor tălpi mai groase de 1,25 diametrul șurubului (adică 20mm) nu modifică valoarea momentului capabil M_{Rd} . Concluzia este valabilă pentru toate cele trei grosimi de placă de capăt folosite.

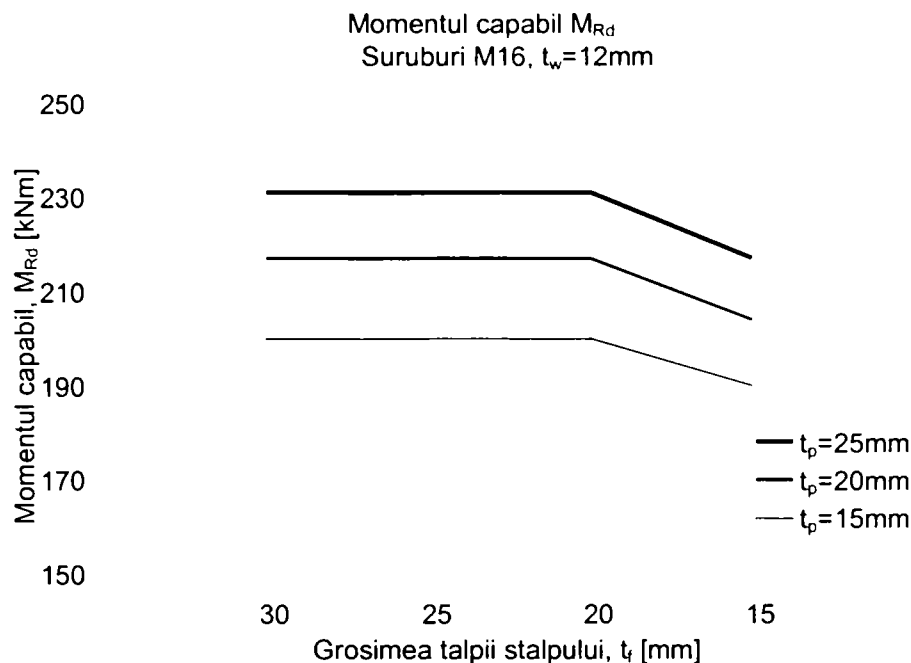


Figura 3.44 Influența grosimii tălpii stâlpului t_f asupra momentului capabil al îmbinării

Prevederi referitoare la determinarea capacității de rotire a îmbinărilor

O structură este considerată ductilă dacă este capabilă să suporte deformații inelastice considerabile fără o scădere semnificativă a capacității portante, concomitent cu evitarea instabilității locale sau globale. În cazul îmbinărilor riglă-stâlp, ductilitatea este dată de capacitatea de rotire a acestora. Dacă rezistența de calcul a îmbinării este cu 20% mai mare decât rezistența plastică a elementelor îmbinate atunci nu este necesară verificarea capacității de rotire. Deși ductilitatea îmbinărilor constituie un element important în obținerea unei comportări corespunzătoare la acțiunea seismică, prevederile din norma europeană Eurocode 3 referitoare la capacitatea de rotire a îmbinărilor riglă-stâlp sunt foarte sumare. Recomandările de calcul sunt valabile pentru elemente realizate din OL37, OL44 și OL52 și la care forța axială N_{Ed} în elementele îmbinate nu este mai mare decât 5% din rezistența plastică $N_{pl,Rd}$ a secțiunii. În cazul în care momentul capabil $M_{j,Rd}$ este guvernat de rezistența panoului inimii stâlpului la taiere, se poate considera că îmbinarea are o capacitate de rotire adecvată dacă $d/t_w \leq 69\epsilon$.

Îmbinări riglă-stâlp cu șuruburi

În cazul unei analize plastice, capacitatea de rotire a unei îmbinări cu șuruburi și placă de capăt este suficientă dacă sunt satisfăcute condițiile următoare:

- momentul capabil este guvernat de unul din componentele:
 - talpa stâlpului la încovoiere
 - placa de capăt la încovoiere
- grosimea t a plăcii de capăt sau a tălpii stâlpului satisface condiția :

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub} / f_y} \quad (3.6)$$

în care: f_y este limita de curgere a componentei respective.

În cazul în care la calculul momentului capabil $M_{j,Rd}$ componenta critică este rezistența la forfecare a șuruburilor, se consideră că îmbinarea nu are o capacitate de rotire suficientă.

Îmbinări riglă-stâlp sudate

Dacă momentul capabil $M_{j,Rd}$ este dat de rezistența panoului inimii stâlpului la taiere iar inima stâlpului este rigidizată în zona comprimată și nerigidizată în zona întinsă, capacitatea de rotire ϕ_{Cd} a unei îmbinări sudate se poate determina cu relația următoare:

$$\phi_{Cd} = 0,025 h_c / h_b \quad (3.7)$$

în care: h_b este înălțimea grinzii;
 h_c este înălțimea stâlpului.

Capacitatea de rotire a unei îmbinări riglă-stâlp sudate poate fi considerată egală cu 0,015 rad dacă sunt respectate prevederile anterioare. În cazurile în care prevederile anterioare nu sunt îndeplinite, capacitatea de rotire poate fi evaluată și experimental, în conformitate cu prevederile EN1990. Se pot folosi de asemenea și alte modele de calcul calibrate pe bază de încercări experimentale.

3.3 Calculul structurilor în cadre solicitate seismic

3.3.1 Criterii de proiectare

Proiectarea structurilor metalice în zone seismice se bazează în principal pe două strategii și anume:

- structuri nedisipative
- structuri disipative

Structurile din prima categorie răspund acțiunii seismice în domeniul elastic nefiind permisă plastificarea secțiunilor. Spre deosebire de acestea, structurile din a doua categorie sunt proiectate astfel încât disiparea energiei seismice să fie făcută prin deformații plastice în zonele disipative.

Capacitatea structurilor de a răspunde acțiunii seismice în domeniul elasto-plastic permite proiectarea acestora la forțe mai mici decât cele corespunzătoare răspunsului liniar elastic și este reprezentată prin factorul de comportare q . Acțiunea seismică este reprezentată printr-un spectru de răspuns elastic, $S_e(T)$. Prin raportarea spectrului elastic de răspuns la factorul de comportare q se obține spectrul de calcul $S_d(T)$:

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q} \quad (3.8)$$

în care:

- $S_d(T)$: ordonata din spectrul de calcul
- $S_e(T)$: ordonata din spectrul de răspuns elastic
- q : factorul de comportare

Norma prevede valori diferite ale factorului q , în funcție de sistemul structural, clasele de ductilitate, tipul de material, etc. Pentru structurile nedisipative, valoarea factorului q este egală cu 1. Norma europeană Eurocode 8 prevede pentru factorul de comportare valoarea:

$$q_d = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (3.9)$$

în care:

- α_u : multiplicatorul încărcării orizontale corespunzător formării mecanismului plastic de cedare
- α_1 : multiplicatorul încărcării orizontale corespunzător formării primei articulații plastice

În lipsa unei analize plastice, valoarea raportului α_u/α_1 , nu poate depăși valoarea 1,2. Dacă structura prezintă neregularități, valoarea factorului q se reduce cu 20%.

Metodele propuse pentru evaluarea factorului q pot fi împărțite în trei grupe:

1. Metode bazate pe teoria factorului de ductilitate

În acest prim grup de metode, teoria factorului de ductilitate (pentru structuri cu perioada $T > 0.5$ sec) este folosită pentru stabilirea relației dintre factorul q și parametrii care caracterizează comportarea post-elastică a cadrelor metalice. Prima din aceste metode (Cosenza et al, 1986) a apărut din necesitatea luării în considerare a efectului $P-\Delta$ datorat încărcărilor gravitaționale asupra structurilor metalice în cadre. Metoda se bazează pe ipoteza formării unui mecanism global.

O altă metodă bazată pe teoria factorului de ductilitate este metoda propusă de Ballio și Setti (1985). Această metodă folosește teoria factorului de ductilitate ca un instrument de interpretare a rezultatelor oferite de analiza dinamică inelastică (Figura 3.45).

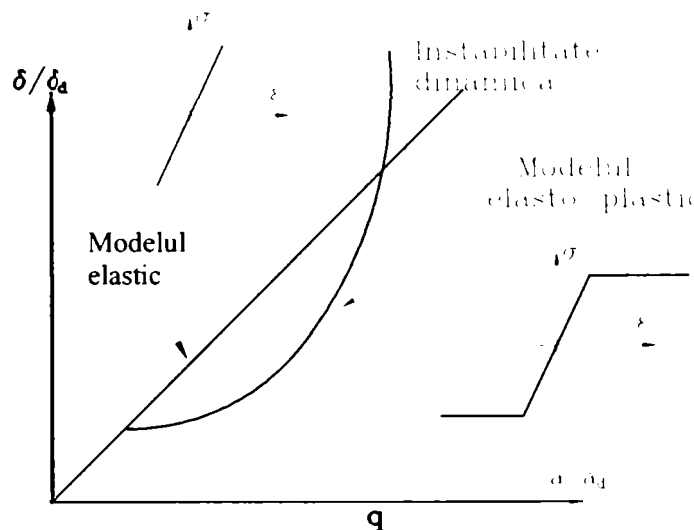


Figura 3.45 Metoda BALLIO-SETTI

Folosirea acestei metode nu necesită cunoașterea capacității de rotire a elementelor structurii, deoarece definirea cedării la nivelul elementului nu este cerută. Forța tăietoare de bază de calcul este dată de:

$$F_d = \frac{a_u}{q} R(T)M \quad (3.10)$$

Dacă forța tăietoare de calcul F_d corespunde formării primei articulații ($F_d = F_y$), structura va putea rezista unei accelerații de q ori mai mare decât cea de calcul, dacă și numai dacă ductilitatea globală disponibilă este mai mare decât q . Dacă răspunsul inelastic este mai mic decât cel elastic indefinit, proiectarea pe baza spectrului elastic va fi în domeniul de siguranță. Valoarea maximă a lui q se determină prin intermediul unei serii de analize dinamice inelastice, în care vârful accelerației terenului este majorat pas cu pas. Bisectoarea axelor δ/δ_d și a/a_d reprezintă răspunsul elastic indefinit. Proiectarea pe baza spectrului elastic va fi acoperitoare pentru valori δ/δ_d mai mici decât a/a_d . Rezultă ca valoarea maximă a factorului q este dată de intersecția dintre curba $\delta/\delta_d - a/a_d$ și bisectoarea.

2. Metode bazate pe extinderea rezultatelor oferite de răspunsul neliniar dinamic al sistemelor cu un grad de libertate (SDOF)

Metodele aparținând acestui grup, pornind de la comportarea dinamică a sistemelor SDOF inelastice, necesită ipoteze de regularitate și un mecanism global de cedare. Dintre metodele bazate pe răspunsul sistemelor SDOF inelastice, cea mai cunoscută și mai utilizată metodă este cea a lui Newmark și Hall (1973). Figura 3.46 arată modul de obținere a spectrului de proiectare inelastic (IDRS) pornind de la cel liniar elastic (LEDRS). Deoarece

construcțiile metalice au foarte des perioade $T > 0.5$ sec., factorul q coincide cu ductilitatea globală.

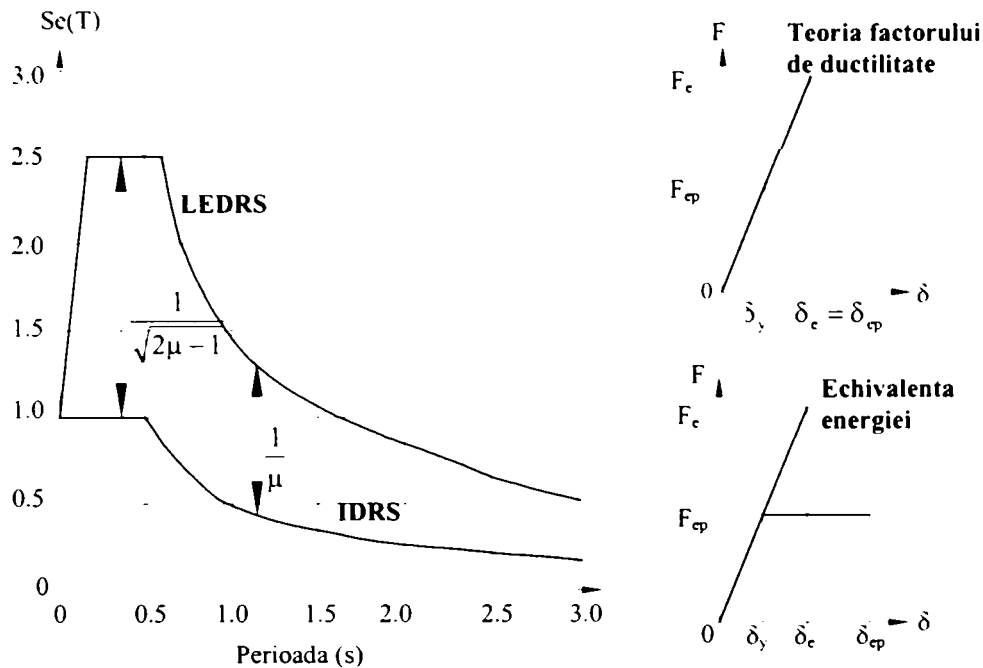


Figura 3.46 Metoda NEWMARK si HALL

3. Metode bazate pe concepția energetică - metoda KATO-AKIYAMA

Această metodă reprezintă fundamentul normei seismice japoneze. Siguranța unei structuri la acțiunea unui cutremur este evaluată prin compararea capacității structurii de disipare a energiei cu energia înmagazinată în structura în timpul cutremurului. Procedura de evaluare a capacității de rezistență la seism a unei structuri metalice trebuie aplicată la fiecare nivel. Această metodă are un mare avantaj practic, deoarece nu necesită o analiză elasto-plastică. Alte metode necesită o analiză statică elasto-plastică sau analize dinamice elasto-plastice. De asemenea, spre deosebire de celelalte metode, aceasta poate fi aplicată și la cadre neregulate.

În funcție de cerințele de ductilitate, atât norma europeană Eurocode 8 cât și cea românească P100/2003 utilizează două concepte pentru proiectarea structurilor metalice (Tabel 3.8):

- concept a): comportare disipativă
- concept b): comportare slab disipativă

Tabel 3.8 Concepte de proiectare, factori de comportare și clase de ductilitate pentru structurile metalice

Concept de proiectare	Factor de comportare q	Clasa de ductilitate cerută
Concept b) Structura slab disipativă	1,5 - 2	L (joasă)
Concept a) Structura disipativă	1,5 - $q < 4$	M (medie)
	$q \geq 4$	H (înaltă)

În cazul structurilor proiectate în conformitate cu conceptul a), acestea trebuie să aparțină claselor de ductilitate M și H, ceea ce corespunde unor structuri cu capacitate bună de disipare a energiei prin deformații plastice. O structură care aparține uneia din aceste două clase trebuie să satisfacă atât condițiile referitoare la sistemul structural cât și cele referitoare la clasa secțiunilor pentru elemente și la capacitatea de rotire a îmbinărilor.

3.3.2 Prevederi referitoare la îmbinări

Atât Eurocode 8 cât și norma românească P100/2003 permit formarea articulațiilor plastice în rigle sau în îmbinările riglă-stâlp, nefiind permisă formarea articulațiilor plastice în stâlpi, cu excepția secțiunilor de la baza acestora. Atunci când zonele disipative sunt localizate în rigle, îmbinările riglă-stâlp trebuie să aibă o suprarezistență suficientă pentru a permite dezvoltarea deformațiilor plastice în rigle. Atunci când prinderea se realizează prin sudură cu prelucrare în K, se consideră că îmbinarea are o suprarezistență suficientă. Atunci când însă se realizează cu sudură de colț sau cu șuruburi, este necesară îndeplinirea condiției următoare:

$$R_d \geq 1,1\gamma_{ov} R_{fy} \quad (3.11)$$

în care:

R_d : rezistența de calcul a îmbinării determinată cu EN 1993, Partea 1-8

R_{fy} : rezistența plastică nominală a elementelor disipative îmbinate

γ_{ov} : factor de suprarezistență datorat variației limitei de curgere reale față de cea nominală în elementele îmbinate. În cazul oțelului OL37, valoarea coeficientului se poate considera 1,25.

Este permisă folosirea îmbinărilor semirigide și/sau parțial rezistente, dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- elementele adiacente îmbinării au stabilitatea corespunzătoare SLU asigurată
- efectul deformațiilor din îmbinări la calculul deplasării orizontale totale sunt luate în considerare printr-o analiză statică neliniară sau dinamică neliniară.
- capacitate de rotire adecvată, corelată cu deplasările globale ale structurii. Astfel, capacitatea de rotire a îmbinării θ_p (valoare obținută sub încărcări ciclice și cu o degradare mai mică de 20% a rezistenței sau a rigidității) trebuie să fie cel puțin egală cu 0,035rad pentru structuri din clasa de ductilitate H și minim 0,025rad pentru structuri din clasa de ductilitate M la care $q > 2$. Rotirea θ_p are următoarea semnificație:

$$\theta_p = \frac{\delta}{0,5L} \quad (3.12)$$

în care:

δ : săgeata riglei la jumătatea deschiderii

L : deschiderea riglei

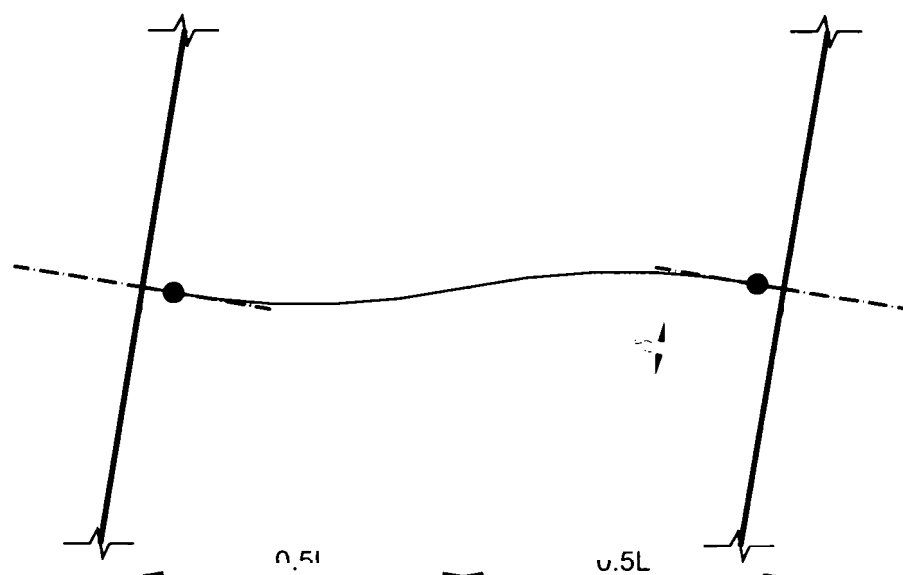


Figura 3.47 Calculul rotirii plastice θ_p

În Statele Unite, norma AISC 2002 face o clasificare a cadrelor metalice necontravântuite în funcție de performanțele cerute pentru îmbinări. Astfel, în funcție de nivelele rotirii plastice din îmbinări, structurile în cadre se clasifică în:

- *Cadre speciale*: îmbinările trebuie să susțină un drift de nivel minim de 0,04rad (cu o degradare maximă a capacității portante a îmbinării de 20%), iar performanțele acestora trebuie dovedite prin încercări experimentale
- *Cadre intermediare*: îmbinările trebuie să susțină un drift de nivel minim de 0,020rad (cu o degradare maximă a capacității portante a îmbinării de 20%), iar performanțele acestora trebuie dovedite prin încercări experimentale
- *Cadre obișnuite*: în acest caz norma oferă posibilitatea utilizării îmbinărilor cu rezistență completă sau rezistență parțială
 - în cazul utilizării nodurilor cu rezistență completă, îmbinările se dimensionează la un moment încovoietor cel puțin egal cu $1,1R_y M_p$ al riglei adiacente
 - în cazul utilizării nodurilor cu rezistență parțială, îmbinările se dimensionează la un moment încovoietor cel puțin egal 50% din momentul plastic capabil al riglei sau stâlpului adiacenți îmbinării (minimul dintre ele) iar rigiditatea și rezistența sunt introduse în analiză.

3.3.3 Metode de calcul

Pentru determinarea eforturilor din seism, normele de proiectare folosesc două metode de analiză:

- metode de analiză liniar-elastice
 - metoda statică echivalentă
 - analiza modală folosind spectrul de răspuns
- metode de analiză neliniare
 - metoda statică neliniară (push-over)
 - metoda dinamică neliniară (time-history)

3.3.3.1 Analiza statică liniară

Este indicată pentru structuri având o conformare regulată și care răspund preponderent în domeniul elastic. În această metodă forțele seismice de calcul, distribuția lor pe înălțimea clădirii, eforturile și deplasările rezultate se obțin pe baza unei analize statice liniare elastice. În conformitate cu această metodă, în modelarea structurii se utilizează o rigiditate liniară elastică și o amortizare care aproximează valorile așteptate pentru încărcări apropiate de cele de curgere. Necesarul seismic de calcul se reprezintă prin forțe statice laterale. Nivelul acestor forțe este definit prin relația:

$$S_w = c_r \times G \quad (3.13)$$

în care:

c_r : coeficientul seismic global

G: rezultanta încărcărilor gravitaționale

Mărimea forțelor seismice laterale s-a ales astfel încât prin aplicarea lor pe modelul liniar elastic deplasările rezultante vor fi aproximativ egale cu cele produse de cutremur. Dacă structura răspunde la acțiunea seismică preponderent în domeniul elastic, eforturile rezultate vor aproxima cu precizie satisfăcătoare eforturile care apar în cazul unui cutremur. Dacă însă structura răspunde în domeniul elasto-plastic, caz întâlnit cu precădere în domeniul clădirilor în cadre multietajate, eforturile rezultate vor fi mai mici decât cele calculate pe baza comportării elastice. Deși metoda prezintă unele limitări în ceea ce privește corectitudinea

răspunsului seismic al structurii, aceasta a fost foarte larg utilizată în proiectare în special datorită ușurinței în utilizare.

3.3.3.2 Analiza dinamică liniară

Poate fi utilizată în analiza structurilor cu conformare neregulată, dar care răspund predominant în domeniul elastic. În conformitate cu această metodă, forțele seismice de calcul, distribuția lor pe înălțimea clădirii, eforturile interne și deplasările structurii se obțin printr-o analiză statică liniară dinamică. În cadrul acestei metode, răspunsul structurii poate fi determinat prin două tipuri de analize:

- analiza modală folosind spectrul de răspuns elastic
- analiza time-history

Deplasările obținute printr-o analiză dinamică liniară sunt comparabile cu cele reale, care apar în timpul cutremurului. Eforturile obținute sunt însă mai mari decât cele reale din structura plastificată.

3.3.3.3 Analiza statică neliniară

Este recomandată pentru structuri care prezintă incursiuni în domeniul plastic. În conformitate cu această metodă, modelul, care încorporează în el și comportarea inelastică a materialului, este deformat până la o valoare țintă, rezultând în acest fel eforturile și deformațiile corespunzătoare. Modelul este supus unui sistem de forțe laterale sau deplasări monoton crescătoare până când este atinsă deplasarea țintă sau se produce colapsul structural. Deplasarea țintă reprezintă deplasarea maximă care se poate produce sub acțiunea cutremurului. Deoarece modelul matematic încorporează în el și comportarea inelastică a materialului, răspunsul este apropiat de cel real. Această metodă de analiză se bazează pe ipoteza că răspunsul structurii este dat de un singur mod de vibrație considerat principal. În cazul structurilor a căror deformare se apropie de modul fundamental de vibrație, rezultatele analizei statice neliniare vor aproxima suficient de bine răspunsul real al structurii. Dacă însă aportul modurilor superioare de vibrație este important, eforturile și deplasările obținute sunt mult diferite de cele reale. Pentru a înlătura o parte din neajunsurile metodei, s-a încercat perfecționarea metodei prin considerarea unor distribuții diferite ale forțelor laterale pe înălțime.

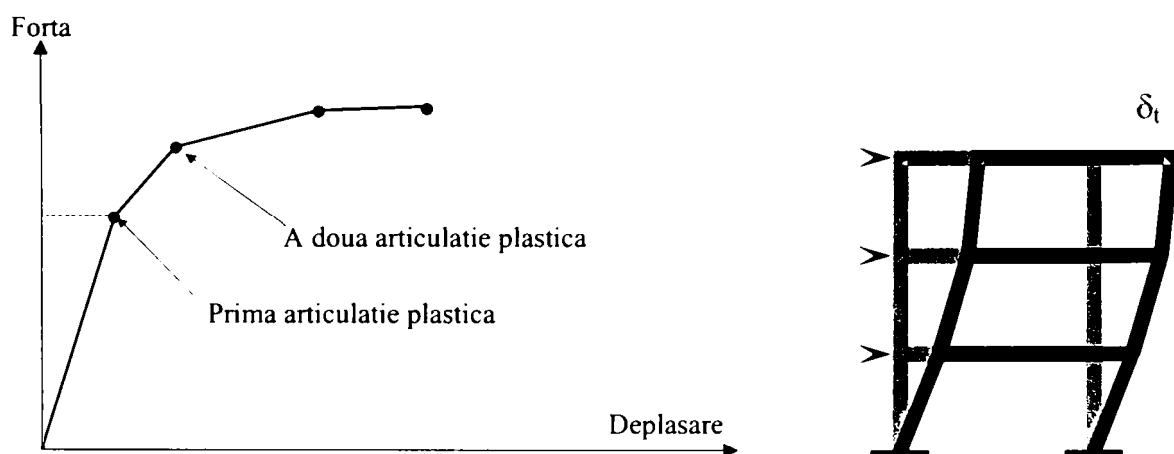


Figura 3.48 Curba forță-deplasare într-o analiză statică neliniară

3.3.3.4 Analiza dinamică neliniară

Este cea mai complexă dintre metodele de analiză existente. Deși această metodă oferă rezultatele cele mai bune și mai credibile, utilizarea ei în practica de proiectare curentă este destul de dificilă, metoda fiind folosită în proiectare doar cu caracter limitat. Metoda de

analiză dinamică neliniară este însă metoda preferată în cercetare. În conformitate cu această metodă, forțele seismice de calcul, distribuția lor pe înălțimea clădirii, eforturile și deplasările corespunzătoare se determină printr-o analiză dinamică elasto-plastică. Metoda este similară cu metoda anterioară (i.e. statică neliniară) cu diferența că răspunsul se obține printr-o analiză time-history. Deplasările de calcul nu se determină prin deformarea modelului până la valoarea deplasării țintă ci se obțin direct din analiza dinamică prin utilizarea unor mișcări seismice. Răspunsul structurii este însă influențat de caracterul mișcării seismice folosite, de aceea se recomandă folosirea mai multor înregistrări. Deoarece modelul încorporează caracterul neliniar al materialului, eforturile și deplasările obținute sunt apropiate de cele din structura reală.

Un caz special al analizei dinamice îl reprezintă analiza dinamică neliniară incrementală (Vamvatsikos și Cornell, 2002). Analiza dinamică incrementală (IDA) presupune utilizarea uneia sau mai multor înregistrări seismice, fiecare dintre ele scalată la mai multe nivele de intensitate, obținându-se în acest fel mai multe curbe de răspuns în funcție de nivelul intensității seismice. Metoda devine similară, într-un fel, cu metoda statică neliniară (denumită și push-over), în care se majorează parametrul încărcării până la obținerea deformației țintă sau a colapsului.

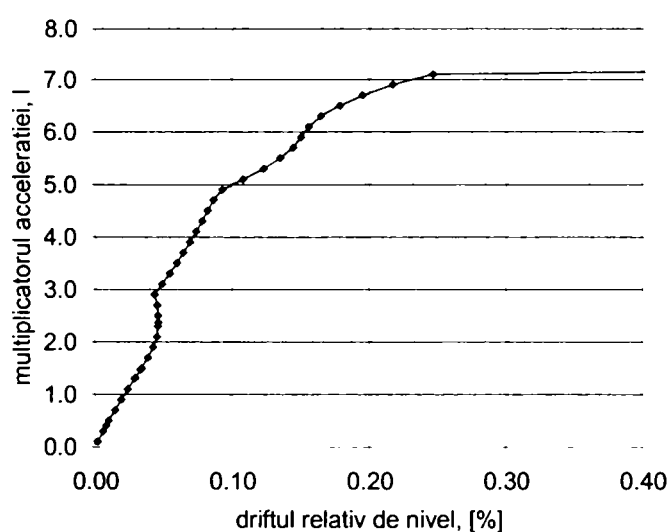


Figura 3.49 Curba de răspuns pentru o singură înregistrare seismică

În cazul analizei dinamice incrementale, folosirea unei singure înregistrări nu poate surprinde în totalitate modul de comportare în cazul unui cutremur viitor. De aceea, este nevoie de utilizarea unui set de înregistrări în loc de o singură înregistrare.

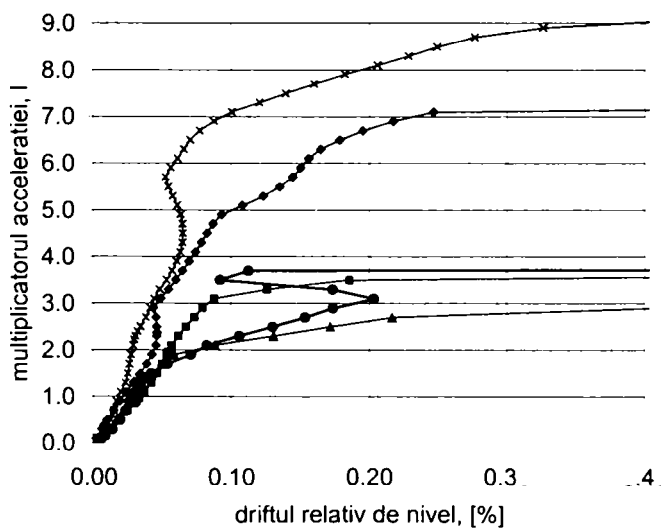


Figura 3.50 Curbele de răspuns pentru un set de înregistrări seismice

Se pune însă întrebarea dacă o mișcare seismică de mică intensitate amplificată suficient prin scalarea cu multiplicatorul λ poate să ofere rezultatele așteptate de la un cutremur puternic. De aceea, deși pare simplu de realizat, scalarea mișcării seismice nu este lipsită de discuții, uneori contradictorii. Se pune de asemenea problema parametrului mișcării care trebuie scalat. Scalarea mișcărilor seismice reprezintă unul din punctele sensibile deoarece sunt modificate caracteristicile reale ale înregistrării seismice. Pe plan mondial aceasta problema a constituit subiectul unui număr mare de lucrări de cercetare (Nassar&Krawinkler 1991, Miranda 1993; Kennedy 1984; Carballo and Cornell 1998; Shome and Cornell 1998; Nau and Hall, 1984). Scalarea are ca scop modificarea unui anumit parametru al mișcării seismice semnificativ pentru potențialul distructiv și egalizarea spectrului de răspuns cu cel de proiectare. Nassar&Krawinkler (1991) au folosit pentru scalarea mișcărilor seismice valoarea de vârf a accelerației terenului - PGA rezultatele prezentând o împrăștiere foarte mare. Miranda (1993) a realizat un studiu similar folosind pentru scalare parametri referitori la accelerație - valoarea de vârf a accelerației -PGA și valoarea de vârf a accelerației efective - EPA, fiind constatate împrăștieri mari ale rezultatelor în special pentru structuri cu perioade proprii mari. Pentru reducerea acestor împrăștieri mișcările au fost scalate astfel ca accelerația spectrală medie într-un anumit domeniu de perioade să fie egală cu accelerația spectrală medie corespunzătoare din spectrul de proiectare.

Se pot enumera mai multe metode de scalare a înregistrărilor seismice:

- a) Accelerația de vârf a terenului (PGA): fiecare înregistrare este scalată la valoarea medie a mișcărilor considerate în analiză. O mare parte a cercetărilor desfășurate până în prezent au folosit această metodă de scalare;
- b) Accelerația efectivă de vârf a terenului (EPA); fiecare înregistrare este scalată la valoarea medie a EPA pentru setul de înregistrări folosit;
- c) Viteza efectivă de vârf a terenului (EPV); fiecare înregistrare este scalată la valoarea medie a EPV pentru setul de înregistrări folosit;

Valorile *EPV* respectiv *EPA* sunt valorile efective de vârf ale vitezei respectiv accelerației terenului (Lungu, Cornea 1995):

$$EPV = \frac{\max \overline{SV}_{0.4s}}{2.5}; \quad EPA = \frac{\max \overline{SA}_{0.4s}}{2.5} \quad (3.14)$$

unde:

- $\max \overline{SV}_{0.5s}$ reprezintă valoarea maximă a mediei ordonatelor spectrului de răspuns elastic pentru viteze relative calculate pe un interval de perioade cu lățimea de 0.4sec;

- $\max \overline{SA}_{0.5s}$ reprezintă valoarea maximă a mediei ordonatelor spectrului de răspuns elastic pentru accelerații absolute calculate pe un interval de perioade cu lățimea de 0,4sec.

d) Accelerația spectrală corespunzătoare primului mod de vibrație: fiecare înregistrare este scalată la accelerația spectrală medie considerând o amortizare de 5% a setului de înregistrări, corespunzătoare perioadei fundamentale a structurii analizate, T_0 ;

e) Accelerația spectrală medie pe un anumit interval de perioade: fiecare înregistrare este scalată la accelerația spectrală medie, considerând o amortizare de 5%, a setului de înregistrări utilizat, pe un anumit interval de perioade ale structurii analizate. Această metodă de scalare ia în considerare mărirea perioadei proprii de vibrație datorită comportării neliniare.

f) Viteza de creștere maximă (VCM): Unul din parametrii reprezentativi pentru descrierea potențialului distructiv al unui cutremur îl constituie viteza de creștere maximă - VCM. Viteza de creștere - VC reprezintă aria delimitată de curba accelerației între două valori nule succesive (Figura 3.51). Prin înmulțirea masei cu VC se obține forța seismică aferentă. Astfel,

aceasta viteză de creștere maximă poate fi un bun indicator asupra potențialului distructiv al cutremurului în comparație cu accelerația de vârf a terenului - PGA (Kurama et al, 1997).

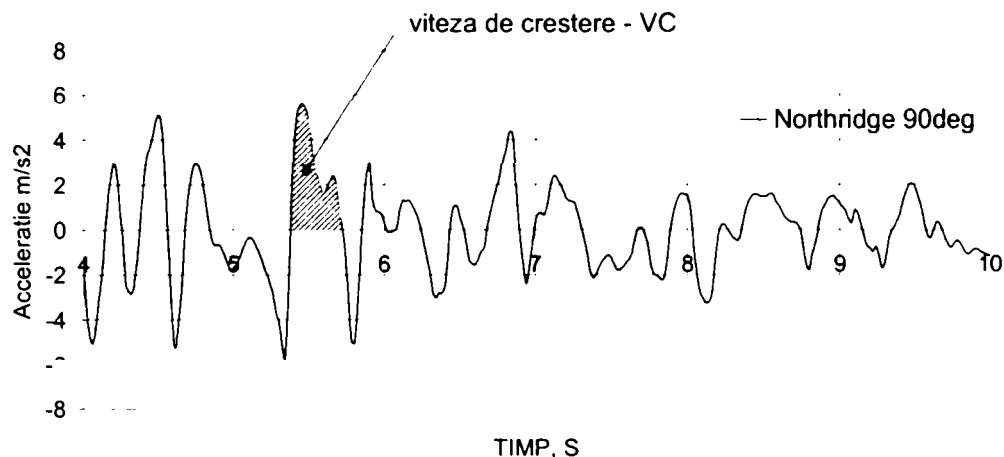


Figura 3.51 Definiția vitezei de creștere a accelerației

În cazul unui cutremur care are o valoare mare a accelerației de vârf - PGA dar una redusă a vitezei de creștere - VCM (o mișcare de tip soc), energia indusă în structură este în mare parte absorbită prin amortizare astfel că distrugerile vor fi reduse. În cazul unui cutremur cu o valoare medie a PGA dar o valoare mare a VCM (cazul mișcărilor de tip impuls) nivelul distrugerilor este mult mai mare. Se poate observa din Tabel 3.9 că viteza de creștere a accelerației este într-adevăr un indicator mult mai potrivit pentru descrierea potențialului distructiv al unui cutremur în comparație cu PGA. Cutremurul din 1977 din Vrancea deși a avut o accelerație maximă de doar 0,21g a avut o mare forță distructivă, reliefată și de valoarea mare a indicelui VCM. Aceeași concluzie este valabilă și pentru cutremurul Mexico City 1985.

Tabel 3.9 Caracteristicile mișcărilor seismice

Înregistrarea	Stația	Natura terenului	Distanța epicentrală [km]	PGA [g]	VCM [cm/sec]	EPA [g]
1	2	3	4	5	6	7
Loma Prieta, 1989	San Francisco-Presidio	tare	102	0.20	45.4	0.16
Michoacan, 1985	Zihuatano-Aeropuerto	tare	166	0.17	26.4	0.21
San Francisco, 1957	San Francisco--Golden Gate Park	tare	16	0.08	5.50	0.09
San Fernando, 1971	Castaic--Old Ridge Road	tare	27	0.32	25.60	0.34
Michoacan, 1985	La Union	tare	80	0.15	16.90	0.25
San Salvador, 1986	Nat. Geographic Inst.	tare	14	0.53	115.54	0.43
San Salvador, 1986	Institute of Urban Construction	tare	15	0.68	81.52	0.53
Kobe, 1995	Kobe	tare	3.4	1.09	297.78	0.74
Loma Prieta, 1989	Corralitos	tare	1	0.48	83.78	0.44
Northridge, 1994	Newhall-LA Co. Fire Station	aluviuni	20	0.59	153.07	0.70
Loma Prieta, 1989	Hollister	aluviuni	50	0.18	40.33	0.21
Landers, 1992	Yermo	aluviuni	84	0.24	66.90	0.23
Northridge, 1994	Sylmar	aluviuni	16	0.84	148.70	0.81
San Fernando, 1971	Orion Blvd.	aluviuni	21	0.25	45.81	0.29
Imperial Valley, 1940,	El Centro	aluviuni	10	0.68	96.12	0.71
Kern County, 1952	Taft--Lincoln School	aluviuni	56	0.15	20.32	0.19
San Fernando, 1971	Hollywood	aluviuni	35	0.21	38.02	0.29

Tabel 3.9 Caracteristicile mișcărilor seismice (continuare)

Înregistrarea	Stația	Natura terenului	Distanța epicentrală [km]	PGA [g]	VCM [cm/sec]	EPA [g]
Imperial Valley, 1979	James Road	aluviuni	22	0.52	52.04	0.52
Imperial Valley, 1979	Imperial V. College	aluviuni	21	0.33	65.30	0.25
Loma Prieta, 1989	Foster City	moale	65	0.28	75.10	0.24
Bucuresti, Romania, 1977	Bucuresti	moale	174	0.21	120.46	0.13
Michoacan, Mexico City, 1985	Secretaria de Comunicaciones	moale	400	0.17	117.96	0.09
Loma Prieta, 1989	Treasure Island	moale	98	0.16	57.15	0.14
Michoacan, Mexico City, 1985	Tlahuac Bombas	moale	381	0.11	59.41	0.05
Michoacan, Mexico City, 1985	Tlahuac Bombas	moale	381	0.14	65.49	0.06
Loma Prieta, 1989	San Francisco comm.	moale	95	0.16	28.65	0.15

3.4 Probleme actuale în proiectarea antiseismică a structurilor în cadre metalice

Structurile metalice prezintă o largă utilizare în zonele seismice datorită comportării mai bune în comparație cu sistemele care utilizează alte materiale. Cutremurele de la Northridge (1994) și Kobe (1995) au arătat că structurile metalice pot fi vulnerabile la acțiunea seismică. Îmbinările au avut cel mai mult de suferit de pe urma cutremurelor, astfel că metodele de calcul și modul de detaliere a elementelor și îmbinărilor s-au dovedit necorespunzătoare. Modul de detaliere a îmbinărilor a condus la concentrări mari de tensiuni în zonele critice, cerințe mari de ductilitate locală, etc. Sudurile s-au dovedit necorespunzătoare datorită tenacității scăzute a materialului de adăus dar și datorită calității slabe și controlului de calitate insuficient. O parte din distrugerile s-au datorat însă și prevederilor insuficiente din norme, în special cele referitoare la limitarea distrugerilor elementelor structurale și nestructurale. Normele moderne stabilesc următoarele cerințe care trebuie îndeplinite pentru o proiectare corectă:

- în cazul unui cutremur rar, colapsul structurii este prevenit
- în cazul unui cutremur frecvent, distrugerile sunt limitate

Pentru a fi îndeplinite aceste două cerințe, sunt prevăzute două stări limită și anume:

- starea limită ultimă
- starea limită de limitare a avariilor

Deși în multe dintre cazuri obiectivul principal al proiectării antiseismice a fost îndeplinit, adică a fost prevenit colapsul clădirilor, prevederile referitoare la limitarea avariilor s-au dovedit insuficiente.

3.4.1 Comportarea îmbinărilor la încărcări seismice

Având în vedere comportarea sub așteptări a îmbinărilor riglă-stâlp sub acțiunea ultimelor cutremure puternice, este necesară îmbunătățirea prevederilor de calcul prin considerarea factorilor caracteristici mișcării seismice: caracterul dinamic al mișcării, caracterul ciclic al mișcării, viteza de deformare, încărcarea nesimetrică, etc.

Influența caracterului dinamic al încărcării seismice. Prevederile din norma europeană Eurocode 3 referitoare la determinarea momentului capabil $M_{j,Rd}$ și a rigidității $S_{j,ini}$ pot fi folosite și în cazul încărcărilor dinamice, rezultatele fiind conservative. În ceea ce privește capacitatea de rotire însă, prevederile din normă nu pot fi aplicate. Cercetările experimentale au arătat că între capacitatea de rotire sub încărcări statice și cea sub încărcări dinamice diferențele sunt foarte mari.

Influența caracterului ciclic al mișcării seismice. În ceea ce privește caracterul ciclic al mișcării, comportarea îmbinărilor poate fi:

- stabilă: comportare asemănătoare la creșterea numărului de cicluri
 - nestabilă: scăderea rigidității și rezistenței odată cu creșterea numărului de cicluri.
- Sub încărcări ciclice, îmbinările pot avea trei moduri diferite de comportare (Figura 3.52):
- a) Îmbinările din prima categorie au o comportare stabilă și sunt caracterizate de o buclă de histererezis având o arie constantă (Figura 3.52a)
 - b) Îmbinările din a doua categorie au o comportare instabilă datorită deformațiilor permanente în găuri și șuruburi, reducând astfel rigiditatea îmbinării (Figura 3.52b). Pentru încărcări ciclice cu amplitudine constantă, buclele histeretice conțin deplasări din ce în ce mai mari până la cedarea completă a îmbinării. Panta buclei histeretice care caracterizează rigiditatea în ciclul n este descrescătoare.
 - c) Îmbinările din această categorie au o comportare instabilă dată în primul rând de alunecările din îmbinare (datorită șuruburilor). Acest lucru conduce la reducerea energiei disipate pentru aceeași valoare a deformației (Figura 3.52c).

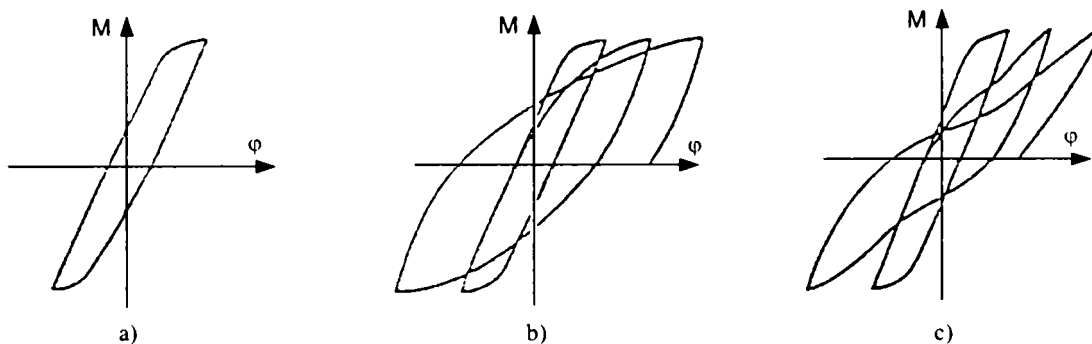


Figura 3.52 Curbele moment rotire sub încărcări ciclice

Îmbinările caracterizate de o comportare asemănătoare cu cazurile b) și c) vor fi influențate de fenomenul de oboseală plastică (low-cycle fatigue). Având în vedere importanța acestui fenomen, autorul a dezvoltat împreună cu Prof. Ioannis Vayas de la Universitatea Națională Tehnică din Atena o metodă originală pentru calculul rezistenței la oboseală plastică, metodă care este descrisă pe larg în capitolul 4 din teză.

Influența caracterului nesimetric al încărcării seismice.

Comportarea nodurilor supuse la încărcări nesimetrice, monotone sau ciclice, este diferită de comportarea sub încărcări simetrice, atât din punct de vedere al capacității de rezistență cât și din punct de vedere al capacității de rotație. În cadrul programului Copernicus "RECOS", la Universitatea "Politehnică" din Timișoara au fost testate mai multe tipuri de noduri grindă-stâlp, cu scopul de a determina influența asimetriei încărcării asupra răspunsului acestora (Figura 3.53).

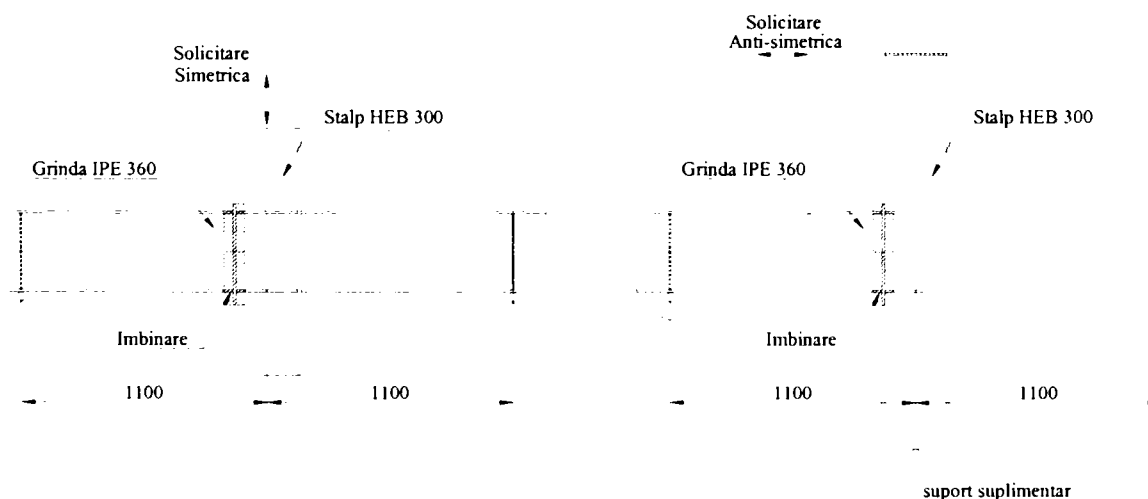


Figura 3.53 Modul de aplicare a încărcărilor simetrice și antisimetrice

În Figura 3.54 sunt prezentate curbele moment - rotire pentru cele trei tipuri de îmbinări considerate (EP - îmbinare cu placa de capăt și șuruburi, W - îmbinare cu grinda sudată direct pe talpa stâlpului, CWP - îmbinare cu eclise sudate pe tălpile și inima grinzii). Se poate observa că în cazul îmbinării cu șuruburi EP, încărcarea antisimetrică duce la scăderea momentului capabil de la 277 la 144 kNm, în timp ce capacitatea de rotire crește de la 0,039 rad la 0,060 rad.

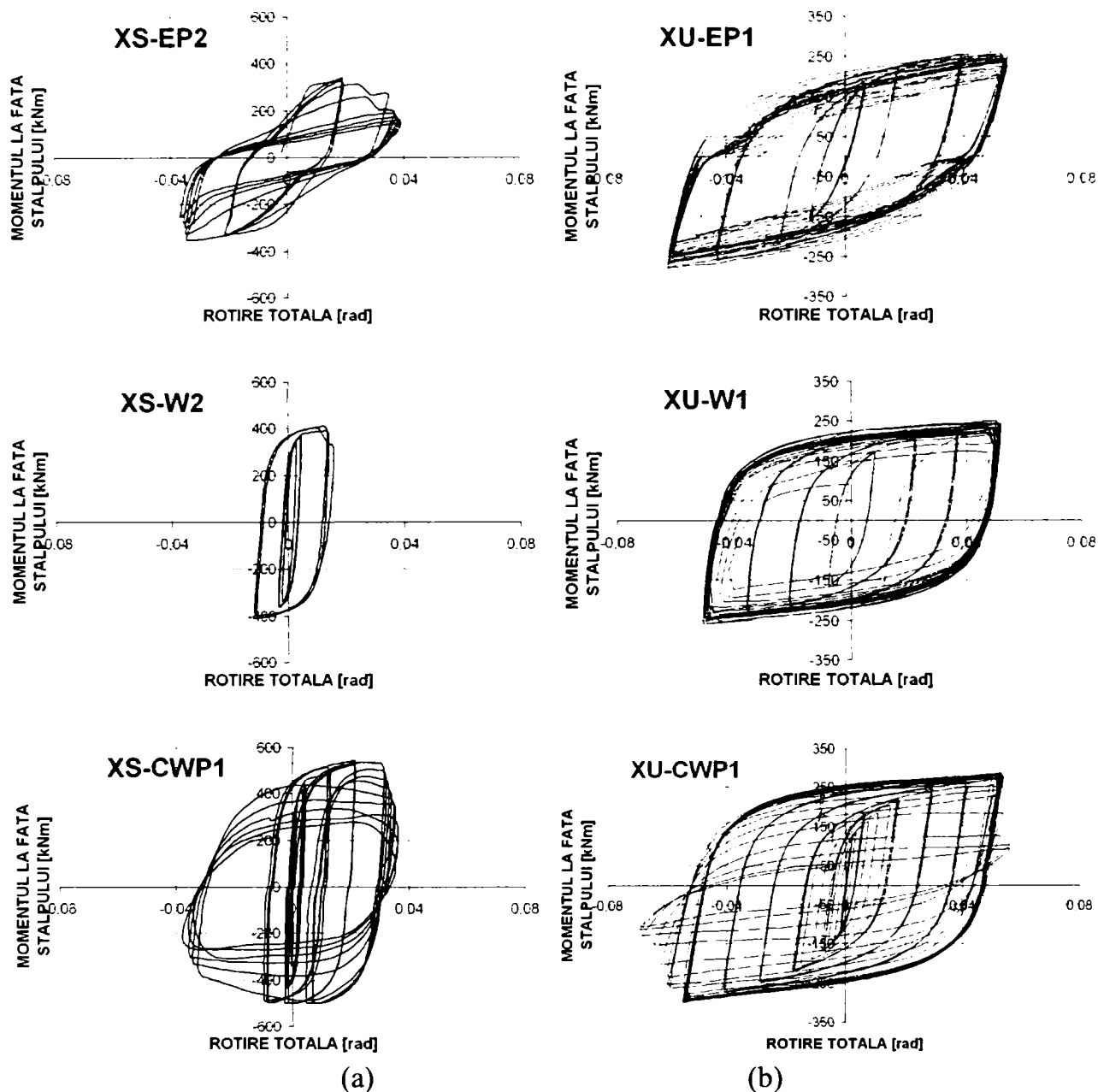


Figura 3.54 Rezultatele încercărilor experimentale: a) încărcarea simetrică; b) încărcarea antisimetrică

Influența vitezei de deformare. Viteza de deformare are o mare influență atât asupra caracteristicilor mecanice ale materialelor cât și asupra ductilității elementelor și îmbinărilor. O viteză de deformare în domeniul $0,03-0,06 \text{ s}^{-1}$ (caracteristică vitezelor induse de cutremur) duce la creșterea limitei de curgere și a rezistenței ultime a îmbinărilor sudate, având ca efect și o reducere pronunțată a ductilității. Viteze de deformare în intervalul precizat anterior conduc totodată și la modificarea modului de rupere a îmbinărilor sudate, provocând ruperea casantă a sudurilor. Având în vedere importanța acestui factor, autorul a dezvoltat un program experimental pentru studiul influenței vitezei de deformare asupra performanțelor îmbinărilor sudate, program descris în capitolul 4 din teză.

3.4.2 Proiectarea bazată pe performanță

Conceptul pe care se bazează normele actuale de calcul antiseismic s-a născut în urmă cu peste 70 de ani. Acesta se bazează pe proiectarea structurilor astfel încât să satisfacă un singur criteriu și anume evitarea colapsului structurii și protejarea vieții oamenilor în cazul unui cutremur foarte puternic. Cutremurele menționate anterior au arătat că proiectarea bazată pe un singur criteriu nu mai este suficientă. În acest context a apărut pe plan mondial un nou concept care introduce mai multe nivele de performanță sau stări limită. Având în vedere importanța deosebită a acestei noi metode de proiectare a structurilor în zone seismice, autorul a dezvoltat o nouă metodologie de proiectare bazată pe trei nivele de performanță, referitoare la satisfacerea condițiilor de drift, drift remanent și capacitate de rotire a elementelor și îmbinărilor. Descrierea stării de degradare asociate fiecărei stări limită se face prin valorile limită ale deplasărilor de nivel. În acest fel, se poate spune că proiectarea bazată pe performanță se bazează pe controlul deplasărilor. Deși normele actuale de proiectare antiseismică au ca obiectiv limitarea avariilor elementelor structurale sau nestructurale, acestea nu conțin prevederi explicite pentru aceasta, singura măsură a acestei degradări fiind dată de factorul de comportare q . Normele oferă însă o valoare unică pentru factorul q , corespunzătoare stării limită ultime, astfel încât ductilitatea corespunzătoare stării limită ultime nu mai poate fi atinsă în cazul introducerii unor nivele de performanță superioare, caracterizate de o ductilitate mai redusă, ductilitate care corespunde unui factor q parțial. Folosirea factorului q parțial oferă deci posibilitatea implementării proiectării bazate pe performanță în normele actuale de proiectare prin verificarea directă a stării de degradare a elementelor pentru fiecare nivel de performanță. Prezentarea pe larg a metodologiei este făcută în capitolul 5 din teză. În capitolul 6 este prezentată modalitatea practică de aplicare a metodologiei atât la proiectarea structurilor noi cât și la verificarea celor existente.

3.5 Concluzii

Îmbinările riglă-stâlp ale cadrelor metalice multietajate au o comportare reală caracterizată de valori finite ale capacității portante și rigidității. Normele moderne permit folosirea acestor caracteristici reale în analiza și dimensionarea structurilor. Deși au fost considerate multă vreme nepotrivite pentru utilizarea în zone seismice, îmbinările semirigide și/sau parțial rezistente pot fi folosite în prezent în zone seismice, cu respectarea anumitor condiții prevăzute în norme.

În cazul structurilor solicitate preponderent la încărcări statice, este suficientă introducerea în analiza globală a caracteristicilor de rigiditate și rezistență. Studiul diferitelor componente ale îmbinării a arătat că, în conformitate cu metoda componentelor folosită de Eurocode 3, rezistența unei îmbinări este dată de elementul cel mai slab din îmbinare. Pentru a se conforma judicios o îmbinare, componentele îmbinării trebuie să aibă rezistențe apropiate. Supradimensionarea unei componente nu conduce automat la creșterea rezistenței sau rigidității îmbinării. O influență mare asupra rezistenței și rigidității îmbinării o are inima stâlpului.

În cazul structurilor supuse la încărcări seismice, pe lângă caracteristicile de rezistență și rigiditate este necesară introducerea capacității de rotire. Deși reprezintă o caracteristică cel puțin la fel de importantă ca și rezistența și rigiditatea, capacitatea de rotire este tratată destul de sumar în normele de calcul iar prevederile se referă în principal la comportarea în domeniul static. Capacitatea de rotire insuficientă s-a dovedit a fi cauza principală a avariilor structurale înregistrate la ultimele cutremure. Au fost identificați mai mulți factori care contribuie la reducerea capacității de rotire sub încărcări seismice sau la creșterea necesarului de ductilitate în îmbinări: caracterul ciclic al mișcării, caracterul nesimetric al încărcării, viteza mare de deformare, caracteristicile mișcării seismice (perioada de colt, componentele

verticale importante). Se impune deci luarea în considerare a tuturor acestor factori pentru a se putea determina atât necesarul real de ductilitate pentru îmbinări cât și ductilitatea efectivă a acestora.

Având în vedere amploarea mare a degradărilor elementelor structurale și nestructurale sub acțiunea ultimelor cutremure puternice, este necesară verificarea directă a acestor degradări. Pentru aceasta s-au dezvoltat metode noi de proiectare bazate pe controlul degradărilor, numite metode de proiectare bazate pe performanță. Nivelele de performanță (stările limita) sunt descrise prin diferite stări de degradare ale structurii de rezistență și ale elementelor nestructurale. Pentru fiecare nivel de performanță este descrisă și intensitatea seismică aferentă. Metodele bazate pe performanță sunt însă dificil de utilizat în practica curentă de proiectare. Pentru a depăși acest inconvenient, autorul propune o metodologie originală de implementare a proiectării bazate pe performanță în normele actuale cu ajutorul factorilor q parțiali.

CAPITOL 4. FACTORI CARE INFLUENȚEAZĂ DUCTILITATEA LOCALĂ A STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE

4.1 Introducere

Este cunoscut faptul ca o parte din energia seismică indusă într-o structură este înmagazinată sub formă de energie cinetică și energie de deformare elastică, iar o parte disipată prin amortizare și sub formă de energie de deformare plastică. Creșterea energiei înmagazinate conduce la forțe mai mari și automat la creșterea necesarului de rezistență, în timp ce mărirea energiei de deformare plastică conduce la creșterea necesarului de ductilitate. Introducerea unor elemente speciale de amortizare duce atât la scăderea rezistenței necesare cât și a ductilității necesare. Alegerea tipului de răspuns este influențată de tipul structurii și de seismicitatea zonei, fiind decisive până la urmă argumentele de natură tehnică și economică. Dacă se acceptă deformări plastice în structurile aflate în zone cu seismicitate ridicată, acest lucru va duce la o proiectare mai economică, în timp ce, de exemplu, pentru structuri ușoare supuse acțiunii vântului sau aflate în zone de intensitate seismică redusă, o proiectare după rezistență va fi soluția cea mai economică. Ductilitatea locală exprimă cantitatea de energie ce poate fi disipată prin deformări plastice. Deformațiile plastice pot fi dispersate în întreaga structură, astfel încât energia totală disipată se definește ca totalul energiei disipate în zonele plastice. Structurile în cadre necontrăvântuite disipează energie prin plasticizarea anumitor zone din structură. Ductilitatea locală este exprimată în acest caz prin capacitatea de deformare plastică a acestor zone. În multe din cazurile în care s-au înregistrat avarii la structurile metalice, cauza principală a constituit-o lipsa unei ductilități adecvate (Northridge 1994, Kobe 1995, Taiwan 1999). Deși oțelul folosit în construcții este considerat un material ductil, ductilitatea elementelor metalice nu este o calitate intrinsecă a acestora, datorită unor factori ca flambajul local, viteza de deformare, procedeul de sudare, acumularea deformațiilor plastice (oboseala plastică).

4.2 Caracteristicile mecanice ale oțelului

Caracteristicile mecanice ale oțelului se determină prin încercări la întindere pe epruvete standard. Acest tip de încercare determină și relația efort unitar-deformație specifică pentru tipul de material (Figura 4.1).

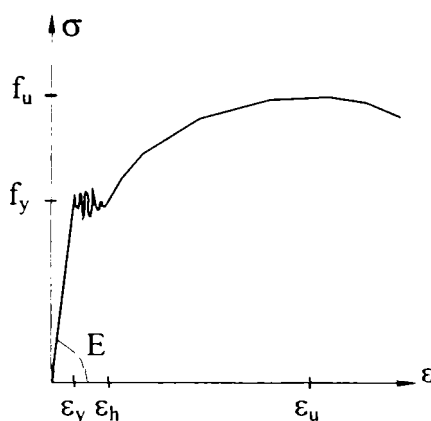


Figura 4.1 Diagrama efort unitar – deformație specifică pentru oțelul de construcții

Pentru oțelul uzual folosit în construcții, se pot determina următoarele mărimi caracteristice:

- limita de curgere f_y
- rezistența ultimă f_u

- modulul de elasticitate E
- alungirea specifică la curgere ε_y
- alungirea specifică la rupere ε_u
- alungirea la apariția ecruisării ε_h

Suprarezistența oțelului poate fi definită sub forma unui raport:

$$\Omega = \frac{f_u}{f_y} \quad (4.1)$$

Deformația specifică de curgere este definită de relația:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} \quad (4.2)$$

Ductilitatea oțelului va fi definită de relația:

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (4.3)$$

Ductilitatea oțelului poate fi însă mai bine exprimată prin tenacitatea materialului, care se determină experimental prin încercarea de reziliență pe epruvete Charpy V. Tenacitatea oțelului este puternic influențată de temperatură. Se definește ca temperatură de tranziție a unui element, temperatura la care oțelul devine fragil, adică ruperea se produce fără deformații plastice (Figura 4.2).

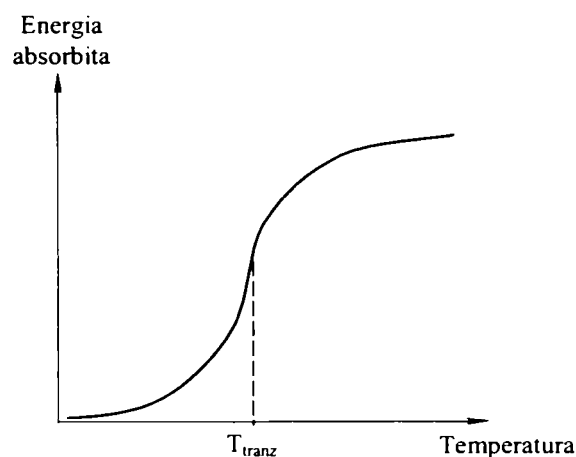


Figura 4.2 Variația rezilienței materialului cu temperatura

Astfel, oțelul va avea o comportare ductilă deasupra acestei temperaturi și o comportare fragilă sub această valoare. Normele naționale prevăd valori ale rezilienței în funcție de condițiile de utilizare a acestuia. Astfel, normele japoneze impun o valoare a energiei de rupere determinată pe epruvete Charpy V de 27J la 0°C, în timp ce normele germane impun pentru oțeluri cu sudabilitate medie o valoare a energiei de rupere de 80J la 20°C și 70J la 0°C pentru oțeluri cu sudabilitate ridicată, determinată ca medie.

4.3 Influența vitezei de deformare

Structurile în cadre metalice multietajate au fost în mod tradițional utilizate pentru clădiri de înălțime mică și medie în zone seismice, datorită comportării bune la cutremur. Cutremurele de la Northridge, SUA (1994), Kobe, Japonia (1995) și Chi-Chi, Taiwan (1999) au arătat însă că aceste structuri nu sunt infailibile și pot suferi avarii, în special din cauza ruperii fragile a sudurilor din îmbinările riglă-stâlp. Au urmat numeroase studii, atât experimentale cât și numerice (C. Mark Sanders 1998, Nakashima et al 1998, Beg et al 2000, Dexter&Melendrez 2000, Nakashima et al 2000, Terrence F. Paret 2000, Barth& Bowman 2001, Mao et al 2001, Dubina et al 2001), care au încercat să determine factorii care au

contribuit la aceste distrugerii (Figura 4.3). Printre cauzele posibilele ale ruperii fragile a sudurilor au fost identificate:

- defecte in sudură cauzate de execuția necorespunzătoare
- detalii necorespunzătoare (concentrări de tensiuni la rădăcina cordonului de sudură)
- caracteristici de material necorespunzătoare
- viteze mari de deformare

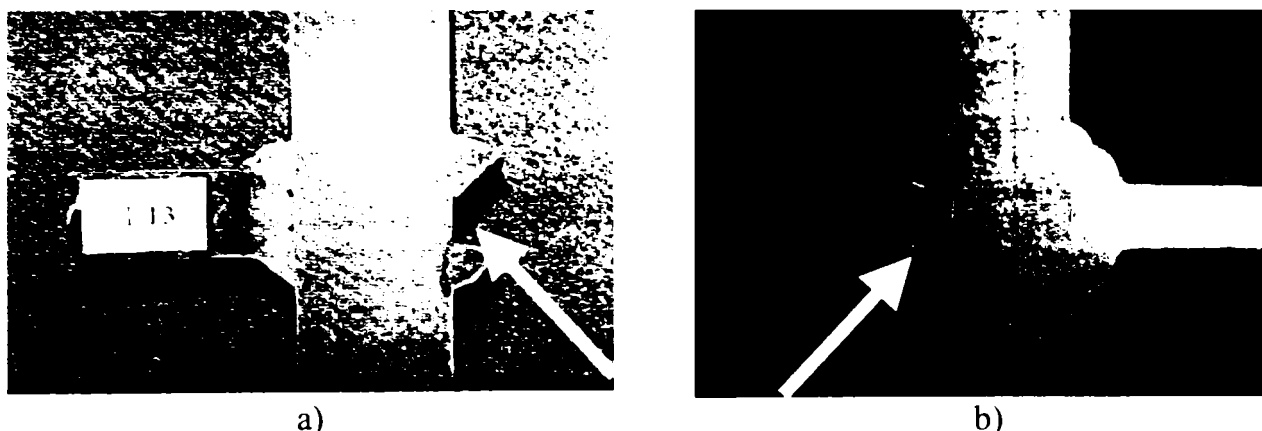


Figura 4.3 Moduri de cedare a îmbinărilor sudate: a)Azuma et al, 2000; b) Dubina et al, 2001

Pe plan mondial, primele lucrări asupra influenței vitezei de deformare au fost cele ale lui Morrison (1932), Quinney (1934) și Manjoine (1944). Încercările experimentale realizate la temperatura ambiantă au cuprins viteze de deformare în intervalul $9,5 \times 10^{-7} \text{ sec}^{-1}$ până la $3 \times 10^2 \text{ sec}^{-1}$. Rezultatele au arătat o creștere semnificativă a limitei de curgere cu creșterea vitezei, în special pentru valori mai mari de 10^{-1} sec^{-1} . În ceea ce privește rezistența la întindere, aceasta a suferit creșteri cu creșterea vitezei de deformare, dar cu valori mai reduse. În consecință, raportul dintre limita de curgere și rezistența la întindere are tendința de creștere cu creșterea vitezei de curgere, la limită acesta ajungând la valoare 1. Rezultatele ulterioare (Wright și Hall 1964, Rao et al 1969, Leblois 1972, Kaneta et al 1986, Soroushian și Choi 1987, Kassir et al 1992, Kassir și Yu 1992, Wakabayashi et al 1994, Obata et al 1996, Kaneko 1996, Filiatrault și Tremblay, 1998, Nakamura 1999, Beg et al 2000, Chi-Ling et al 2001, Dubina et al 2001, Dubina et al 2002, Dinu et al 2003) au confirmat rezultatele experimentale obținute de Manjoine. Aceste rezultate au arătat, de asemenea, că modulul de elasticitate nu este influențat de viteza de deformare și, totodată, că limita superioară de curgere este influențată în mai mare măsură decât limita inferioară de curgere. În Figura 4.4 este prezentată variația limitei inferioare de curgere, a limitei superioare de curgere și a rezistenței la întindere cu viteza de deformare.

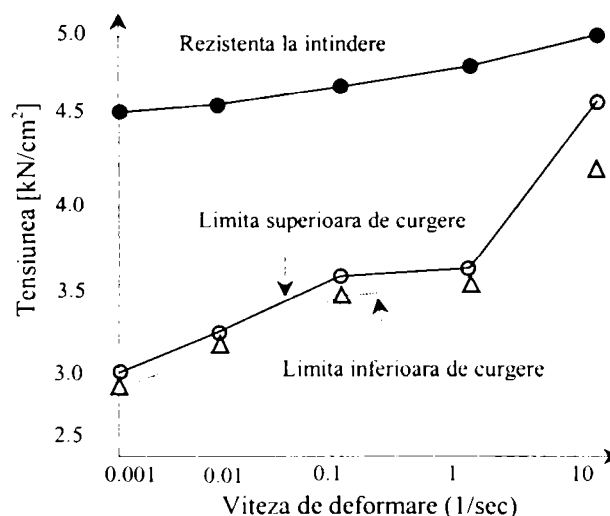


Figura 4.4 Variația limitei de curgere și a rezistenței la întindere cu viteza de deformare

Au fost de asemenea propuse mai multe relații constitutive pentru influența vitezei de deformare asupra caracteristicilor mecanice ale oțelului, relații valabile pentru viteze de la 10^{-6} pana la 10^3 :

Wright si Hall (1964): $10^{-6} < \dot{\varepsilon} < 10^3$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1 + 2,77^{[0,162 \times (\log \dot{\varepsilon} - 3,74)]} \quad (4.4)$$

Rao et al (1966): $0 < \dot{\varepsilon} < 1,4 \times 10^0$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1 + 0,021(\dot{\varepsilon})^{0,26} \quad (4.5)$$

Soroushian si Choi (1987): $10^{-4} < \dot{\varepsilon} < 10^1$

$$\frac{f'_y}{f_y} = (-6,83 \times 10^{-6} f_y + 1,72) + (-1,37 \times 10^{-6} f_y + 0,144) \times \log_{10} \dot{\varepsilon} \quad (4.6)$$

$$\frac{f'_u}{f_u} = (-7,711 \times 10^{-7} f_y + 1,15) + (-2,44 \times 10^{-7} f_y + 0,04969) \times \log_{10} \dot{\varepsilon}$$

Nagakomi si Tsuchihashi (1988): $10^{-4} < \dot{\varepsilon} < 10^1$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1,378 + 0,1251 \times \log(\dot{\varepsilon}) + 0,010 \times (\log \dot{\varepsilon})^2 \quad (4.7)$$

$$\frac{f'_u}{f_u} = 1,030 + 0,231 \times \log(\dot{\varepsilon}) + 0,004 \times (\log \dot{\varepsilon})^2$$

Wallace si Krawinkler (1989): $10^{-4} < \dot{\varepsilon} < 10^1$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 0,973 + 0,45 \times \varepsilon^{0,53} \quad (4.8)$$

Kasar si Yu (1992): $10^{-4} < \dot{\varepsilon} < 10^0$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1,289 + 0,109 \times \log(\dot{\varepsilon}) + 0,009 \times (\log \dot{\varepsilon})^2 \quad (f_y = 320 \text{ N/mm}^2) \quad (4.9)$$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1,104 + 0,302 \times \log(\dot{\varepsilon}) + 0,002 \times (\log \dot{\varepsilon})^2 \quad (f_y = 495 \text{ N/mm}^2)$$

Kaneko (1996): $10^{-4} < \dot{\varepsilon} < 10^1$

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1 + \frac{21}{f_y} \times \log\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right), \quad \dot{\varepsilon}_0 = 10^{-4}/\text{sec} \quad (4.10)$$

$$\frac{f'_u}{f_u} = 1 + \frac{7,4}{f_u} \times \log\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right), \quad (\text{N/mm}^2)$$

Wakabayashi et al (1994):

$$\frac{f'_y}{f_y} = 1 + 0,0473 \times \log\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right), \quad \dot{\varepsilon}_0 = 50 \times 10^{-6}/\text{sec} \quad (4.11)$$

in care:

- f'_y și f'_u : limita de curgere și rezistența la întindere pentru o viteză de deformare $\dot{\epsilon}$;
- f_y și f_u : limita de curgere și rezistența la întindere pentru o viteză de deformare $\dot{\epsilon}_0$ (cvasi-statică).

Comportarea îmbinărilor sudate este mult mai complexă decât cea a materialului de bază, datorită elementelor componente care intră în alcătuirea lor: materialul de bază, materialul de depozit și zona afectată de sudură (denumită în continuare ZAS). Dintre aceste trei componente, ZAS joacă rolul cel mai important, în primul rând prin modificările induse de temperaturile înalte în rețeaua cristalină.

4.3.1 Studiu experimental asupra influenței vitezei de deformare

În cadrul Laboratorului de Construcții Metalice, Departamentul CMMC al Facultății de Construcții din Timișoara s-a desfășurat un program experimental care a vizat influența vitezei de deformare asupra comportării îmbinărilor sudate (Dubină et al, 2001, 2002, Dinu et al, 2003). Au fost încercate 54 de epruvete, compuse dintr-o placă de bază și 2 tălpi (Figura 4.5) care au încercat să reproducă îmbinarea cu sudură dintre talpa riglei și placa de capăt (sau talpa stâlpului).

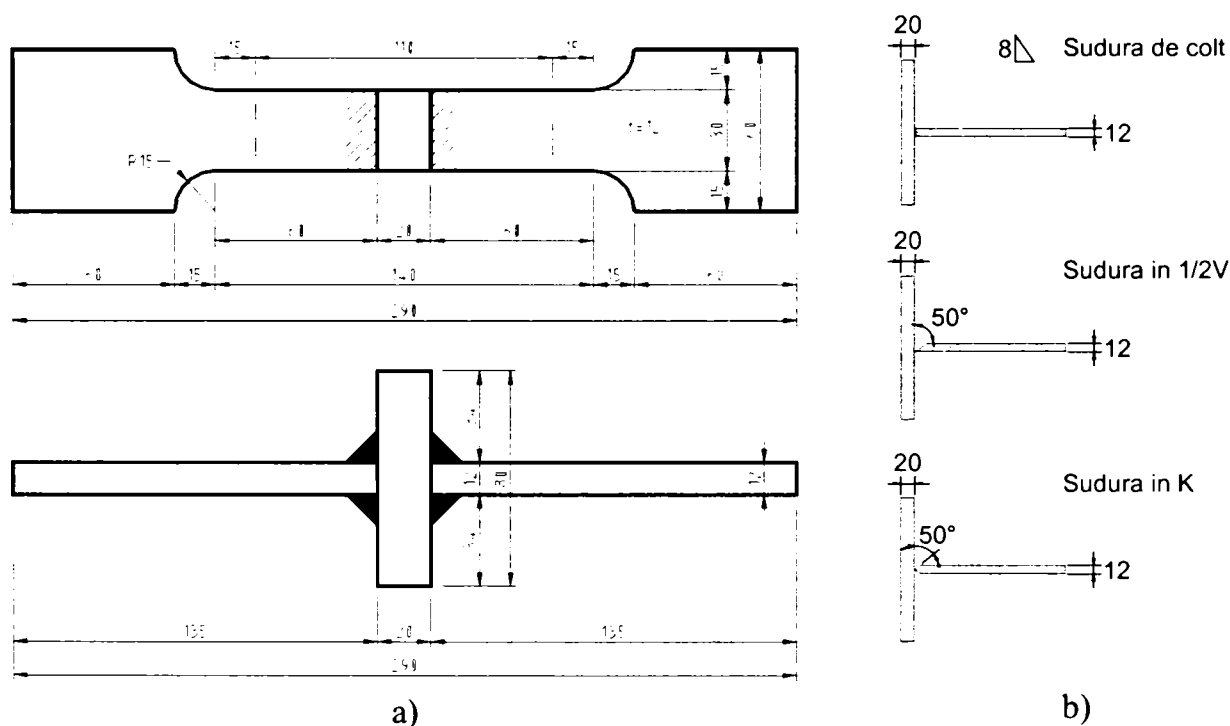


Figura 4.5 Epruvetele sudate TTW: a) alcătuire și dimensiuni; b) modul de pregătire a detaliilor de sudură

Pentru realizarea sudurii s-au utilizat 3 procedee de sudură: sudură de colț, sudură cu prelucrare în 1/V și sudură cu prelucrare în K. Pentru determinarea caracteristicilor mecanice ale materialului de bază, s-au realizat 18 epruvete (Figura 4.6). Următorii parametri au fost luați în considerare în cadrul programului de încercări experimentale (Tabel 4.1):

- calitatea materialului: OL37, OL52
- grosimea materialului de bază ($t = 12\text{mm}$, $t = 20\text{mm}$)
- tipul de încărcare (monoton, ciclic)
- viteza de deformare: $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001\text{s}^{-1}$; $\dot{\epsilon}_2 = 0.03\text{s}^{-1}$; $\dot{\epsilon}_3 = 0.06\text{s}^{-1}$.

Încercările s-au efectuat pe o presă universală de 250kN. Introducerea încărcării s-a făcut în control de deplasare.

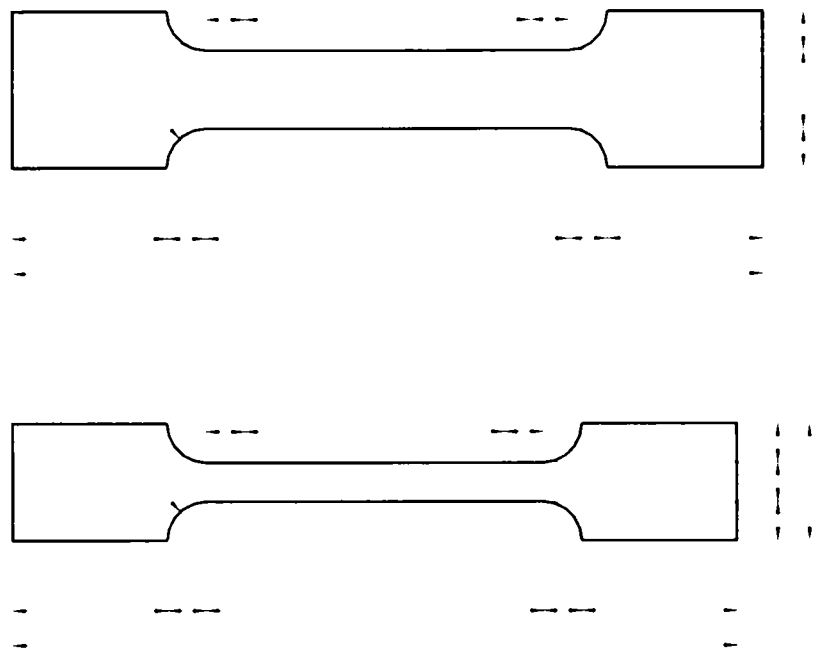


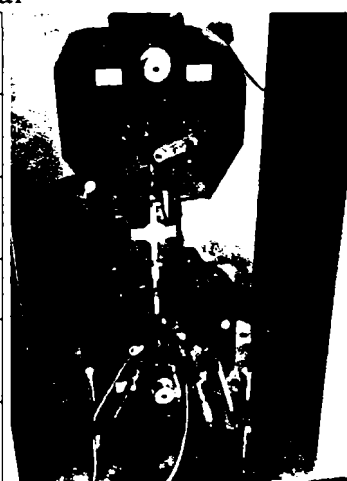
Figura 4.6 Epruvetele executate din materialul de bază TTM

Notatii folosite:

- S_0 – Aria secțiunii inițiale
- R_{ch} – Limita de curgere superioară
- R_{el} – Limita de curgere inferioară
- $SGV = FR_m/R_{ch}$
- FR_m – Sarcina maximă
- R_{p02} – Limita de curgere convențională
- Lam – Alungire totală sub sarcină maximă
- Lar – Alungire totală la rupere

Tabel 4.1 Descrierea programului experimental

	Materialul de bază si de depozit - TTM	Epruvete sudate - TTW
Material/tip sudură	t=12mm, t=20mm	de colț, cu prelucrare in K, cu prelucrare in 1/2V
Viteza de deformare [s ⁻¹]	$\dot{\epsilon}_1=0.0001$ $\dot{\epsilon}_2=0.03$ $\dot{\epsilon}_3=0.06$	
Material	OL37, OL52	
Încărcare	monoton(1 sau 2 epruvete)	monoton (1 specimen) ciclic (2 epruvete)
Total	18	54



Denumire epruvete:

TTM[i][j][k][l][m] – Încercări pe materialul de bază

[i] – calitatea oțelului ([3] – OL37; [5] – OL52)

[j] – grosimea ([1] – t=12mm; [2] – t=20mm)

[k] – tipul încărcării ([M] – monoton; [C] - ciclic)

[l] – viteza de încărcare ([1] – $\dot{\epsilon}_1=0.0001$ s⁻¹; [2] – $\dot{\epsilon}_2=0.03$ s⁻¹; [3] – $\dot{\epsilon}_3=0.06$ s⁻¹)

[m] – specimen nr. ([1] – 1, 2, etc.)

TTW[i][j][k][l][m][n] – Încercări pe epruvete sudate

[i] – calitatea oțelului ([3] – OL37; [5] – OL52)

[j] – tipul sudurii ([C] – de colț; [V] – V; [K] – K)

[k] – tipul încărcării ([M] – monoton; [C] – ciclic)

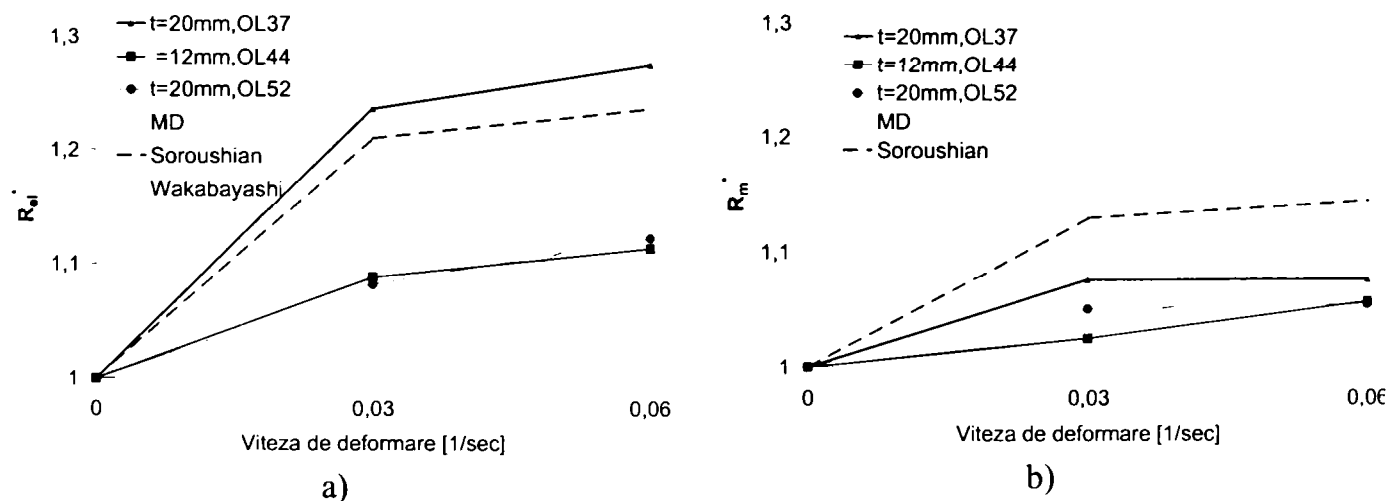
[l] – viteza de încărcare ([1] – $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$; [2] – $\dot{\epsilon}_2 = 0.03 \text{ s}^{-1}$; [3] – $\dot{\epsilon}_3 = 0.06 \text{ s}^{-1}$)

[m] – specimen nr. ([1] – 1, 2, etc.)

4.3.1.1 Încercarea de tracțiune pe materialul de bază și de adaos

Pentru determinarea caracteristicilor mecanice ale materialului de bază și de adaos, s-au realizat încercări la tracțiune pe epruvetele descrise anterior. Rezultatele au arătat o creștere a limitei de curgere (R_{el}) cu viteza de deformare, prezentând un maxim de 27% pentru viteza $\dot{\epsilon}_3$. Această creștere s-a produs pentru oțelul mai moale (OL37) (Figura 4.7a). Se poate observa că relația teoretică propusă de Soroushian (1987) aproximează destul de bine comportarea oțelului mai moale - OL37 însă supraestimează sensibilitatea celorlalte tipuri de material (OL44 și OL52). Pentru acestea din urmă, relația teoretică propusă de Wakabayashi (1994) dă rezultate mult mai bune. Aceasta variabilitate arată faptul că relațiile teoretice existente în literatură nu iau în considerare în mod eficient influența calității materialului.

În ceea ce privește rezistența la întindere (R_m), rezultatele au arătat o creștere mai puțin pronunțată cu viteza de deformare decât în cazul limitei inferioare de curgere (un maxim de cca. 8% pentru viteza $\dot{\epsilon}_3$). Influența cea mai mare este prezentă din nou la oțelul mai moale (OL37). În Figura 4.7b sunt prezentate rezultatele experimentale, împreună cu curba teoretică obținută cu relația propusă de Soroushian (1987). Limita de curgere este deci influențată în măsură mult mai mare de viteza de deformare decât rezistența la întindere. Astfel, raportul dintre limita de curgere și rezistența la întindere a unui oțel normal (SGV^{-1}), poate să atingă în condiții extreme de solicitare (valori mari ale vitezei de deformare) valori apropiate de 1. Acest lucru este echivalent cu lipsa palierului de curgere pentru material.



$$R_{el}^* = R_{el}^e / R_{el}^{static}; \quad R_m^* = R_m^e / R_m^{static}$$

Figura 4.7 Variația limitei inferioare de curgere (R_{el}) și a rezistenței la întindere (R_m) pentru materialul de bază și de depozit, teoretic și experimental (MD - material de adaos)

În Figura 4.8a se prezintă diagramele caracteristice pentru epruvetele executate din oțel OL37 iar în Figura 4.8b prezintă diagramele caracteristice pentru epruvetele executate din oțel OL52.

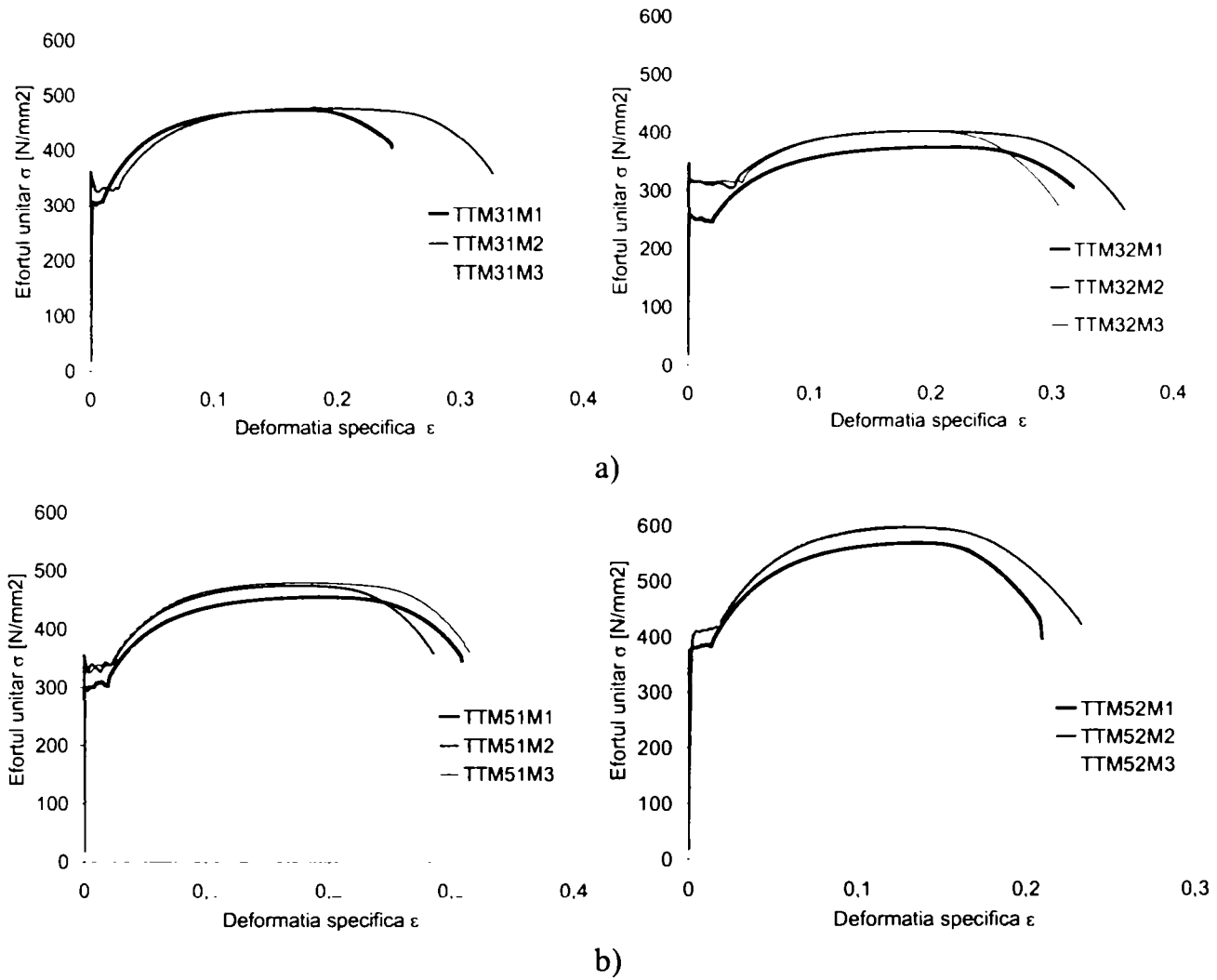


Figura 4.8 Diagrama caracteristica σ-ε pentru cele trei viteze de încărcare: a) OL37; b) OL52

Alungirea totală la rupere (LA_r) nu este influențată de viteza de deformare, astfel că vitezele de deformare din domeniul $0.03-0.06 \text{ s}^{-1}$ nu conduc la reducerea ductilității materialul de bază sau a materialului de adaos.

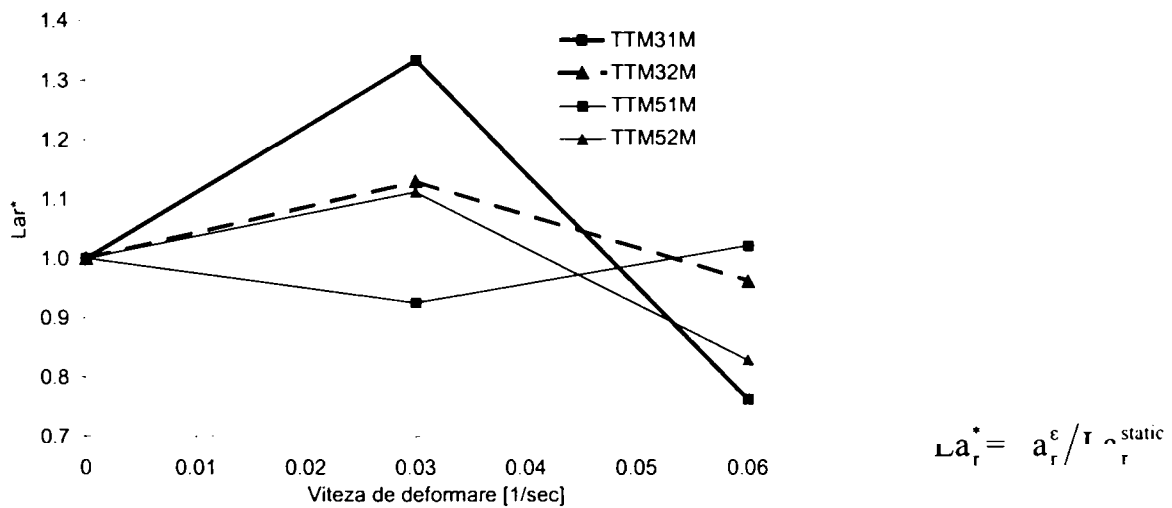


Figura 4.9 Variația alungirii totale la rupere (La_r) cu viteza de deformare

4.3.1.2 Încercarea de tracțiune pe epruvete sudate

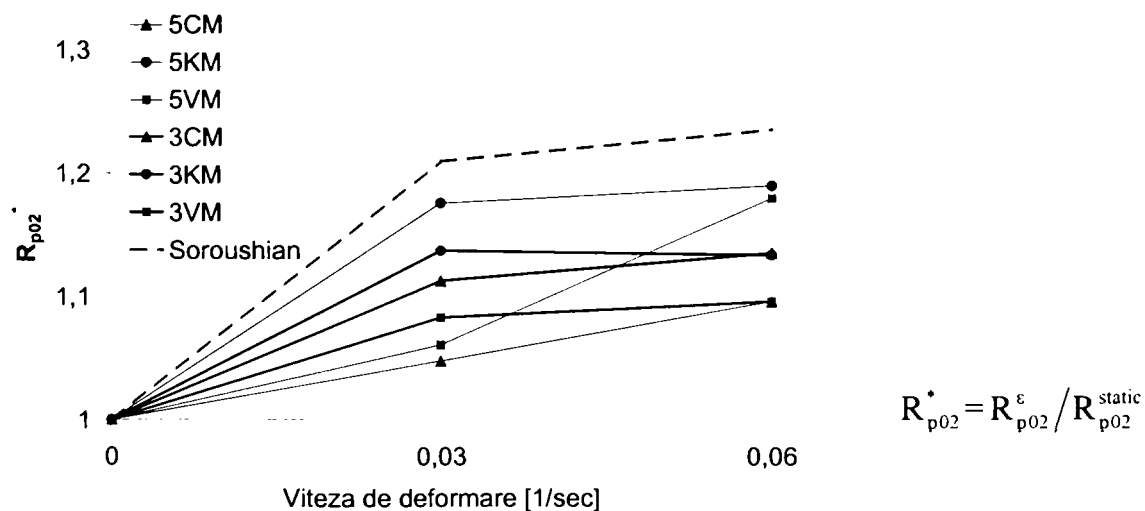
Parametrii luați în considerare la determinarea influenței vitezei de deformare asupra caracteristicilor mecanice au fost aceiași, cu diferența că limita inferioară de curgere (R_{e1}) a fost înlocuită cu limita convențională de curgere (R_{p02}). În Tabel 4.2 se prezintă valorile mărimilor caracteristice și modul de rupere pentru epruvetele încărcate monotonic.

Tabel 4.2 Mărimile caracteristice și modul de rupere al epruvetelor TTW încercate monotone

Specimen	Viteza de deformare [1/sec]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	ϵ_y	ϵ_u	Tip rupere
TTW3CM1	0,0001	290,2	460,4	0,047	0,172	MB
TTW3CM2	0,03	323,0	485,9	-	0,149	MB
TTW3CM3	0,06	329,5	493,1	-	0,128	MB
TTW3KM1	0,0001	290,1	464,8	-	0,176	MB
TTW3KM2	0,03	329,9	503,8	-	0,172	MB
TTW3KM3	0,06	328,9	510,3	-	0,147	MB
TTW3VM1	0,0001	306,6	473,3	-	0,173	MB
TTW3VM2	0,03	332,1	505,4	-	0,165	MB
TTW3VM3	0,06	336,1	500,6	-	0,153	MB
TTW5CM1	0,0001	300,0	457,2	0,034	0,148	MB
TTW5CM2	0,03	314,4	477,5	-	0,149	MB
TTW5CM3	0,06	328,8	486,5	0,010	0,157	MB
TTW5KM1	0,0001	302,7	462,0	0,008	0,179	MB
TTW5KM2	0,03	355,9	483,8	0,009	0,150	MB
TTW5KM3	0,06	360,1	494,8	0,008	0,131	MB
TTW5VM1	0,0001	286,9	299,3	0,050	0,054	S
TTW5VM2	0,03	304,4	322,0	0,050	0,050	S
TTW5VM3	0,06	338,5	417,1	-	0,034	S

MB: rupere în materialul de bază; S: rupere în zona îmbinării (sudură sau ZAT)

Rezultatele au arătat o variație a limitei convenționale de curgere cu creșterea vitezei de deformare (Figura 4.10) cu amplitudini mai mici decât în cazul materialului de bază sau de adaos (un maxim de 18% pentru viteza $\dot{\epsilon}_3$ în comparație cu un maxim de 27% pentru aceeași viteză în cazul materialului de bază).

Figura 4.10 Variația limitei convenționale de curgere (R_{p02}) pentru încărcarea monotona: (3-

OL37, 5-OL52; C-sudura de colț, V-sudura în 1/2V, K-sudura în K; M- încărcare monotonă)

În ceea ce privește rezistența la întindere a epruvetelor sudate (R_m) aceasta crește ușor cu viteza de deformare, maximul fiind de 9% pentru viteza $\dot{\epsilon}_3$, având aceeași amplitudine cu cea înregistrată în cazul materialului de bază (Figura 4.11). În cazul epruvetelor încărcate ciclic, creșterea rezistenței la rupere a fost chiar mai redusă, maximul fiind de 5%.

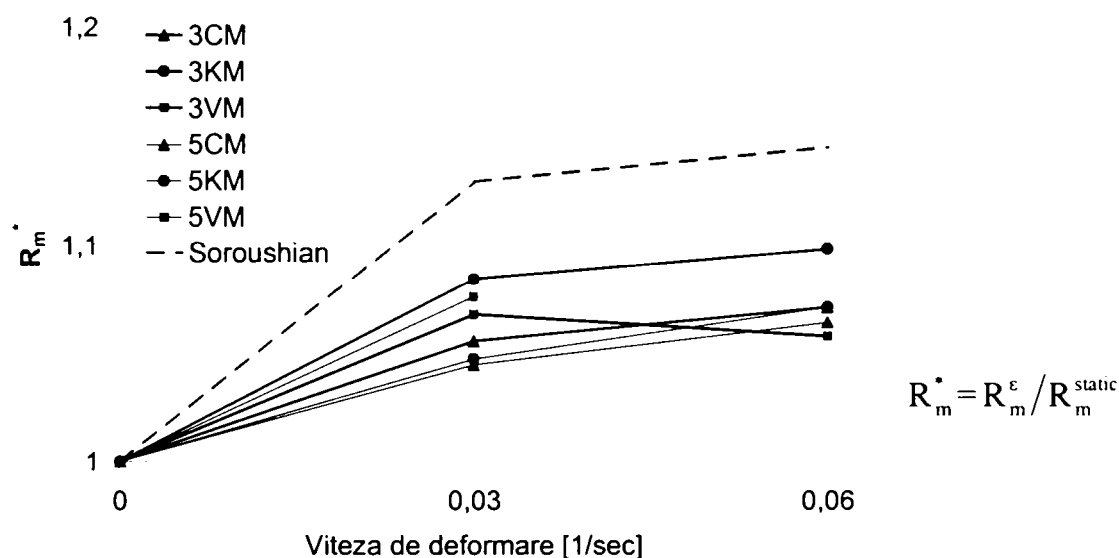


Figura 4.11 Variația rezistenței la întindere (R_m) cu viteza de deformare pentru epruvetele sudate

Spre deosebire de materialul de bază, pentru care creșterea vitezei de deformare nu a condus la scăderea ductilității, în cazul epruvetelor sudate încărcate monoton, aceasta a dus la scăderea ductilității (Figura 4.12) datorită reducerii alungirii totale la rupere (L_{ar}) (a fost înregistrată o singură excepție, pentru epruvetele 5CM).

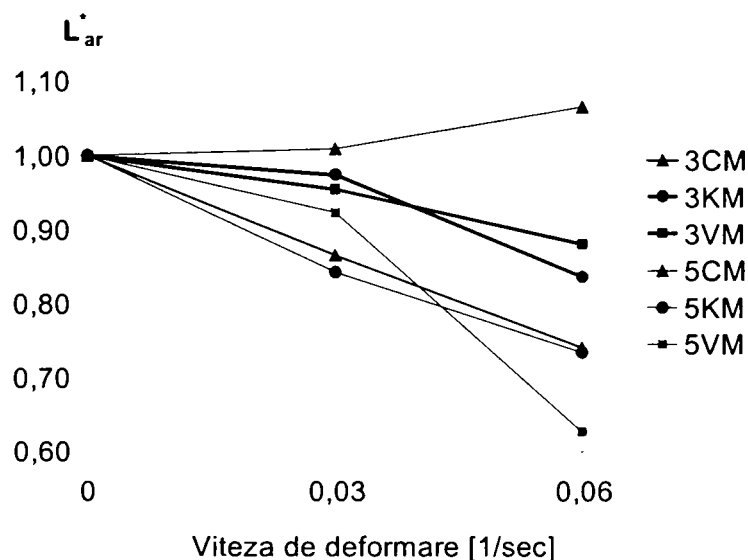


Figura 4.12 Variația ductilității (alungirea la rupere) epruvetelor sudate încărcate monoton cu viteza de deformare

În Figura 4.13 se prezintă diagramele caracteristice pentru epruvetele sudate, executate din oțel OL37 și din oțel OL52. La epruvetele cu suduri de colț (notate C) și cu prelucrare în 1/2V (notate V) se observă o lipsă a palierului de curgere. La epruvetele cu sudură în V,

defectele de sudură de la seria TTW5VM au dus la ruperea sudurilor și nu se poate observa influența vitezei de deformare sau a calității materialului de bază.

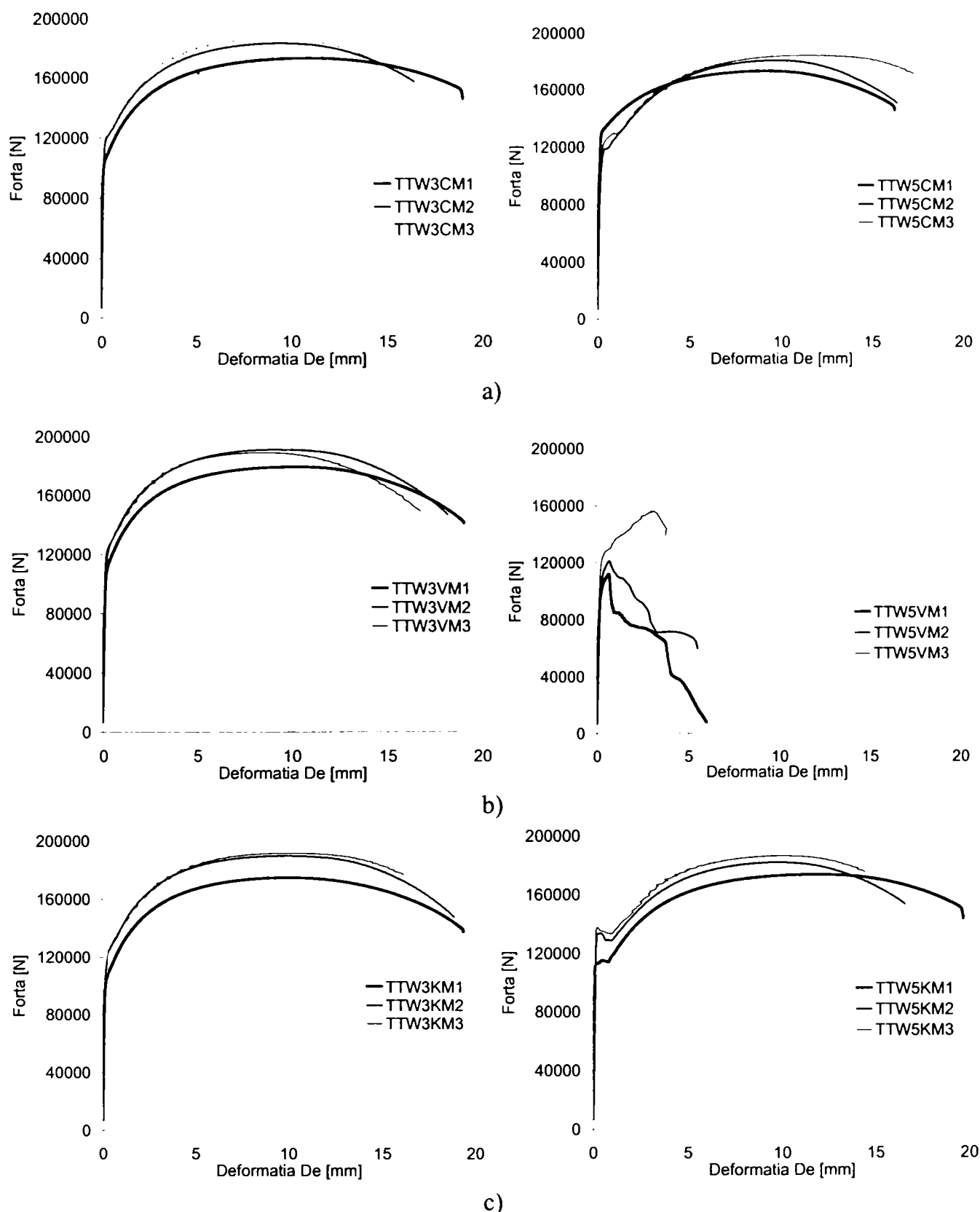


Figura 4.13 Diagrama forță - deplasare pentru cele trei tipuri de sudură: a) sudura de colt; b) sudura în 1/2V; c) sudura în K

4.3.1.3 Modul de rupere al epruvetelor sudate

Au fost deosebite două moduri diferite de rupere: ruperea în materialul de bază și ruperea în sudură. În cazul epruvetelor încărcate monoton, ruperea s-a produs în materialul de bază indiferent de viteza de încărcare (Figura 4.14). Un singur specimen realizat cu sudură cu

prelucrare in 1/2V a cedat prin ruperea sudurii, inasa acest lucru s-a datorat defectelor din cordonul de sudură.

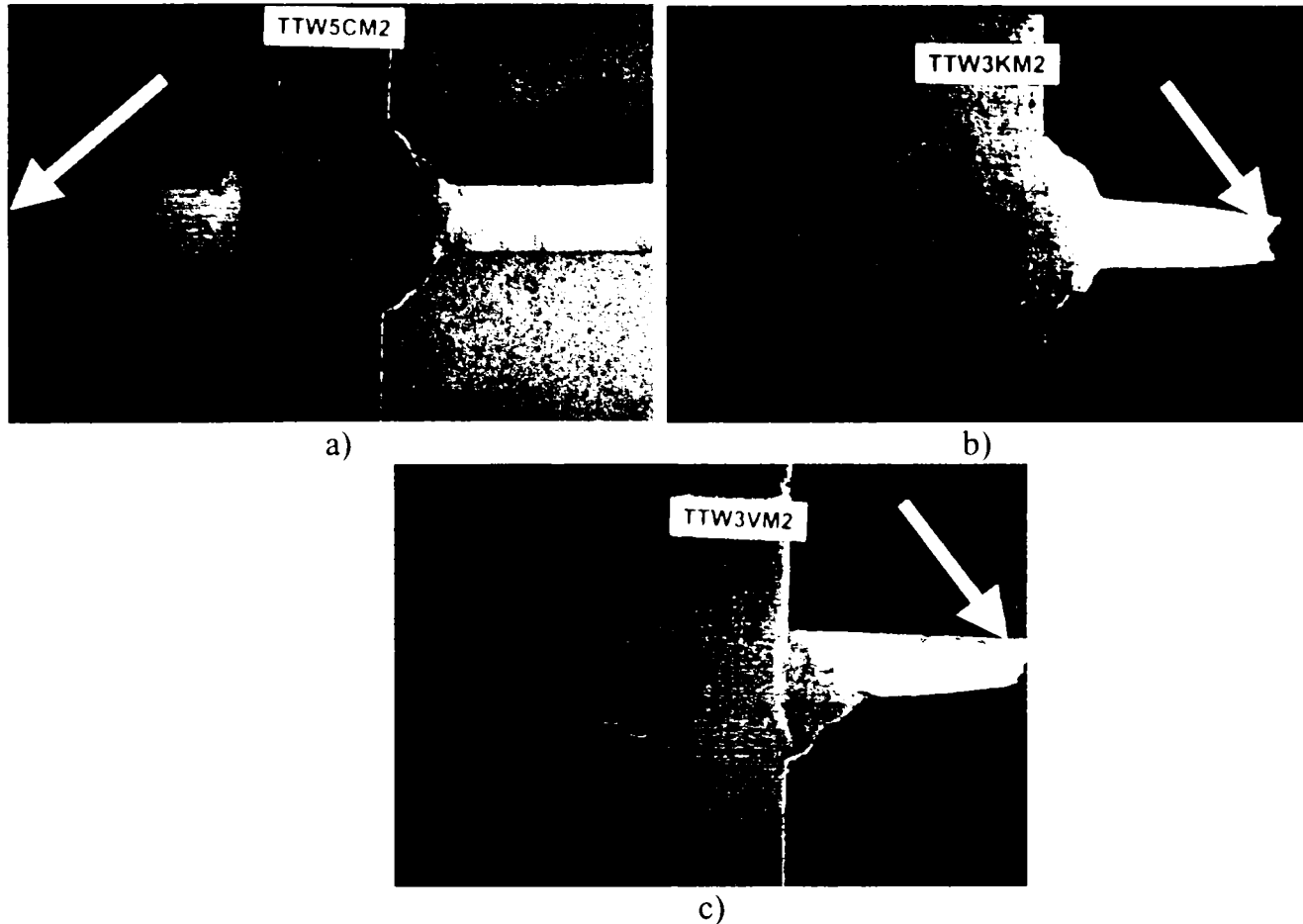


Figura 4.14 Ruperea epruvetelor sudate in materialul de bază la încărcarea monotonă:
a) sudura de colț; b) sudura cu prelucrare in K; c) sudura cu prelucrare in 1/2V

In cazul epruvetelor încărcate ciclic, creșterea vitezei de deformare a dus la creșterea probabilității de rupere in sudură a epruvetelor realizate cu sudură de colț si cu prelucrare in 1/2V (Figura 4.16, Figura 4.17). Pentru sudurile de colt acest lucru se explică prin grosimea mai mică a cordoanelor de sudură decât cea specificată, fapt ce a dus la slăbirea secțiunii in zona cea mai solicitată. Măsurătorile au arătat că valoarea medie a sudurii de colț a fost de 4.5 mm, în loc de 8 mm cat a fost precizat prin proiect ($0.7t_{min}=0.7 \times 12=8.4\text{mm}$), grosime care ar fi asigurat o rezistență a sudurii cel puțin egală cu cea a materialului de bază. Intra-adevăr, dacă se consideră forța necesară pentru fiecare cordon de sudură:

$$F_{Rd} = \frac{30 \times 12 \times 235}{2} = 42300\text{N} \Rightarrow a_{nec} = \frac{F_{Rd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \gamma_{Mw}}{f_u \times L} = \frac{42300 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{360 \times 30} = 6.7\text{mm}$$

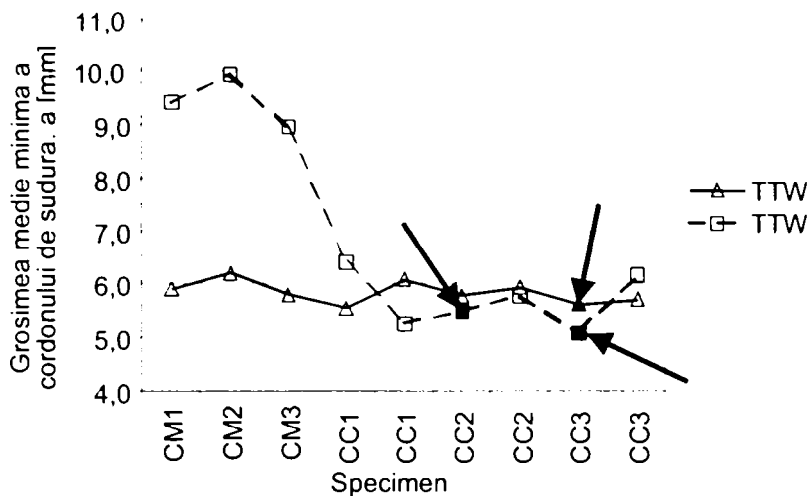


Figura 4.15 Corelarea ruperii in sudură cu grosimea insuficientă a cordoanelor de sudură de colț (ruperile in sudură marcate cu săgeți)

Intr-adevăr, pentru cordoane de sudură cu grosimea mai mare de 6,7mm nu s-au produs ruperi ale specimenelor in sudură ci numai in materialul de bază. Ruperile in sudură s-au produs doar la specimenele la care sudura de colț a avut o grosime mai mică de 6,7mm, indiferent de viteza de deformare.

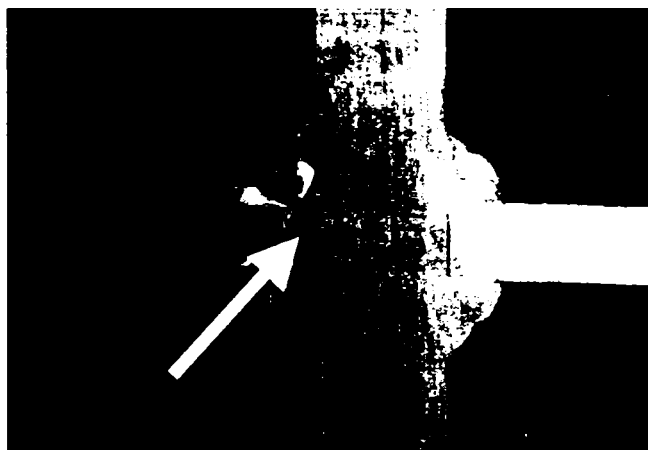


Figura 4.16 Ruperea epruvetelor cu sudură de colț

In cazul sudurilor cu prelucrare in 1/2V ruperea sudurilor s-a datorat defectelor excesive din sudură, in special datorită penetrării incomplete in apropierea rădăcinii sudurii.

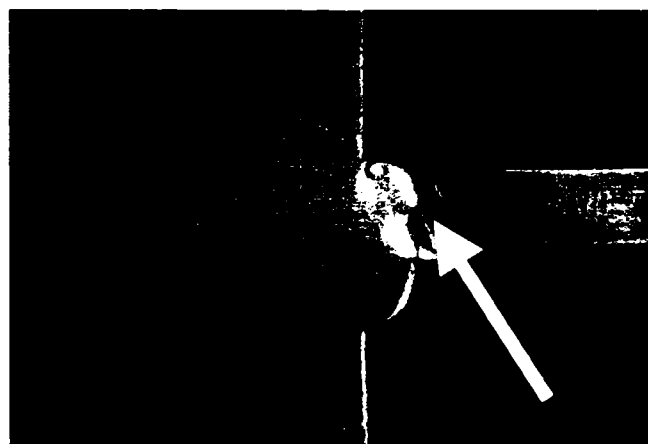


Figura 4.17 Ruperea epruvetelor cu sudură cu prelucrare in 1/2V

Ruperea epruvetelor realizate cu sudură cu prelucrare in K s-a produs întotdeauna in metalul de bază, indiferent de viteza de deformare (Figura 4.18). Comportarea bună a acestor suduri le recomandă pentru utilizarea lor in cazul elementelor solicitate cu viteze mari de

deformare.

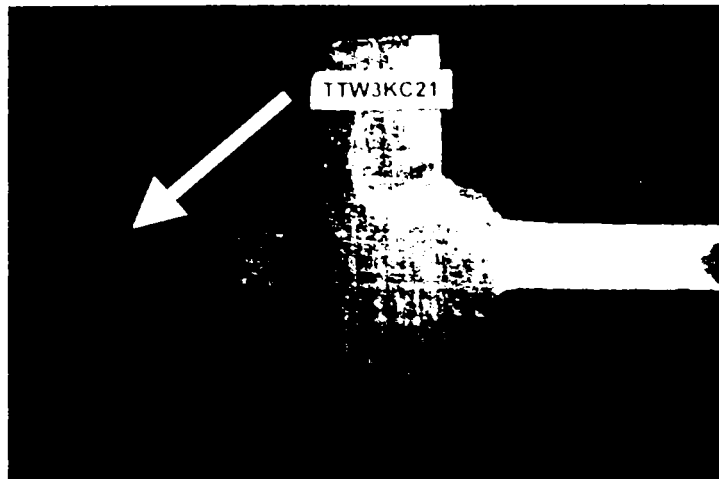


Figura 4.18 Ruperea epruvetelor cu sudură cu prelucrare în K

4.3.1.4 Concluziile încercărilor experimentale

Încărcarea aplicată monoton

- Atât limita de curgere cât și rezistența la întindere cresc odată cu creșterea vitezei de deformare, maximele fiind de 27% și respectiv 8% pentru viteza $\dot{\epsilon}_3 = 0.06s^{-1}$. Valorile maxime se înregistrează în cazul oțelului mai moale (OL37);
- În cazul creșterii vitezei de deformare s-a constatat o scădere a alungirii la rupere și implicit a ductilității, reducerea maximă fiind de aproape 40%;
- Ruperea s-a produs în toate cazurile în materialul de bază, indiferent de procedeul de sudură și de viteza de deformare.

Încărcarea aplicată ciclic

- Rezistența la întindere prezintă o ușoară creștere (valoarea maximă de 5% pentru viteza $\dot{\epsilon}_3$) cu viteza de deformare, mai redusă însă decât în cazul încărcării monotone;
- Spre deosebire de cazul încărcării monotone, în cazul încărcării ciclice nu se produce o reducere clară a ductilității. Opinia generală este că datorită creșterii vitezei de deformare se produce o reducere a rezilienței materialului și automat a ductilității materialului. Încercările au arătat însă că ductilitatea nu este afectată de viteza de deformare, rezultate asemănătoare fiind obținute și în urma încercărilor experimentale realizate de Nakashima et al (1998) asupra unor noduri riglă-stâlp. Măsurătorile efectuate de către cercetătorii japonezi au arătat că în zona de rupere are loc o încălzire locală (cu peste 20°C față de temperatura ambiantă) fapt ce compensează efectul defavorabil al vitezei de deformare.
- În cazul încărcării aplicate ciclic, creșterea vitezei de deformare a condus la creșterea probabilității de rupere în sudură a epruvetelor realizate cu sudură de colț și cu prelucrare în 1/2V. Ruperea epruvetelor realizate cu sudură cu prelucrare în K s-a produs întotdeauna în metalul de bază, indiferent de viteza de deformare.

4.3.2 Studiu numeric asupra influenței vitezei de deformare

Încercările experimentale prezentate au dat un răspuns în ceea ce privește influența vitezei de deformare asupra comportării îmbinărilor sudate. Datorită limitărilor impuse de numărul de specimene încercate cât și de variația parametrilor folosiți în studiu (calități de material, viteze de deformare, grosimi de elemente, etc), sunt necesare încercări suplimentare pentru extinderea concluziilor studiului. Datorită costului ridicat al încercărilor experimentale dar și datorită timpului relativ mare necesar pentru realizarea specimenelor, se impun alte metode de analiză. Una dintre aceste metode o constituie analiza numerică. Această metodă a cunoscut o dezvoltare deosebită în ultimul timp, în primul rând datorită dezvoltării unor programe de calcul bazate pe metoda elementului finit. Comparativ cu metoda experimentală,

metoda numerică are avantajul unui cost mai scăzut. Pentru a avea siguranța unor rezultate corecte este însă necesară calibrarea modelelor numerice pe baza rezultatelor încercărilor experimentale.

Pentru studiu s-a utilizat programul de calcul cu elemente finite NASTRAN 70.7 împreună cu pre-postprocesorul Patran 9.0. Tipul de element finit folosit din biblioteca de elemente a programului NASTRAN a fost elementul solid cu 8 noduri (HEX 8) respectiv 6 noduri (WEDGE 6).

4.3.2.1 Descrierea modelelor

S-au realizat trei modele corespunzătoare celor trei tipuri de specimene încercate: cu sudură de colț, cu prelucrare în K și cu prelucrare în $1/2V$, încercând modelarea cât mai exactă a epruvetelor încercate experimental. S-a impus acest lucru deoarece s-au constatat diferențe importante în forma geometrică a epruvetelor față de cea prescrisă prin proiect, acest lucru afectând perpendicularitatea pieselor îmbinate.

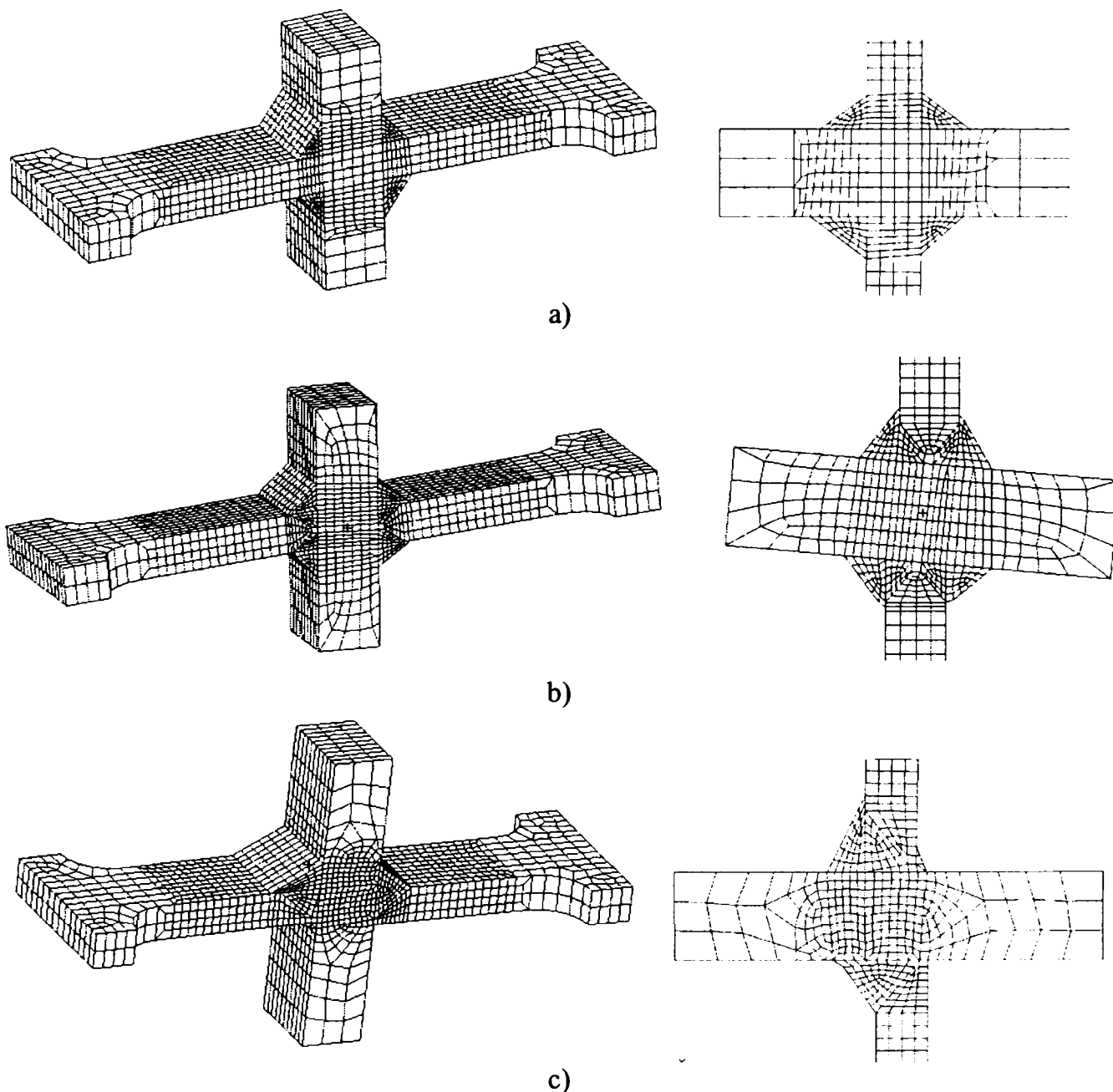


Figura 4.19 Modelele cu elemente finite: a) cu sudură de colț, b) cu prelucrare în K, c) cu prelucrare în $1/2V$

Grosimea cordoanelor de sudură a fost introdusă conform datelor obținute din

măsurarea epruvetelor înainte de încercare, pentru a păstra asemănarea dintre modelele numerice și epruvete. Defectele din suduri au condus la deformarea destul de accentuată în timpul încercării (în cazul sudurilor cu prelucrare în K și în $\frac{1}{2}V$), respectiv modificarea unghiului de 90° inițial dintre piesele îmbinate. În cazul sudurilor de colț s-a respectat zona de discontinuitate a materialului de pe grosimea tălpii observată la inspecția vizuală a epruvetelor. Pentru sudura în $\frac{1}{2}V$ a avut loc o lipsă de topire la rădăcina sudurii pentru talpa inferioară a epruvetei, datorită nerespectării distanței de 2 mm dintre cele două piese, ceea ce a condus la o discontinuitate în acea zonă. Tocmai datorită acestei discontinuități modelul are o excentricitate mai mare.

Cele trei modele au avut următoarele dimensiuni, funcție de forma lor geometrică:

- sudura de colț: 5994 noduri/4636 elemente;
- sudura în K: 7500 noduri/6090 elemente;
- sudura în $\frac{1}{2}V$: 7003 noduri/5590 elemente.

Condițiile de margine au fost aplicate doar pentru capetele modelului, restul nodurilor fiind lăsate libere. Pentru nodurile de la capetele modelului au fost împiedicate toate cele șase grade de libertate pentru capătul încastrat și cinci grade de libertate pentru capătul prin care se introduce încărcarea. La acest capăt s-a impus o deplasare egală cu deplasarea impusă epruvetelor încercate experimental.

4.3.2.2 Descrierea materialului și a încărcării

Pentru calitatea materialelor s-au utilizat valorile obținute în încercările pe materialul de bază (placa de capăt și talpa) și de adaos din sudură. Programul Nastran, prin intermediul preprocesorului grafic Patran, permite introducerea curbei caracteristice a materialului prin puncte, definind astfel un material cu caracteristici neliniare. Punctele de pe curbă trebuie alese astfel încât tangenta unghiului făcut de prima parte a curbei cu verticala să fie egală cu modulul de elasticitate introdus inițial pentru definirea caracteristicilor elastice ale materialului.

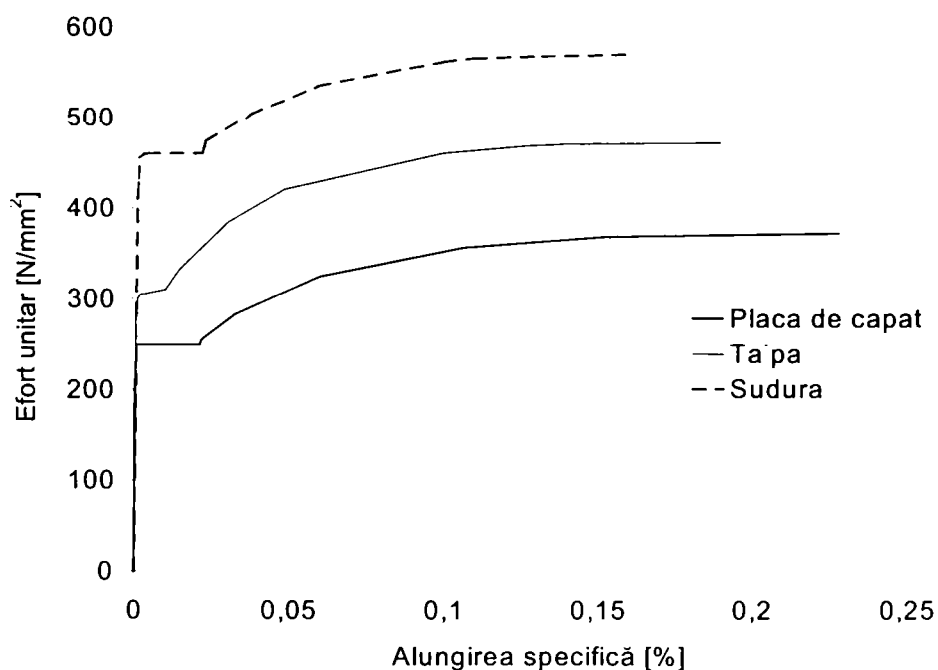


Figura 4.20 Curbe caracteristice de material introduse în modelul cu elemente finite

După cum s-a putut observa din încercările experimentale, viteza de deformare conduce la modificarea caracteristicilor de material, cum ar fi: limita de curgere, rezistența la întindere, alungirea la rupere, etc. În acest fel, pentru luarea în considerare a vitezei de deformare se

introduc în analiza numerică curbele caracteristice de material corespunzătoare vitezei de deformare respective. Încărcarea s-a aplicat în control de deplasare în mod identic cu procedura folosită în încercările experimentale. Analiza neliniară (denumită SOL 106 în Nastran) s-a realizat cu 20 de pași de încărcare. Metoda de calcul folosită a fost Newton-Raphson modificată, o metodă care face economie de volum de calcul utilizând un algoritm de actualizare a matricii de rigiditate a elementului funcție de rata de convergență a problemei.

4.3.2.3 Descrierea rezultatelor

Sudura de colț. În Figura 4.21 se prezintă comparativ curbele forță - deplasare obținute pe modelul numeric și cel experimental. Se observă o comportare similară a modelului numeric până la forța maximă. Modul de deformare al modelului numeric este similar cu cel al modelului experimental, zona de discontinuitate introdusă în modelul numeric fiind în acest caz confirmată de modelul experimental (Figura 4.22).

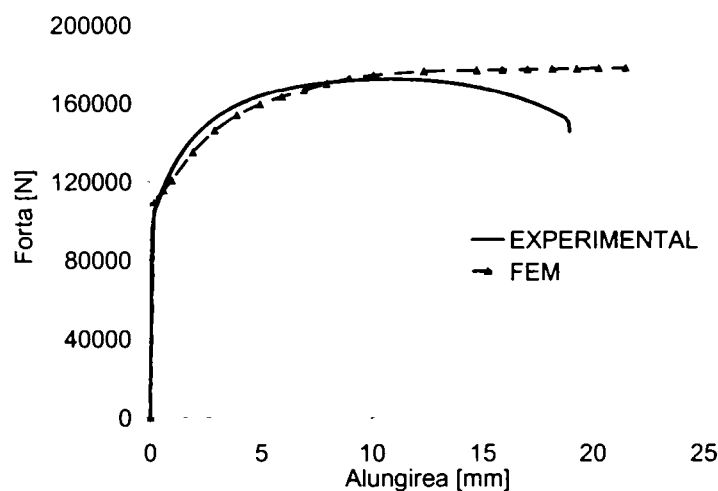


Figura 4.21 Curbele forță - deplasare pentru epruvetele îmbinate cu sudură de colț

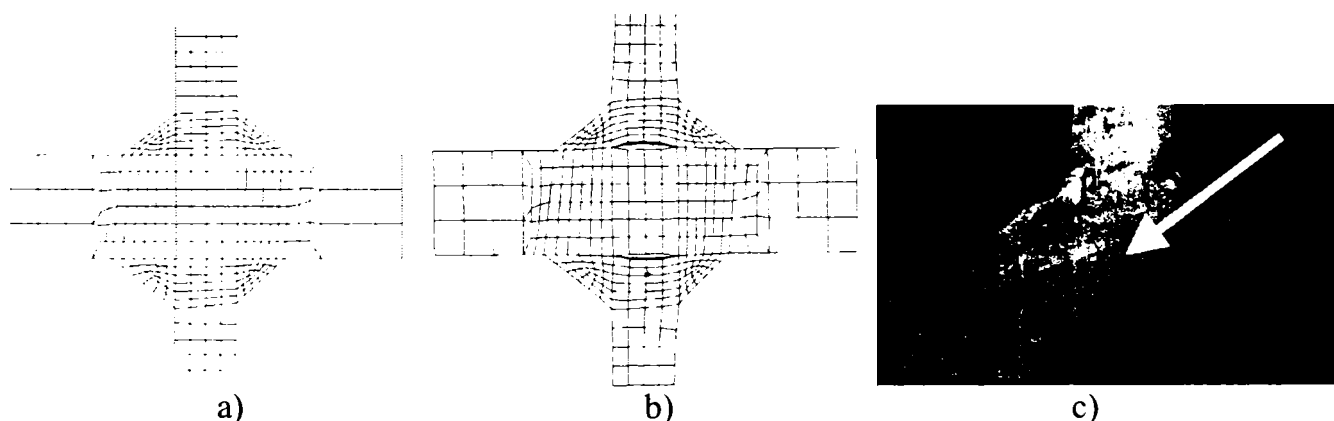


Figura 4.22 Forma deformată a modelului cu sudură de colț: a) inițial; b) final; c) experimental

Sudura în 1/2V. În Figura 4.23 se prezintă comparativ curbele forță - deplasare obținute pe modelul numeric și cel experimental. Modelul numeric are și în acest caz o comportare similară cu cea a modelului numeric, cele două curbe fiind foarte apropiate. Una din problemele apărute în cazul acestui tip de sudură l-a constituit modelarea rostului dintre talpă și placă de capăt datorită sudurii incomplete (indicată de săgeată pe modelul deformat și cel experimental). Aceasta zonă a constituit de altfel și punctul de inițiere a fisurii care a condus în final la ruperea prematură a epruvetei. Modul de deformare al modelului numeric arată o rotire pronunțată a plăcii de capăt deoarece creșterea forței conduce la o tendință de aliniere a celor două centre de aplicare a forței (Figura 4.24).

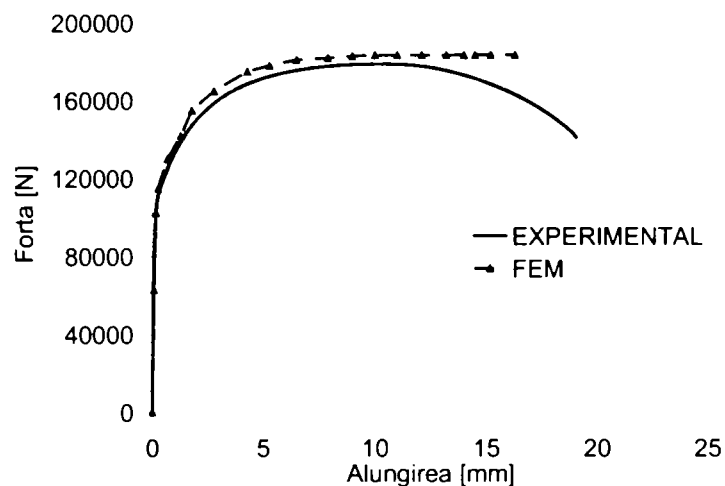


Figura 4.23 Curbele forță - deplasare pentru epruvetele îmbinate cu sudură in 1/2V

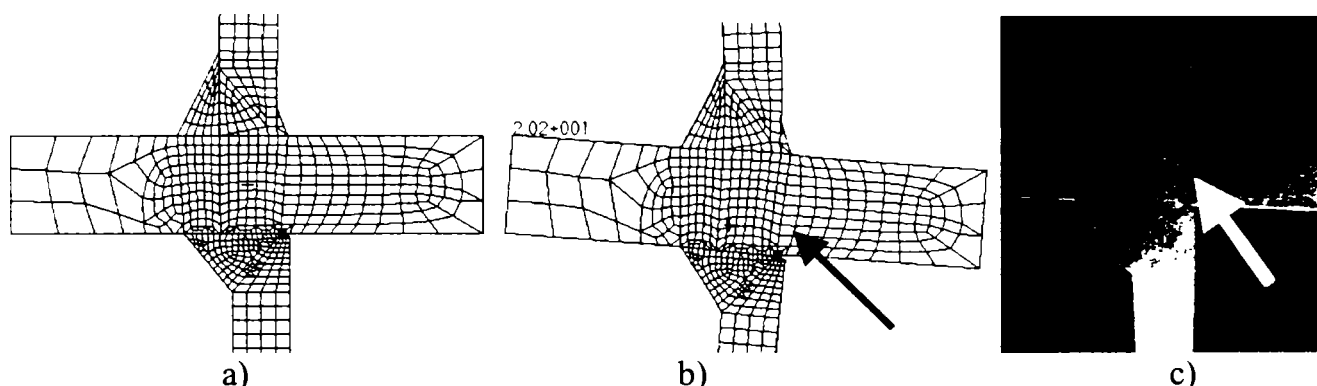


Figura 4.24 Forma deformată a modelului cu sudură in V: a) inițial; b) final; c) experimental

Sudura in K. In Figura 4.25 se prezintă comparativ curbele forță - deplasare obținute pe modelul numeric si cel experimental. Modelul numeric are si in acest caz o comportare similară cu a modelului numeric, cele două curbe fiind foarte apropiate. Modul de deformare al modelului numeric arată o rotire pronunțată a plăcii de capăt deoarece creșterea forței conduce la o tendință de aliniere a celor două centre de aplicare a forței (Figura 4.26).

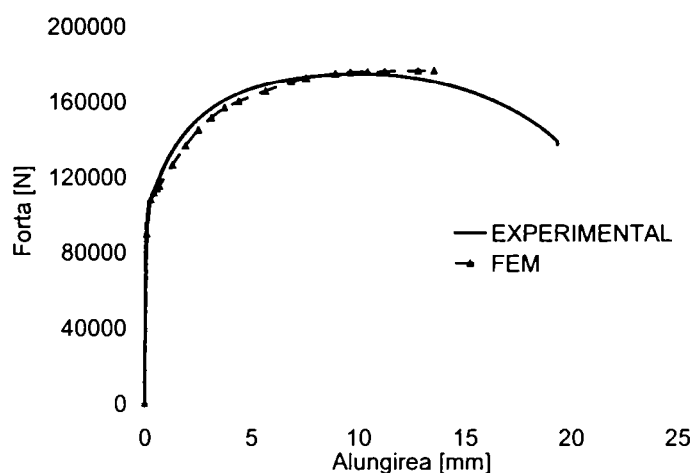
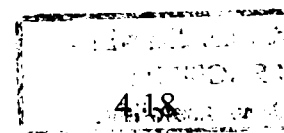


Figura 4.25 Curbele forță - deplasare pentru epruvetele îmbinate cu sudură in K



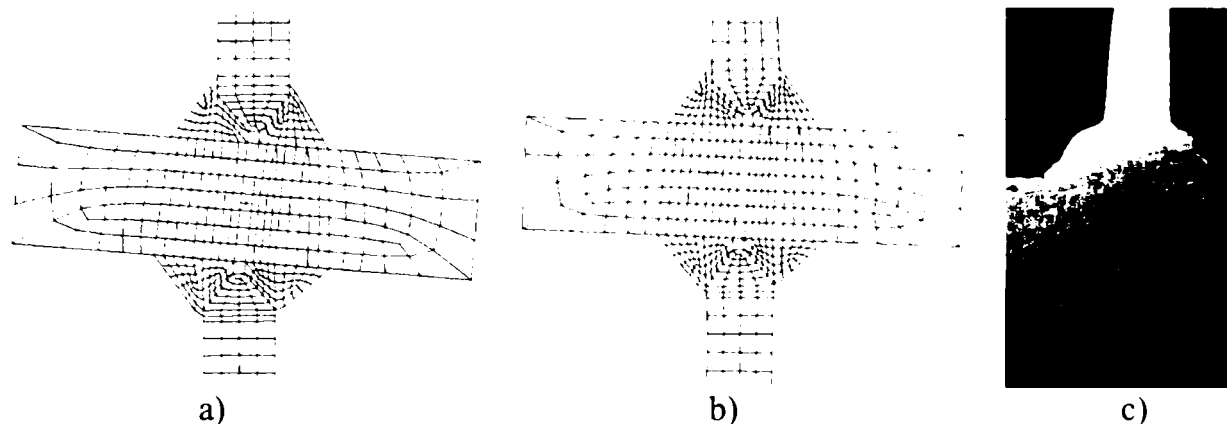


Figura 4.26 Forma deformată a modelului cu sudură in K: a) inițial; b) final; c)experimental

4.3.2.4 Relații analitice pentru determinarea caracteristicilor mecanice

Datorită limitărilor în ceea ce privește valoarea maximă a vitezei de deformare ce poate fi introdusă la presa, nu s-au putut introduce viteze mai mari decât $\dot{\epsilon} = 0,06 \text{ sec}^{-1}$. De asemenea, prin modul de introducere a vitezei de deformare (adică prin curbe caracteristice de material corespunzătoare fiecărei viteze de deformare), nu se pot utiliza valorile obținute la încercările pe material decât pentru vitezele respective, adică $\dot{\epsilon} = 0,0001 \text{ sec}^{-1}$, $\dot{\epsilon} = 0,03 \text{ sec}^{-1}$ și $\dot{\epsilon} = 0,06 \text{ sec}^{-1}$. De aceea, pentru a putea extinde studiul numeric la valori diferite ale vitezei de deformare față de cele experimentale, este necesară determinarea pe cale analitică a caracteristicilor de material pentru fiecare viteză de deformare. Pentru aceasta se vor folosi relațiile analitice propuse de Soroushian&Choi (1987). Considerând influența diferită a vitezei de deformare asupra caracteristicilor mecanice ale oțelului în funcție de limita de curgere a acestuia, Soroushian a propus următoarele relații pentru variația limitei de curgere superioară și inferioară, rezistența ultimă, inițierea ecrisării și alungirea maximă:

$$\frac{f'_y}{f_y} = (-0,451 \times 10^{-6} f_y + 1,46) + (-9,20 \times 10^{-7} f_y + 0,0927) \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (4.12)$$

$$\frac{f'_p}{f_p} = (-6,83 \times 10^{-6} f_y + 1,72) + (-1,37 \times 10^{-6} f_y + 0,144) \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (4.13)$$

$$\frac{f'_u}{f_u} = (-7,71 \times 10^{-7} f_y + 1,15) + (-2,44 \times 10^{-7} f_y + 0,04969) \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (4.14)$$

$$\frac{\epsilon'_h}{\epsilon_h} = (-4,21 \times 10^{-5} f_y + 4,46) + (-8,41 \times 10^{-6} f_y + 0,693) \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (4.15)$$

$$\frac{\epsilon'_u}{\epsilon_u} = (-8,93 \times 10^{-6} f_y + 1,4) + (-1,79 \times 10^{-6} f_y + 0,0827) \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (4.16)$$

în care:

f_y - limita inferioară de curgere sub încărcări statice

f'_y - limita inferioară de curgere sub încărcări dinamice

f_p - limita superioară de curgere sub încărcări statice

f'_p - limita superioară de curgere sub încărcări dinamice

f_u - rezistența ultimă sub încărcări statice

f'_u - rezistența ultimă sub încărcări dinamice

ε_h - deformația specifică corespunzătoare inițierii ecrisării sub încărcări statice

ε_h' - deformația specifică corespunzătoare inițierii ecrisării sub încărcări dinamice

ε_u - deformația ultimă sub încărcări statice

ε_u' - deformația ultimă sub încărcări dinamice

Pe baza relațiilor anterioare se poate construi curba caracteristică efort unitar-deformație specifică pentru orice viteză de deformare:

$$f_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s, & \text{pentru } \varepsilon_s < \frac{f_y'}{E_s} \\ f_y' & \text{pentru } \frac{f_y'}{E_s} < \varepsilon_s < \varepsilon_h' \\ f_y' \left[\frac{112(\varepsilon_s - \varepsilon_h') + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_h') + 2} + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_h'}{\varepsilon_u' - \varepsilon_h'} \left(\frac{f_u'}{f_y'} - 1,7 \right) \right] & \text{pentru } \varepsilon_h' < \varepsilon_s < \varepsilon_u \end{cases} \quad (4.17)$$

în care:

- f_s = efortul unitar
- ε_s = deformația specifică
- E_s = modulul de elasticitate

Datorită abaterilor constatate între valorile experimentale ale curbelor $\sigma - \varepsilon$ și cele obținute cu relațiile propuse de Soroushian, s-au calibrat valori noi pentru coeficienții folosiți în relațiile constitutive:

$$\frac{f_y'}{f_y} = 1,22 + 0,09 \log_{10} \dot{\varepsilon} \quad (4.18)$$

$$\frac{f_u'}{f_u} = 1,11 + 0,05 \log_{10} \dot{\varepsilon} \quad (4.19)$$

$$\frac{\varepsilon_h'}{\varepsilon_h} = 2,5 + 0,69 \log_{10} \dot{\varepsilon} \quad (4.20)$$

$$\frac{\varepsilon_u'}{\varepsilon_u} = 1,4 + 0,1 \log_{10} \dot{\varepsilon} \quad (4.21)$$

Pentru definirea mărimilor caracteristice de mai sus, s-au folosit recomandările conținute în raportul SAC referitor la fabricarea, inspecția și încercarea experimentală a îmbinărilor riglă-stâlp (SAC/BD-97/02, 1997).

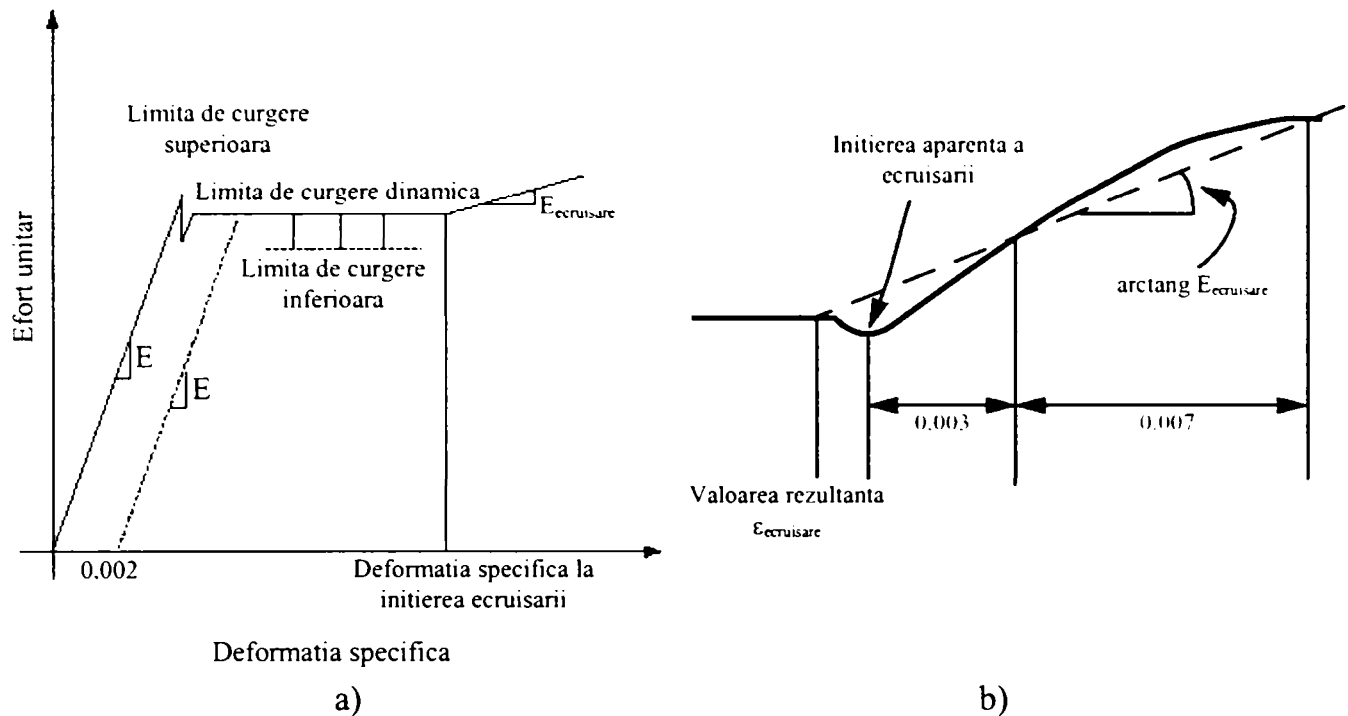


Figura 4.27 Definierea curbei caracteristice $\sigma - \epsilon$: a) termenii generali; b) modul de obținere a deformației specifice corespunzătoare inițierii ecrusării

În Figura 4.28 se prezintă curbele experimentale $\sigma - \epsilon$ comparativ cu cele obținute cu relațiile modificate 4.13. Se poate observa o apropiere foarte bună a rezultatelor pentru cele două tipuri de material considerate.

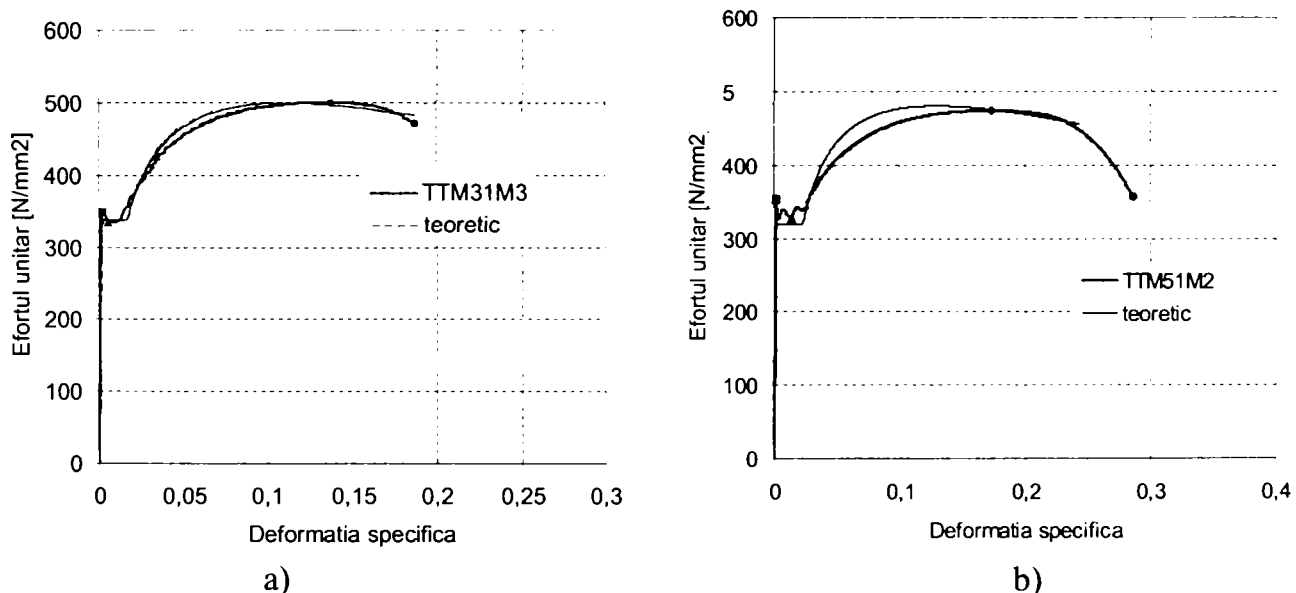


Figura 4.28 Curbele teoretice si experimentale $\sigma - \epsilon$: a) OL37; b) OL52

Pe baza acestor rezultate se pot acum descrie curbele caracteristice $\sigma - \epsilon$ pentru orice viteză de încărcare dorită, cu condiția ca valorile statice ale caracteristicilor mecanice să fie cunoscute.

4.4 Efectul acumulării deformațiilor plastice - oboseala plastică

După cum este cunoscut, structurile metalice suferă degradări în timp, datorită încărcărilor aplicate, factorilor climatici, etc. Scăderea rezistenței datorită solicitărilor sau deformațiilor repetate poartă numele de oboseală. Ruperea prin oboseală diferă substanțial de

cea sub solicitări statice deoarece se poate produce la eforturi unitare mai mici decât limita de curgere și nu este însoțită de deformații plastice. Verificarea la oboseală este bine determinată pentru diferite tipuri de structuri supuse la acțiuni variabile în timp, cum ar fi: podurile, platformele maritime, poduri rulante, grinzile podurilor rulante, etc. Pentru aceste tipuri de structuri, verificările la starea limită de oboseală sunt adesea mai drastice decât verificările la starea limită de serviciu sau la starea limită ultimă. Acest lucru implică faptul că rezistența la oboseală prevalează asupra rigidității sau rezistenței elementelor structurii. Ca urmare, detaliile de execuție trebuie să fie adaptate astfel încât să aibă o comportare corespunzătoare la oboseală. În mod uzual, structurile pentru clădiri sunt excluse de la acest tip de verificare. Aceasta verificare nu este necesară în prezent nici în cazul structurilor supuse la acțiuni seismice. Normele actuale prevăd, în general, verificări de rezistență, rigiditate și ductilitate, aceasta din urmă datorită faptului că este permisă plastificarea în anumite secțiuni sub acțiunea unui cutremur puternic. Acest lucru conduce însă la acceptarea unor distrugerii în structură datorită plastificării secțiunilor. Deși acest lucru este evident, în normele actuale nu există prevederi referitoare la acest ultim aspect. Unul din motive îl constituie faptul că structurile metalice au fost considerate mult timp invulnerabile din punct de vedere seismic. Un al doilea motiv îl constituie faptul că, deși cele două fenomene enunțate sunt similare, i.e. oboseala și apariția și dezvoltarea fisurilor, există diferențe evidente în ceea ce privește caracterul încărcării seismice. Mai exact, oboseala datorată încărcării seismice nu se produce sub acțiunea unui număr mare de cicluri având amplitudini relativ reduse (sub valoarea limitei de curgere), ci unui număr redus de cicluri de deformații plastice, fenomen care poartă denumirea de oboseală plastică. Acest lucru a devenit și mai evident după cutremurele de la Northridge, SUA (1994) și Kobe, Japonia (1995). Aceste cutremure au dus la distrugerea sau avarierea unui număr mare de clădiri cu schelet metalic. Multe din avariile înregistrate au constat în fisuri sau ruperi în zona îmbinărilor riglă-stâlp, argumentând astfel necesitatea luării în calcul a oboselii în domeniul plastic. Studiile experimentale și analitice care au urmat au arătat o rezistență redusă la oboseală, la aceasta contribuind mai mulți factori: tenacitatea redusă a materialului, detalii necorespunzătoare (concentrări de tensiune la rădăcina cordonului de sudură), s.a.

Așa cum s-a definit anterior, ductilitatea locală în cazul structurilor în cadre metalice este exprimată prin capacitatea de rotire a secțiunilor plastificate, care depinde în principal de clasa secțiunii. În cazul încărcărilor orizontale induse de acțiunea seismică, plastificările se concentrează de regulă la extremitățile elementelor, deși pot să apară și în secțiuni intermediare, în special în cazul riglelor cu lungime mare. Capacitatea de rotire a elementelor nu este influențată doar de clasa secțiunii ci și de alți factori cum ar fi: pierderea stabilității locale prin încovoiere, încovoiere-răsucire, distorsiune, voalarea inimii din forfecare sau interacțiunea dintre aceste moduri. Toate aceste observații conduc către ideea că ductilitatea locală este mai mult o proprietate a elementelor decât a secțiunilor transversale. De aceea, conceptul de clasa a secțiunii ar trebui înlocuit cu conceptul de clasă a elementului (Petcu & Gioncu 2003).

4.4.1 Comportarea elementelor supuse la încărcări monotone

Capacitatea de rotire a grinzilor metalice sub încărcări statice a fost intens studiată, atât teoretic cât și experimental. Majoritatea încercărilor experimentale au fost realizate pe grinzi simplu rezemate, așa cum este arătat în Figura 4.29.

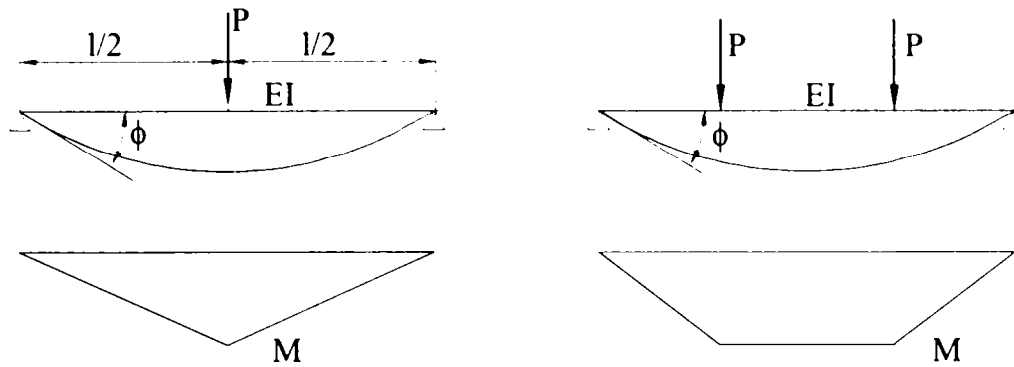


Figura 4.29 Condițiile de încărcare pentru grinda simplu rezemată

Plasticizarea grinzii începe de la fibrele extreme ale secțiunii celei mai solicitate din câmp și se extinde progresiv odată cu încărcarea, atât pe grosimea secțiunii cât și pe lungimea elementului. La o anumită valoare a momentului, grinda nu mai poate suporta încărcările aplicate. Comportarea grinzii este descrisă în Figura 4.30, printr-o relație de tipul moment în câmp – rotația la capăt grinzii.

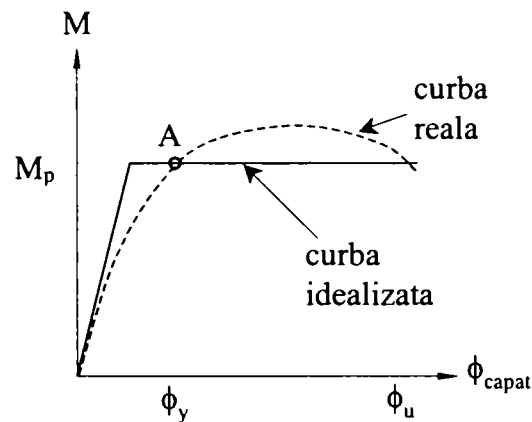


Figura 4.30 Relația moment încovoietor în câmp – rotația la capăt pentru grinda simplu rezemată

Pentru analiza comportării inelastice a elementelor din oțel, sunt folosite în general două metode: *metoda zonelor plastice* și *metoda articulațiilor plastice*.

Prima metodă permite plasticizarea graduală a elementului, începând de la fibra cea mai solicitată a secțiunii celei mai solicitate și extinzându-se apoi atât pe înălțimea secțiunii transversale cât și în lungul elementului. În mod corespunzător, rigiditatea în lungul elementului se modifică în funcție de încărcare. Deformata elementului este continuă pe toată durata încărcării iar rotațiile se produc doar în articulațiile reale ale elementelor.

În metoda articulațiilor plastice, plasticizarea este concentrată în anumite secțiuni, care după atingerea momentului plastic își pierd complet rigiditatea și se comportă ca niște articulații. În Figura 4.30 este arătată cu linie continuă comportarea ideală a elementului în conformitate cu metoda articulațiilor plastice. După formarea articulației plastice - punctul A, linia deformată devine discontinuă. În figura 4.10 este arătată curba moment încovoietor – rotație în aceeași secțiune din câmp.

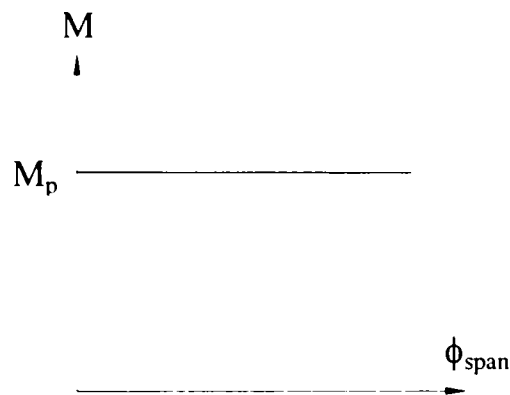


Figura 4.31 Curba moment încovoietor - rotire pentru o secțiune din câmp

Din punct de vedere geometric, rotirea plastică în câmp este legată de rotirea de la capăt prin relația:

$$\varphi_p = 2(\phi - \varphi_y) \quad (4.22)$$

Ductilitatea locală în termeni de rotiri este dată în relația 4.23:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (4.23)$$

unde:

φ_u = rotirea ultimă corespunzătoare momentului plastic M_p

φ_y = rotirea elastică corespunzătoare momentului plastic M_p

Din relațiile 4.22 și 4.23, capacitatea de rotire a grinzii va fi:

$$\varphi_p = 2(\mu_\varphi - 1)\varphi_y \quad (4.24)$$

Rotirea capătului grinzii corespunzătoare curgerii va fi (Figura 4.29):

$$\varphi_y = \frac{1}{4} \frac{M_p l}{EI} \quad (4.25)$$

în care EI este rigiditatea iar l este lungimea.

Capacitatea de rotire finală va fi dată de ecuația 4.26:

$$\varphi_p = (\mu_\varphi - 1)\varphi_y = (\mu_\varphi - 1) \frac{1}{2} \frac{M_p l}{EI} \quad (4.26)$$

Rezultatele încercărilor experimentale pe grinzi cu secțiune compactă prezentate de Popov și Stephen (1972) au arătat o capacitate de rotire variind de la 0,10 rad la 0,50 rad.

4.4.2 Comportarea elementelor supuse la încărcări ciclice

În comparație cu încărcarea monotonă, încercările experimentale pe grinzi izolate supuse la încărcări ciclice sunt destul de puține. În general aceste grinzi au fost cercetate în combinație cu nodurile riglă-stâlp. Studii mai numeroase au fost însă realizate pe stâlpi izolați încărcăți axial și supuși la încărcări laterale (Figura 4.32).

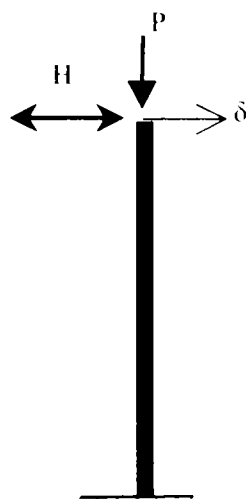


Figura 4.32 Încercări experimentale pe stâlpi

Rezultatele pot fi prezentate sub forma unor curbe încărcare laterală – deplasarea la capătul liber (Figura 4.33). Răspunsul este influențat de mai mulți factori:

- proporțiile secțiunii transversale
- zveltețea elementelor
- nivelul încărcării axiale

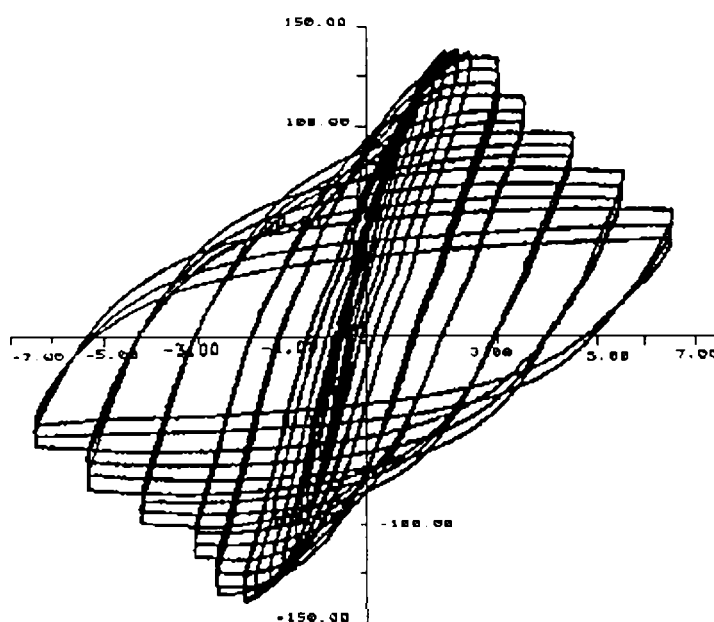


Figura 4.33 Relația dintre încărcarea laterală și deplasarea la vârf

În funcție de amplitudinea deformației și deci implicit de nivelul de ductilitate, se poate observa o reducere a rigidității, rezistenței și energiei disipate. Variația acestor caracteristici în funcție de nivelul ductilității este arătată în Figura 4.34.

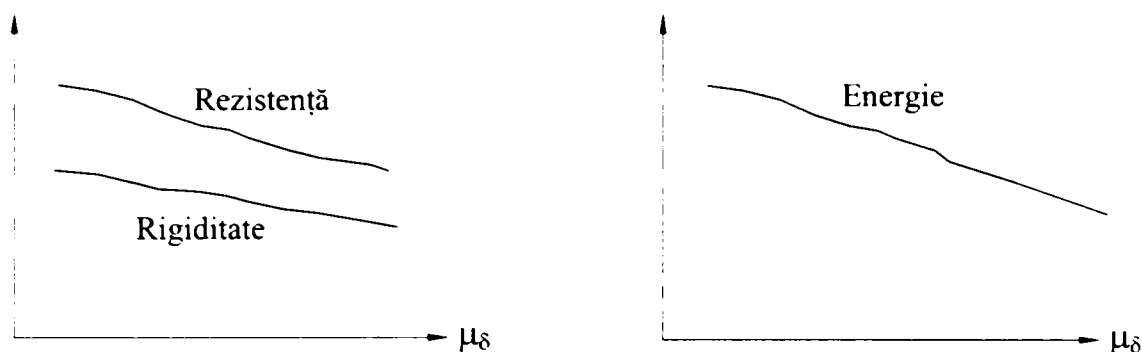


Figura 4.34 Variația rezistenței, rigidității și energiei disipate în funcție de nivelul ductilității

Pentru a cuantifica răspunsul elementului, este necesară definirea criteriilor de cedare. Un astfel de criteriu poate fi atingerea unei anumite reduceri a rezistenței, rigidității, apariția primelor fisuri, raportul dintre energia disipată într-un ciclu și energia disipată considerând o comportare biliniară elastoplastică, etc. Acest ultim criteriu ține cont atât de reducerea rezistenței cât și a rigidității. Rezultatele pot fi prezentate în forma unei expresii conținând oboseala plastică a elementului supus la număr redus de cicluri. Pentru a obține o astfel de relație, vor fi adaptate relațiile cunoscute de la oboseala elastică, relații exprimate în forma efort unitar – număr de cicluri.

$$\log N = \log a - m \log \Delta\sigma_R \quad (4.27)$$

in care: $\Delta\sigma_R$ rezistența la oboseală,
 N: numărul domeniilor de încărcare
 m: panta curbei de rezistență la oboseală, se determină experimental
 log a: constantă, se determină experimental

Forma curbelor rezistenței la oboseală împreună cu interpretarea fizică a parametrilor ce intervin, sunt prezentate în Figura 4.35. Valorile pantei m sunt egale cu 3 sau 5, în funcție de nivelul eforturilor unitare aplicate.

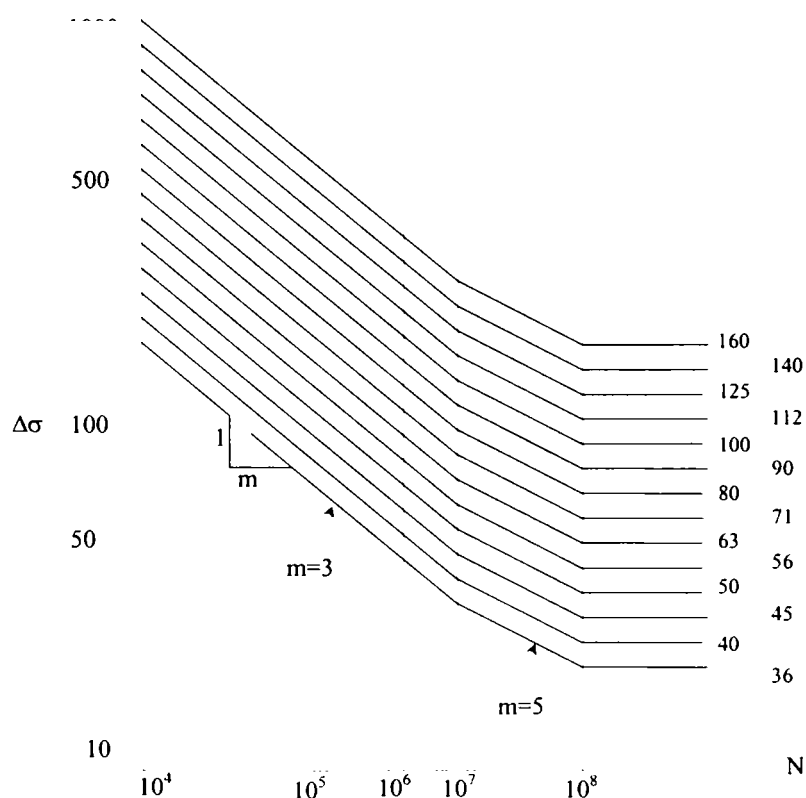


Figura 4.35. Curbele de rezistență la oboseală (Eurocode 3, Partea 1.9, 2000)

Din Figura 4.35 se poate observa că pentru valori reduse ale încărcării există o limită inferioară a rezistenței la oboseală, sub care cedarea elementului nu este posibilă, indiferent de numărul de cicluri de încărcare aplicate. Între numărul de cicluri N_1 și N_2 pentru domeniile de încărcare $\Delta\sigma_1$ și $\Delta\sigma_2$ se poate scrie următoarea relație:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_1} \right)^m \quad (4.28)$$

Verificarea la oboseală poate fi făcută prin evaluarea indicelui de distrugere D , calculat cu relația:

$$D = \frac{n}{N} \quad (4.29)$$

în care: n numărul de cicluri de amplitudine $\Delta\sigma$
 N numărul de cicluri de amplitudine $\Delta\sigma$ care produc cedarea

Valoarea indicelui de distrugere poate avea valori cuprinse în intervalul:

$$0 \leq D \leq 1 \quad (4.30)$$

Pentru valori diferite ale amplitudinii ciclurilor de încărcare, evaluarea indicelui de distrugere se poate face folosind o lege cumulativă. O astfel de lege poate fi legea cumulativă liniară Palmgren-Miner, descrisă de ecuația următoare:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (4.31)$$

în care: n_i numărul de cicluri de încărcare de amplitudine $\Delta\sigma_i$
 N_i numărul de cicluri pentru același domeniu care produc cedarea

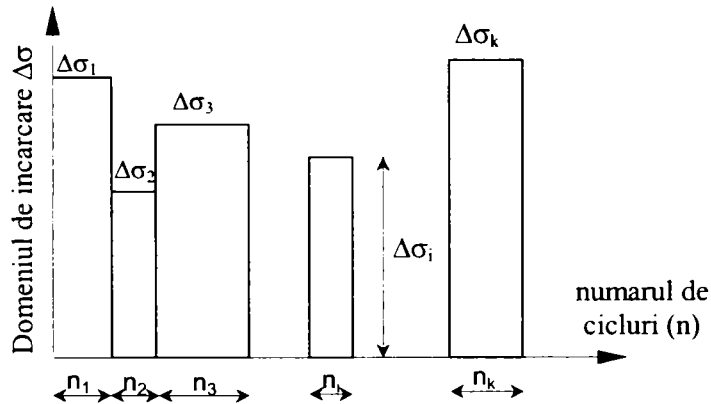


Figura 4.36. Spectrul încărcării

Pentru determinarea spectrului de calcul în cazul oboselii, ca metodă de calcul a ciclurilor se va folosi metoda rezervorului. În conformitate cu această metodă, diagrama încărcării este asimilată cu un rezervor. Domeniile de egală încărcare sunt obținute apoi ca diferența de înălțime între diferitele rezervoare. Procedura este schematizată în Figura 4.37.

Observațiile efectuate după cutremur au arătat, așa cum s-a mai menționat, că pot să apară cedări datorate oboselii. Acest lucru a fost confirmat și de rezultatele încercărilor experimentale, care au arătat că s-au produs cedări datorită formării și dezvoltării fisurilor în regiunile în care se dezvoltă deformații plastice mari, cum sunt de exemplu îmbinările riglă-stâlp (îmbinări sudate, îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt extinsă, panoul inimii stâlpului). S-a observat în unele cazuri că și elementele structurale, altele decât îmbinările, pot suferi avarii asemănătoare.

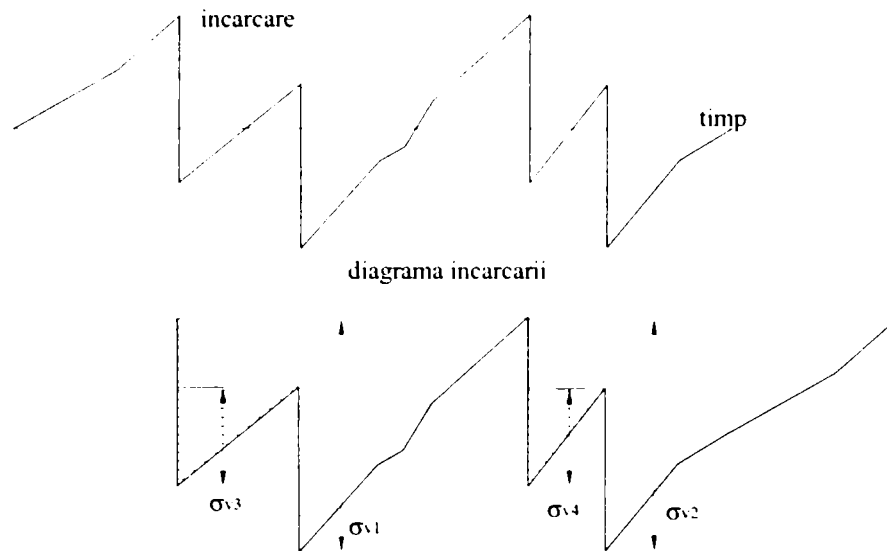


Figura 4.37. Metoda rezervorului pentru calculul numărului de cicluri

Pentru a putea prelua deformațiile plastice importante, proiectarea seismică se bazează în mod curent pe ductilitate. Ductilitatea, definită de exemplu prin capacitatea de rotire a îmbinării, nu este neapărat legată de numărul de cicluri până la rupere. Cu toate acestea, așa cum experiența a arătat, numărul de zone plastificate necesare din calculul seismic este legat direct de caracteristicile mișcării și ale structurii. Această legătură poate fi astfel realizată printr-o analiză de oboseală. În mod clar însă, datorită diferențelor în ceea ce privește răspunsul diferit al structurilor sub încărcări dinamice și respectiv încărcări seismice, metodologia clasică folosită pentru calculul la oboseală (bazată pe tensiuni) trebuie modificată. Așa cum este cunoscut, atunci când elementele structurale răspund solicitărilor în domeniul plastic, deformațiile (deformații specifice, rotiri, deplasări) devin mai relevante decât eforturile din elemente (forțe, momente, tensiuni). Din această cauză, tensiunile care apar în verificările la oboseală trebuie să fie înlocuite de deformații. Acestea pot fi deformații sau deformații specifice axiale, dacă elementul este solicitat preponderent la încărcări axiale, sau rotiri, dacă elementul este solicitat preponderent la încovoiere. În acest fel, curbele de comportare vor indica deformabilitatea la oboseală și nu rezistența la oboseală (Figura 4.38).

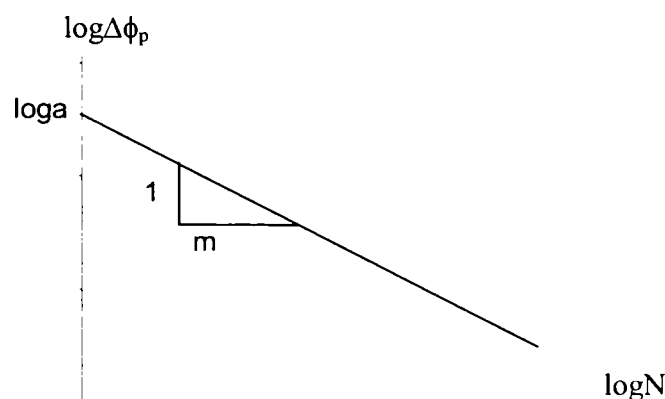


Figura 4.38. Curbele de deformabilitate la oboseală

În mod evident, deformația cea mai potrivită pentru elemente și îmbinări la cadre necontravantuite o reprezintă rotirea. În plus, este general acceptat că distrugerile produse la structurile solicitate seismic sunt asociate în principal deformațiilor plastice, contribuția deformațiilor elastice putând fi considerată neglijabilă. Acest lucru este demonstrat și de rezultatele încercărilor experimentale (Dubina et al, 2000), realizate conform procedurii ECCS. Acestea au arătat că aportul deformațiilor elastice în totalul deformațiilor înregistrate a

fost cuprins între 0.5%-4%, în funcție de panta curbei de oboseală m . Ecuația 4.27 devine astfel:

$$\log N = \log a - m \cdot \log \Delta \varepsilon_p \quad (4.32)$$

în care: $\Delta \varepsilon_p$ deformația plastică (ceilalți parametri au semnificația din ecuația 4.27).

Așa cum s-a menționat, este mult mai avantajoasă verificarea la oboseală direct în termeni de rotire plastică. Ecuația curbei de oboseală se va reformula astfel (Figura 4.38):

$$\log N = \log a - m \log \Delta \varphi_p \quad (4.33)$$

în care: $\Delta \varphi_p$ rotirea plastică (ceilalți parametri au semnificația din ecuația 4.27).

Între numărul de cicluri N_1 și N_2 și domeniile de rotire plastică corespunzătoare poate fi scrisă următoarea relație:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{\Delta \varphi_{p2}}{\Delta \varphi_{p1}} \right)^m \quad (4.34)$$

Similaritățile dintre ecuațiile 4.27 și 4.33 și cele dintre ecuațiile 4.28 și 4.34 sunt evidente. Valoarea pantei m trebuie determinată prin încercări experimentale. În problemele de oboseală, Eurocode 3 prevede valori între 3 și 5. Valori de referință pentru evaluarea oboselii pot fi oferite de rezultatele încercărilor experimentale sub încărcări monotone. În determinarea valorii lui N pentru încărcarea monotonă, un ciclu va corespunde la o încărcare într-o direcție, descărcare, încărcarea în cealaltă direcție și revenirea în poziția inițială. În acest fel, pentru încărcarea monotonă $N = 1/4$ iar $\Delta \varphi = 2\varphi_{mon}$. În metoda rezervorului însă, în calculul ciclurilor un ciclu corespunde încărcării într-o direcție până la valoarea $\Delta \varphi$ și revenirii la starea inițială. Rezultă că încărcarea monotonă poate fi luată în considerare de perechea $N_{mon} = 1/2$ și $\Delta \varphi = \varphi_{mon}$. În acest fel, dacă se cunoaște capacitatea de rotire sub încărcarea monotonă φ_{mon} , atunci numărul de cicluri pentru un anumit domeniu de rotații plastice este dat de ecuația 4.35:

$$N = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi_{mon}}{\Delta \varphi_p} \right)^m \quad (4.35)$$

Indicele de distrugere la aplicarea a n cicluri de amplitudine $\Delta \varphi_p$ este apoi determinat cu ecuația 4.29, iar indicele de distrugere pentru întregul spectru de rotații plastice se determină cu ecuația 4.31. Pentru determinarea spectrului rotațiilor plastice, se va folosi metoda rezervorului prezentată anterior. Trebuie însă menționat că există cazuri în care deformațiile elastice și inelastice sunt de același ordin de mărime. În astfel de situații, deformațiile elastice nu mai pot fi neglijate (așa cum este cazul grinzilor cu inimi zvelte, la care oboseala se produce prin "respirația" inimii după un număr mediu de cicluri). În Tabel 4.3 sunt prezentate comparativ cele trei domenii de oboseală și domeniile de aplicare.

Tabel 4.3 Modul de definire a curbelor de oboseală

Răspunsul structural	Elastic	→	Inelastic
Numărul de cicluri până la cedare	$\sim 10^4 \div 10^8$		$\sim 10^0 \div 10^2$
Curbele de oboseală pentru:	Eforturi		Deformații plastice
Domenii de aplicație	Poduri, poduri rulante, coșuri de fum, turnuri		Clădiri solicitate seismic
			Grinzi cu inimi zvelte, etc.

4.4.3 Studiu parametric

Studiul parametric prezintă modul de evaluare a oboselii pentru cazul structurilor in cadre metalice necontravântuite solicitate seismic. Parametrii luați in considerare au fost: geometria cadrelor, rigiditatea îmbinărilor riglă-stâlp, nivelul încărcărilor gravitaționale, tipul de mișcare seismică și rezistența la oboseală (Tabel 4.4).

Referitor la geometria cadrelor, au fost luate in considerare cadre cu două până la opt nivele și una până la trei deschideri. In ceea ce privește rigiditatea îmbinărilor riglă-stâlp, s-au considerat in analiză atât îmbinări rigide cât și semirigide, prin introducerea unor resorturi la rotire situate la extremitățile riglelor. Gradul de rigiditate este exprimat prin raportarea rigidității îmbinării la cea a riglei aferente prin intermediul parametrului $K = 25 \cdot EI_b / L_b$ (Eurocode 3, 2000). In analiza efectuată au fost considerate trei nivele diferite de flexibilitate (Tabel 4.4). Nivelul încărcărilor verticale arată gradul de utilizare a capacității riglei sub acțiunea acestui tip de încărcări. Un nivel ridicat al încărcării verticale este caracteristic clădirilor situate in zone cu intensitate seismică mai redusă, proiectate in principal să preia sarcinile gravitaționale. Nivele reduse ale încărcării gravitaționale sunt caracteristice clădirilor situate in zone cu intensitate seismică ridicată, proiectate să reziste forțelor laterale induse de cutremur. In studiul parametric se vor folosi două nivele de încărcare: 40% și 60% (ceea ce reprezintă procentul din capacitatea grinzii consumat de încărcările verticale).

Tabel 4.4. Cadrele considerate in studiul parametric

Tipul cadrului					
Nivelul încărcărilor verticale	40%; 60% (procentul din capacitatea portantă a grinzii consumat de încărcarea gravitațională)				
Rigiditatea îmbinărilor	Rigid; 0.8K; 0.4K ($K = 25 \cdot EI_b / L_b$) EI_b = rigiditatea grinzii L_b = lungimea grinzii				
Cadrul	L(m)	H(m)	T (sec)	Grinda	Stalp
1	5	3	0,62 (0,76)	IPE 300	HEB 180
2	4	4	0,99 (1,21)	IPE330	HEB240
3	4	4	1,12 (1,37)	IPE 330	HEB 240
4	4	3	1,14 (1,39)	IPE360	HEB280
5	4	3	1,15 (1,42)	IPE360	HEB280
6	4	3	1,26 (1,89)	IPE450	HEB320
T = perioada fundamentală pentru 40% (60%) încărcări verticale $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limita de curgere)					

Tipul de mișcare seismică are o mare importanță asupra răspunsului structurii. In studiul realizat s-au considerat trei înregistrări și anume: Grecia (Aigion 1985), Japonia (Kobe 1995)

și România (Vrancea 1977). După cum se poate observa în spectrele de accelerații și energii prezentate în Figura 4.39, caracteristicile celor trei mișcări sunt diferite.

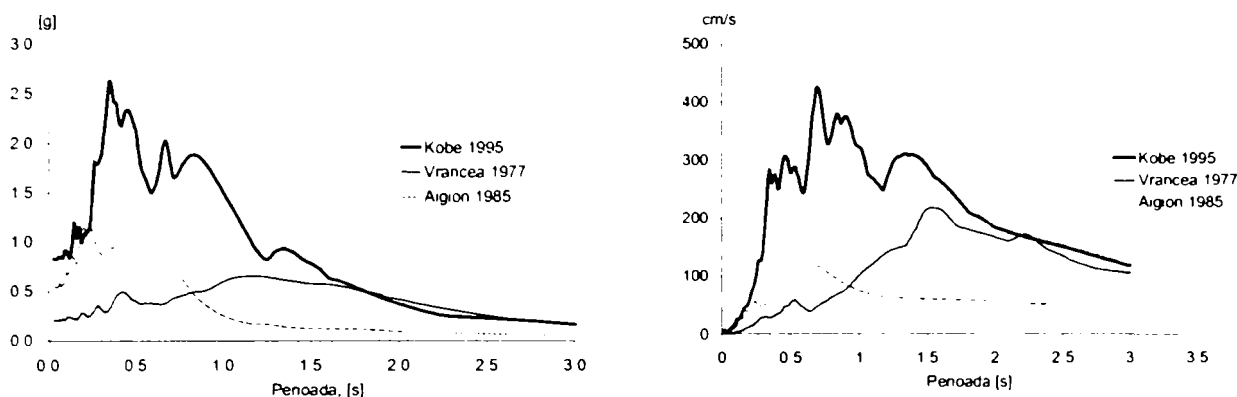


Figura 4.39 Spectrul de energii și accelerații pentru cele trei mișcări seismice

Înregistrarea Aigion este caracteristică unui cutremur de suprafață, de tip impuls, apropiat de sursă, având o perioadă de colț mică. Înregistrarea Kobe este caracteristică unui cutremur de suprafață, apropiat de sursă, având însă un caracter ciclic și o perioadă mai mare. Înregistrarea Vrancea (București, INCERC 1977) este caracteristică pentru cutremurele de adâncime, depărtate de sursă, având un caracter ciclic și prezentând o perioadă foarte mare în comparație cu primele două. Accelerația maximă a terenului a fost 0,54g (Aigion), 0,85g (Kobe) și 0,21g (Vrancea).

Așa cum s-a menționat anterior, curbele de oboseală trebuie calibrate pe baza rezultatelor experimentale. Încercări la oboseală sub încărcări cu amplitudine constantă s-au desfășurat relativ recent (Calado 2000, Kasai et al 2000, Bernuzzi et al 1997) dar criteriile pentru definirea numărului de cicluri până la rupere sunt încă în discuție (Calado, 2000).

În ceea ce privește comportarea la oboseală a nodurilor, aceasta depinde de o mulțime de parametri referitori la configurația acestora, condițiile de execuție, viteza de deformare, temperatură, etc. Pentru elemente (grinzi, stâlpi) curbele de oboseală depind în primul rând de forma secțiunii (I, cheson, etc.), de zveltețea pereților secțiunii și de nivelul forțelor axiale aplicate. Ca și în cazul oboselei sub număr mare de cicluri, unde panta curbelor variază între 3 și 5, panta în cazul oboselei sub număr redus de cicluri arată o variație asemănătoare. Pentru elemente supuse la compresiune moderată, s-a propus o valoare a pantei $m = 2$ (Yamada, 1998). Pentru îmbinări sudate, valorile pantei sunt cuprinse între $m = 1,3 \div 3,4$ (Calado, 2000). Valoarea constantei $\log a$ din ecuația 4.23 este mai bine înțeleasă atunci când capacitatea de rotire sub încărcări monotone (corespunzător la $\frac{1}{2}$ cicluri) este cunoscută. Pentru grinzi și stâlpi având secțiune I, valorile capacității de rotire variază între $0,06\text{rad} \div 0,15\text{rad}$, în funcție de zveltețea tălpilor (Yamada, 1998). Pentru îmbinări, valorile variază în limite destul de mari în funcție de tipul îmbinării, fiind mai mari pentru îmbinările flexibile decât pentru cele rigide. În studiul realizat au fost considerate mai multe curbe de oboseală, descrise prin panta m și prin capacitatea de rotire φ_{mon} corespunzătoare la $N = \frac{1}{2}$. În studiul parametric s-au considerat valori ale pantei m egale cu 1, 2 și 3 iar pentru capacitatea de rotire 0,03, 0,04 și 0,05rad.

În general, procesul de degradare al structurii are un caracter neliniar. Studiile întreprinse au arătat o modificare a caracteristicilor de rigiditate și de rezistență cu creșterea degradării. În funcție de caracteristicile mișcării seismice și ale structurii, aceste efecte pot avea un caracter benefic sau, dimpotrivă, agravant. De aceea, pentru a lua în considerare toate aceste aspecte s-a impus realizarea studiului printr-o analiză neliniară dinamică incrementală cu ajutorul programului DRAIN-2DX (Prakash, 1993).

Cadrele au fost supuse diferitelor mișcări seismice prezentate anterior. Încărcările verticale s-au considerat uniform distribuite pe deschiderea grinzilor. Distrugerile la nivelul

elementelor s-au evaluat conform procedurii prezentate. Pentru comportarea îmbinărilor sub încărcări ciclice s-a considerat un model elasto-plastic, fără a se lua în considerare degradarea de rezistență. Acest model reprezintă destul de realist comportarea îmbinărilor sudate, dimensionate și considerate rigide și cu rezistență completă. Distrugerile apar atunci când se produce plastificarea secțiunii. Aceasta se poate produce atât în îmbinări cât și pe deschiderea elementelor. În analiză au fost considerate atât accelerogramele nescalate cât și scalate. Scalarea accelerogramelor s-a făcut în raport cu valoarea accelerației maxime a terenului (PGA), menținând însă constant nivelul încărcărilor verticale. Scalarea a avut drept scop evaluarea accelerațiilor corespunzătoare: a) apariției curgerii (adică începerii degradării); b) atingerii indicelui de distrugere maxim $D=1$, corespunzător cedării.

Figura 4.40 prezintă variația indicelui de distrugere D cu accelerația, calculată pentru curbele de oboseală corespunzătoare celor trei valori pentru capacitatea de rotire. Se poate observa caracterul neliniar al răspunsului, similar cu răspunsul structurii în format încărcare - deformare. Curbele arată că determinarea degradării este posibilă, pe lângă metoda prezentată în Figura 4.40 și pe cale convențională. Astfel, degradarea poate fi definită convențional prin intersecția a două linii. Prima dintre ele este curba inițială iar cealaltă tangenta la curbă având panta de 20% (FEMA 350, 2000). În studiul întreprins a fost însă utilizată doar prima metodă, adică s-a considerat ca se produce colapsul la atingerea unui indice de distrugere egal cu 1.

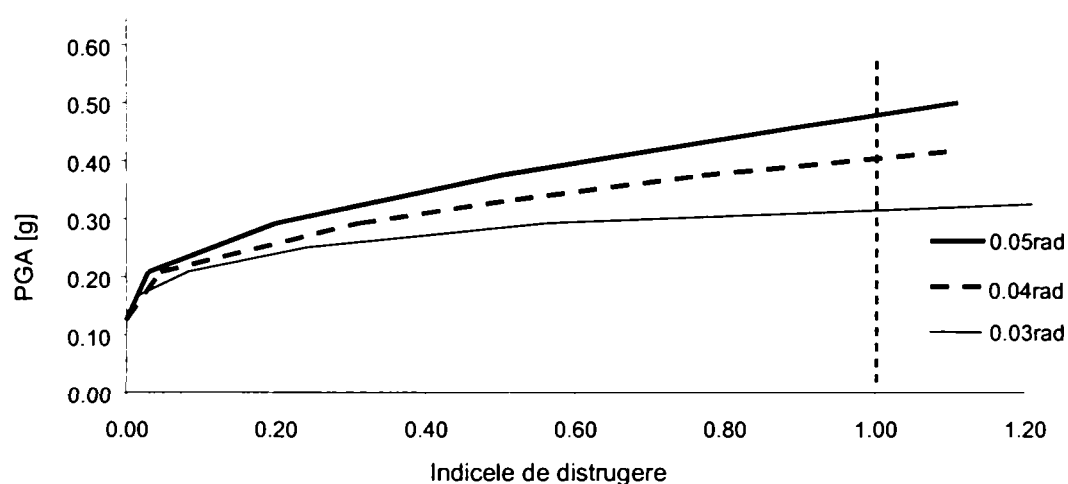


Figura 4.40. Variația indicelui de distrugere cu accelerația maximă

Influența tipului de mișcare seismică . Indicii de distrugere pentru cele trei mișcări seismice sunt prezentați în Figura 4.41 (indicii de distrugere s-au obținut prin medierea indicilor de distrugere pentru fiecare cadru).

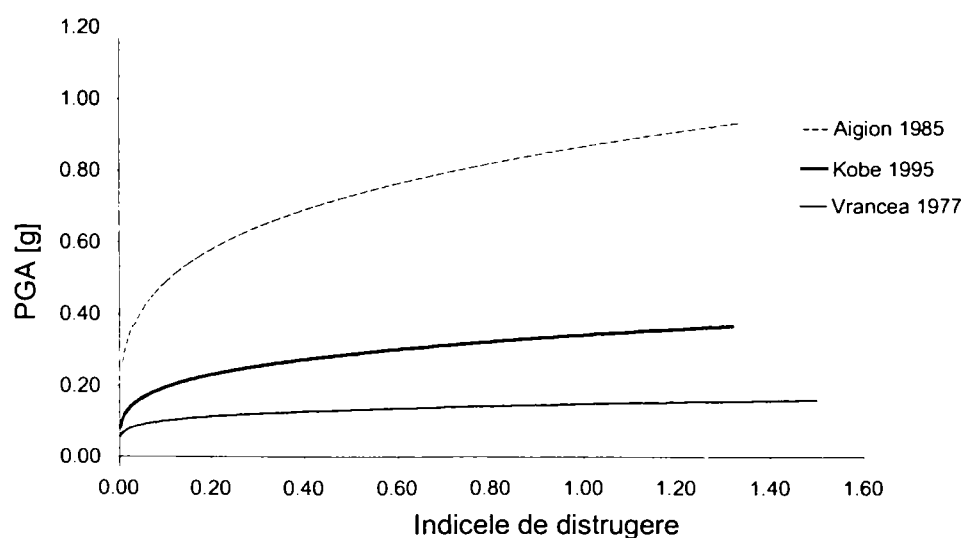


Figura 4.41 Indicii de distrugere pentru cele trei mișcări seismice

Curbele de oboseală s-au obținut folosind o capacitate de rotire $\varphi_{mon} = 0,05$ și o pantă $m=1$. Se poate observa că tipul de mișcare seismică (de tip impuls sau ciclic) are o influență semnificativă asupra indicilor de degradare. Cutremurul Aigion, care este de tip impuls, nu poate produce degradări mari, decât în cazul în care este scalat la valori foarte mari ale accelerației. De fapt, se poate observa că înregistrarea originală a cutremurului (PGA = 0,54g) conduce la un indice de distrugere $D=0,10$. Spre deosebire de acesta, cutremurele Vrancea și Kobe (de tip ciclic) produc degradări mari, chiar de la nivele joase ale accelerațiilor. Se poate observa chiar că potențialul distructiv al cutremurului Vrancea este mai ridicat decât al celui de la Kobe. Distrugerile masive provocate de cutremurul Kobe s-au datorat însă accelerației maxime înregistrate care a fost de patru ori mai mare decât cea înregistrată în cazul cutremurului din Vrancea (0,85g față de 0,21g).

Influența rezistenței la oboseală. Așa cum s-a menționat, curbele de rezistență la oboseală s-au definit prin panta acestora și printr-un punct care reprezintă capacitatea de rotire sub încărcări monotone. Influența rezistenței la oboseală a elementelor structurale asupra indicelui de distrugere este prezentată în Figura 4.42 și Figura 4.43.

Figura 4.42 prezintă indicii de distrugere D pentru cele trei valori ale pantei $m=1, 2$ și 3 . Capacitatea de rotire a fost menținută constantă și a avut valoarea $\varphi_{mon} = 0,05$ rad. Atunci când panta este $m = 1$, legea de cumulare a efectelor conduce la evaluarea degradării printr-o însumare algebrică a rotirilor plastice. Valorile pantei $m = 3$ corespund oboselii sub număr mare de cicluri ($10^4 \div 10^7$). O valoare a pantei $m = 2$ este caracteristică oboselii la număr redus de cicluri atunci când sunt considerate doar deformațiile plastice. Ceilalți parametri fiind menținuți constanți, o pantă mai mare a curbei indică o rezistență sporită la oboseală. Din Figura 4.42 se poate observa că indicii de distrugere scade dacă rezistența la oboseală a elementelor (exprimată prin valori mai mari ale pantei m) crește. Beneficiile aduse de o rezistență mai bună la oboseală sunt mai accentuate pentru o creștere a pantei de la 1 la 2, în comparație cu intervalul de la 2 la 3. Acest lucru conduce la concluzia că, dacă se utilizează în calcul o pantă mai mare decât 2, implicațiile asupra rezultatelor sunt reduse. De asemenea, se poate observa că însumarea algebrică a rotirilor plastice pentru calculul degradării este destul de conservativă.

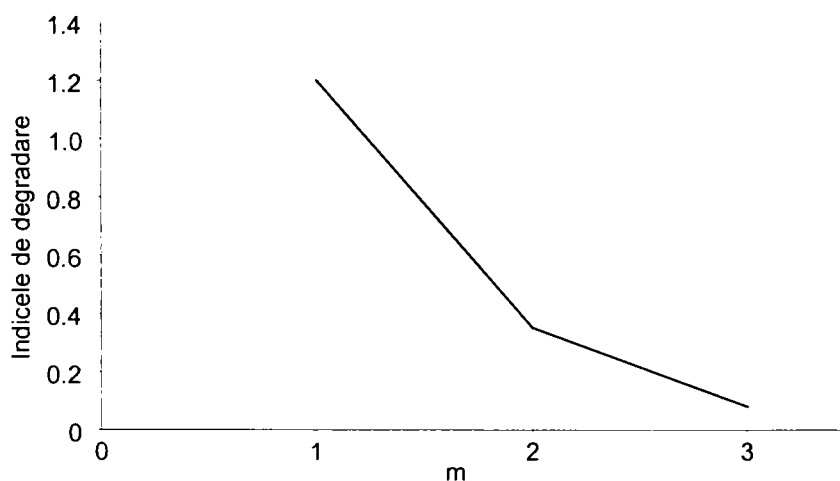


Figura 4.42 Variația indicelui de distrugere cu panta curbelor de oboseală

Figura 4.43 prezintă variația indicelui de distrugere pentru cele trei valori ale capacității de rotire luate în calcul $\varphi_{mon} = 0,03$ rad, 0,04 și 0,05 rad. În analiză a fost adoptată o pantă constantă $m = 2$. Se poate observa și în acest caz influența rezistenței la oboseală a elementelor asupra comportării de ansamblu a cadrelor. Variația indicelui de distrugere cu rezistența la oboseală, exprimată prin capacitatea de rotire, nu este însă liniară.

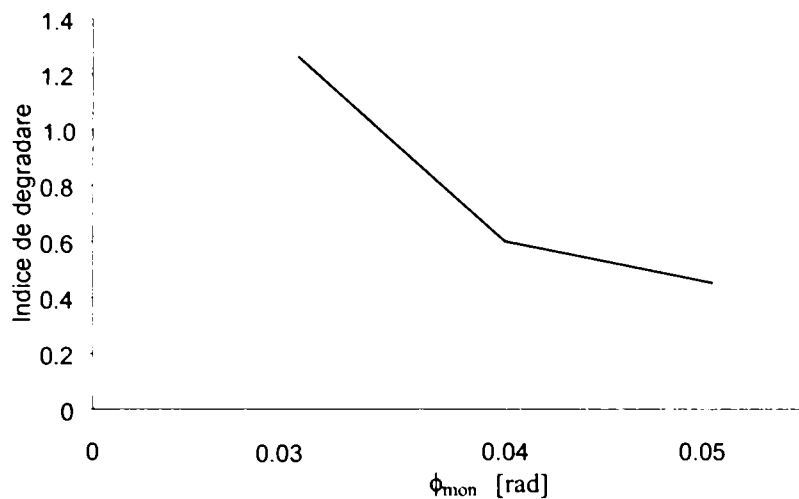


Figura 4.43 Variația indicelui de distrugere cu capacitatea de rotire

Influența nivelului încărcărilor verticale. Nivelul încărcărilor verticale pe structură exprimă intensitatea seismică a unei regiuni. Nivelul acestora este ridicat în zone cu intensitate scăzută și este scăzut în zone seismice puternice. Pentru a studia efectul acestui parametru s-au considerat în analiză două nivele ale încărcării, 40% și respectiv 60%. Figura 4.44 prezintă separat, pentru grinzi și stâlpi, variația raportului dintre indicii de distrugere corespunzător la 40% și 60% nivelul încărcărilor verticale. Se poate observa că degradările din stâlpi sunt mai mari decât cele din grinzi. Nivele mari ale încărcărilor verticale conduc la indici de distrugere mai mari.

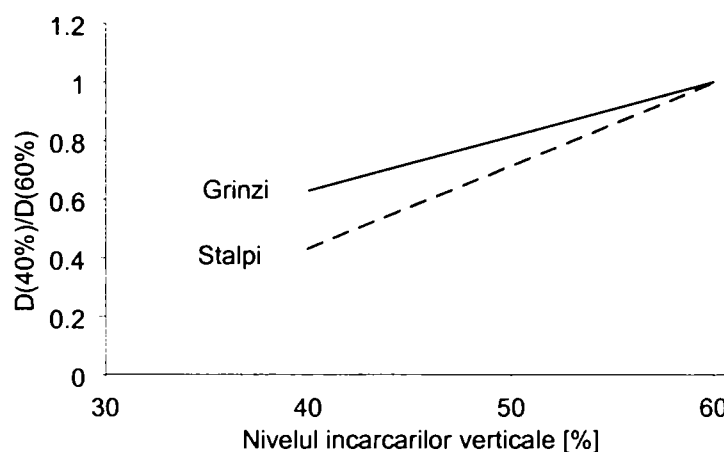


Figura 4.44 Indicele de distrugere pentru cele două nivele ale încărcării verticale

Influența tipologiei structurii. Pentru toate cadrele analizate, accelerogramele au fost scalate până la atingerea unui indice de distrugere $D=1$. Figura 4.45 prezintă accelerațiile limită pentru mișcările seismice Kobe și Aigion, înregistrate pentru cadrele cu noduri rigide și 40% nivelul încărcărilor verticale.

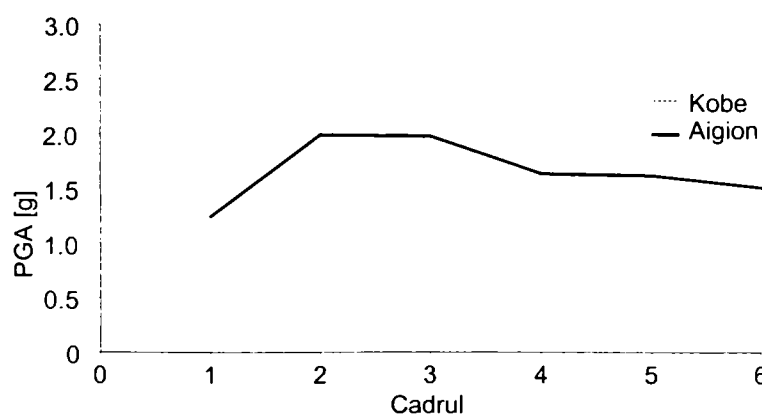


Figura 4.45 Indicele de distrugere pentru cadrele analizate

Se poate observa că atât mișcarea seismică cât și tipul cadrului determină un răspuns diferit. Atingerea unui indice de distrugere $D=1$ se produce la nivele mult mai mici ale accelerațiilor pentru cutremurul Kobe în comparație cu Aigion. Se poate observa că pentru structuri regulate cum sunt cele analizate, diferențele nu sunt foarte mari.

Influența flexibilității nodurilor. După cum s-a prezentat în descrierea studiului parametric, flexibilitatea nodurilor a fost modelată printr-un resort la rotire dispus la intersecția dintre grinzi și stâlpi, resort a cărui rigiditate se exprimă în raport cu rigiditatea grinzii aferente nodului (Tabel 4.4). În Figura 4.46 se prezintă, separat pentru grinzi și stâlpi, variația raportului dintre indicii de distrugere pentru cazul semirigid și cel rigid. Se poate astfel observa că flexibilitatea nodurilor are efecte diferite asupra stâlpilor și grinzilor. Noduri flexibile înseamnă mai multe distrugereri în stâlpi și mai puține distrugereri în grinzi (datorită redistribuției momentelor încovoietoare de pe grinzi pe stâlpi cu creșterea flexibilității nodurilor). Valorile accelerațiilor corespunzătoare atingerii indicelui de distrugere $D = 1$ sunt însă puțin afectate de flexibilitatea nodurilor. Se poate deci spune că pentru cadrele analizate, comportarea la oboseală nu este puternic influențată de rigiditatea nodurilor riglă-stâlp.

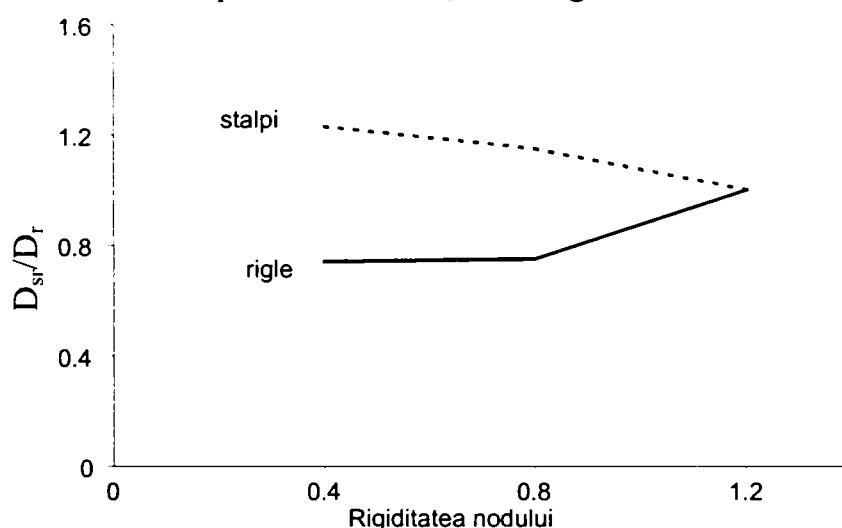


Figura 4.46 Indicii de distrugere pentru diferite nivele de flexibilitate a nodurilor

Factorul de reducere q. Factorul de reducere q , care este o măsură a capacității de disipare a energiei induse de seism prin deformații plastice, este în mod uzual definit ca raportul dintre accelerația corespunzătoare stării limita ultime și cea corespunzătoare formării primei articulații plastice în structura (Eurocode 8, 1994). Pentru starea limită de oboseală, accelerația ultimă este cea corespunzătoare atingerii unui indice de distrugere $D=1$. Valorile factorului q (definit anterior) sunt prezentate în Figura 4.47.

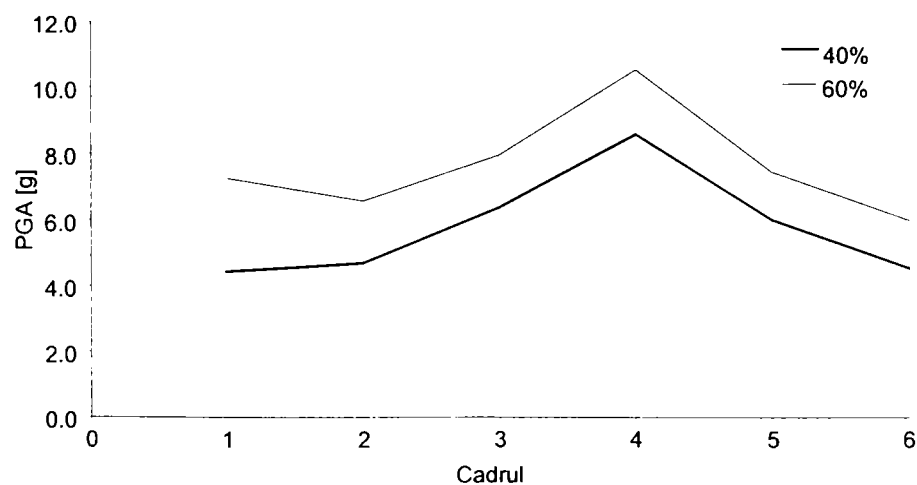


Figura 4.47 Factorii q pentru cadrele analizate

Rezultatele s-au obținut pentru cutremurul Kobe, utilizându-se două nivele de încărcări verticale. Valorile factorului q sunt mai mari în cazul nivelului mai ridicat al forțelor verticale deși accelerațiile ultime corespunzătoare sunt mai reduse. Valorile ridicate ale factorului q se datorează faptului că accelerațiile elastice (corespunzătoare formării primei articulații plastice) sunt mai reduse în cazul nivelului de 60% pentru încărcările verticale. Rezultatele arată de asemenea că factorii q se înscriu în valorile prescrise în norme pentru cadre speciale necontravantuite ($q = 4 \div 8$)

4.5 Concluzii

Ductilitatea locală a structurilor în cadre multietajate este un parametru important pentru realizarea unei comportări corespunzătoare la acțiunea seismică. Folosirea îmbinărilor semirigide este condiționată de realizarea unei capacități de rotire suficiente în îmbinări. Deși oțelul folosit în construcții este considerat un material ductil, ductilitatea elementelor din oțel nu este o calitate intrinsecă a acestora. Numeroși factori legați de calitatea materialului, de detaliile de alcătuire a elementelor sau de caracterul acțiunilor aplicate duc la o degradare a ductilității. Dintre aceștia se disting factorii legați de *viteza de deformare, procedeul de sudură și acumularea deformațiilor plastice (oboseala plastică)*. În cazul cutremurului de la Northridge, examinarea îmbinărilor rupte a scos la iveală faptul că atât calitatea materialului cât și a manoperei (realizarea detaliilor, realizarea sudurii, etc) prezentau diferențe foarte mari de la o structură la alta și chiar de la o îmbinare la alta. Datorită variabilității mari a parametrilor care determină performanțele îmbinărilor, soluția problemei o constituie abordarea probabilistică a analizei comportării acestora. Un exemplu în acest sens este dat de lucrarea Righiniotis și Imam (T.D. Righiniotis & B. Imam, 2003) care analizează fiabilitatea îmbinărilor folosite în Statele Unite înainte de cutremurul de la Northridge.

Cercetările asupra vitezei de deformare au confirmat creșterea limitei de curgere și a rezistenței la întindere cu creșterea vitezei. Surprinzător însă, creșterea vitezei nu a condus la scăderea ductilității, o posibilă cauză fiind încălzirea locală a elementelor. Creșterea vitezei a condus însă la creșterea probabilității de rupere casantă a sudurilor cu prelucrare în $1/2V$ și de colț sub încărcări ciclice. Studiul recomandă utilizarea sudurilor cu prelucrare în K, eventual cu prelucrare în $1/2V$ însă cu resudarea obligatorie a rădăcinii.

Reducerea capacității de rotire datorită acumulării deformațiilor plastice este privită ca un fenomen de oboseală plastică. Pentru determinarea rezistenței la oboseală autorul a introdus o metodă proprie, bazată pe extinderea relațiilor cunoscute de la oboseala elastică. Verificarea la oboseală poate fi făcută prin evaluarea indicelui de distrugere D , care poate avea valori de la 0 la 1. Atunci când valoarea indicelui de distrugere atinge valoarea $D=1$, se consideră că s-a atins rezistența la oboseală a secțiunii.

CAPITOL 5. INTRODUCEREA PROIECTĂRII BAZATE PE PERFORMANȚĂ ÎN NORMELE ACTUALE DE CALCUL SEISMIC

5.1 Introducere

În ultimii ani a crescut semnificativ interesul specialiștilor din domeniul ingineriei seismice și al autorităților naționale în elaborarea unor norme moderne de proiectare antiseismică. Acest fapt se datorează în primul rând evenimentelor seismice majore care au marcat ultimii ani (Mexico City 1985, Northridge 1994, Kobe 1995, Turcia 1999, Taiwan 1999), evenimente care au dus la un număr mare de pierderi de vieți omenești și la pagube materiale însemnate. Conceptul pe care se bazează normele actuale de calcul antiseismic s-a născut în urmă cu peste 70 de ani. Acesta se bazează pe proiectarea structurilor astfel încât să satisfacă un singur criteriu și anume evitarea colapsului structurii și protejarea vieții oamenilor în cazul unui cutremur foarte puternic. Cutremurele menționate anterior, care au afectat zone intens locuite sau având un înalt grad de dezvoltare economică, au arătat că proiectarea bazată pe un singur criteriu nu mai este suficientă. În afară de satisfacerea condiției de evitare a colapsului, o proiectare modernă trebuie să asigure continuarea activității instituțiilor cu rol în acordarea primului ajutor în caz de catastrofe (spitale, stații de pompieri, clădiri pentru comunicații, etc.), limitarea riscului în cazul clădirilor cu factor mare de risc (centrale nucleare, clădiri cu multe nivele, clădiri cu mari aglomerări de persoane, depozite de materiale chimice, etc.) și nu în ultimul rând, limitarea distrugerilor generalizate, distrugerii ce pot avea consecințe grave asupra economiei unei regiuni sau chiar țări. În acest context a apărut pe plan mondial un nou concept care introduce mai multe nivele de performanță sau stări limită. Astfel, în ultimii ani au fost dezvoltate, în special în Statele Unite, metode ce servesc atât evaluării performanțelor clădirilor existente (ATC-40, 1996, FEMA 273, 1997) cât și proiectării structurilor noi (SEAOC Vision 2000, 1995, SAC-FEMA 356, 2001).

5.2 Proiectarea bazată pe performanță

În Statele Unite, cele mai importante prevederi referitoare la proiectarea bazată pe performanță au fost oferite de FEMA (Federal Emergency Management Agency), ATC (Applied Technology Council) și SEAOC (Structural Engineers Association of California).

5.2.1 Vision 2000

În metodologia propusă de SEAOC Vision 2000 (1995), structurile sunt proiectate astfel încât să satisfacă patru nivele de performanță, în funcție de destinația construcției și de frecvența cutremurelor (Figura 5.1). Obiectivele de performanță cresc (adică sunt admise mai puține distrugerii) odată cu creșterea frecvenței cutremurului (cutremure de intensitate minoră ce pot să apară de mai multe ori pe perioada de existență a unei clădiri) sau cu creșterea gradului de importanță a construcției. Din Figura 5.1 se poate observa că sub acțiunea unui cutremur frecvent, structura nu va suferi nici un fel de distrugerii iar sub acțiunea unui cutremur rar sau foarte rar nivelul distrugerilor va fi extins însă protejarea vieții și prevenirea colapsului vor fi asigurate.

Distrugerile corespunzătoare fiecărui nivel de performanță depind de tipul structurii de rezistență și de materialele folosite. Deși reprezintă un pas important în proiectarea antiseismică, metodologia propusă de Vision 2000 are unele neajunsuri și limitări:

- nu oferă metode de calcul sau procedee analitice pentru asigurarea siguranței structurii;
- este dificilă definirea cantitativă a nivelelor de performanță intermediare.

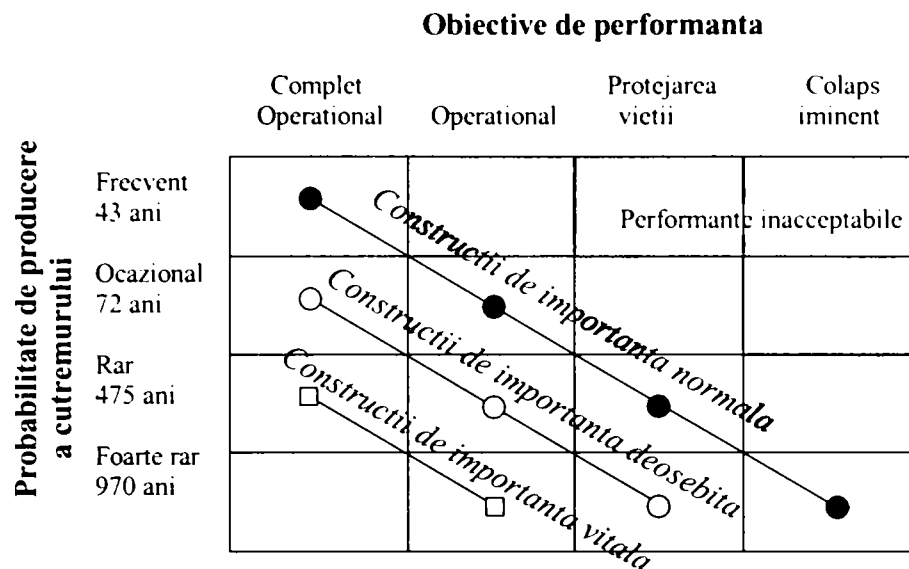


Figura 5.1 Definierea nivelelor de performanță în funcție de frecvența cutremurelor

5.2.2 FEMA 273

Un progres important în acest sens a fost adus de FEMA-273 (1997). Obiectivele de performanță sunt definite pe cale deterministică. Fiecare obiectiv de performanță constă în definirea unui stări limită de degradare, denumită nivel de performanță și a unei intensități seismice asociate, pentru care nivelul de performanță precizat trebuie atins. Acest lucru garantează că, în cazul în care mișcarea seismică astfel definită solicită structura, nivelul distrugerilor nu va fi mai mare decât cel prevăzut în obiectivul de performanță respectiv. În metodologia oferită de FEMA 273, spre deosebire de Vision 2000, nivelele de performanță ale clădirii se obțin combinând nivelele de performanță ale structurii de rezistență cu cele ale elementelor nestructurale. În Tabel 5.1 sunt definite cele trei nivele de performanță ale structurii de rezistență, pentru care sunt furnizate și deplasările limită de nivel.

Tabel 5.1 Nivele de performanță structurală pentru structuri în cadre necontravantuite

Nivel de performanță	Descrierea stării de degradare	Drift maxim [%]	Drift remanent maxim [%]
ocupare continua S-1	-distrugerii neglijabile ale elementelor structurale -flambaj local și distorsiuni remanente în unele elemente -plasticizări locale în anumite secțiuni	0,7	neglijabil
protejarea vietii S-3	-articulații plastice în anumite elemente -flambajul local în anumite elemente -distorsiuni severe și cedări în unele îmbinări -ruperi locale în unele elemente	2,5	1,0
colaps iminent S-5	-distorsiuni severe atât în grinzi cât și în stâlpi -numeroase cedări în îmbinări	5,0	5,0

Pentru cutremure de intensitate redusă, deplasările laterale vor fi reduse iar structura de rezistență va fi în stadiul elastic. În stadiul elastic în structură nu se produc distrugerii. Pentru seisme de intensitate mare, deplasările laterale vor fi mari iar unele elemente structurale vor suferi plasticizări. În afară de aceste trei nivele de performanță, FEMA 273 prevede și două domenii de performanță și anume:

- domeniul de performanță caracterizat de nivelul de degradare, este delimitat de nivelele de performanță de ocupare continuă și protejarea vieții (S-2);
- domeniul de performanță caracterizat de o siguranță limitată a vieții, este delimitat de nivelele de performanță de siguranță a vieții și de colaps iminent (S-4).

Pentru elementele nestructurale, FEMA definește următoarele patru nivele de performanță:

- operațional (N-A);
- ocupare imediată (N-B);
- protejarea vieții (N-C);
- risc redus (N-D).

Prin combinarea nivelelor de performanță corespunzătoare elementelor structurale și celor nestructurale se obțin nivelele de performanță ale clădirii. În ceea ce privește definirea acțiunii seismice, FEMA stabilește două nivele de intensitate și anume:

- BSE-1: cutremur de siguranță 1: definit cu o probabilitate de depășire de 2% în 50 de ani (perioada de revenire de 2 475 ani);
- BSE-2: cutremur de siguranță 2: definit cu o probabilitate de depășire de 10% în 50 de ani (perioada de revenire de 475 ani).

În afară de aceste două cutremure de referință, se poate adopta în anumite situații un cutremur cu o altă probabilitate de depășire sau determinat pe baza înregistrărilor seismice din amplasament. Spre deosebire de Vision 2000, FEMA 273 definește, pentru fiecare din cutremurele definite anterior și spectrele de răspuns seismic (Figura 5.2), în care:

- S_s : accelerația spectrală de răspuns pentru perioade proprii scurte;
- S_1 : accelerația spectrală de răspuns pentru perioada proprie de 1 sec;
- B_s, B_1 : coeficienți în funcție de amortizare.

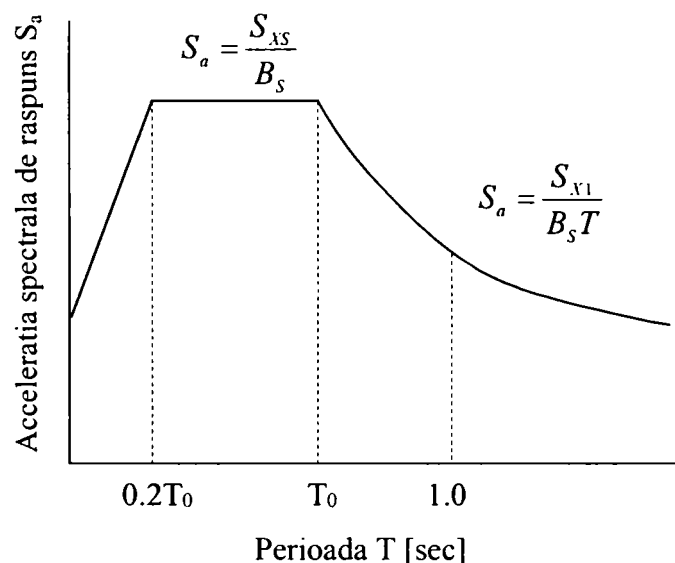


Figura 5.2 Spectrul de răspuns conform FEMA-273, pentru o amortizare de 5%

FEMA 273 prevede patru metode de analiză a structurilor:

- analiza statică liniară - este indicată pentru structuri având o conformare regulată și care răspund preponderent în domeniul elastic;
- analiza dinamică liniară - poate fi utilizată în analiza structurilor cu conformare neregulată, dar care răspund predominant în domeniul elastic;
- analiza statică neliniară - recomandată pentru structuri care prezintă incursiuni în domeniul plastic; are dezavantajul ca nu poate lua în considerare aportul efectelor dinamice, în special al modurilor superioare de vibrație;
- analiză dinamică neliniară - este cea mai complexă dintre metodele de analiză propuse.

5.2.3 FEMA 350

În metoda descrisă anterior (FEMA 273), obiectivele de performanță sunt definite pe cale deterministică. În realitate, este foarte dificil de determinat cu exactitate nivelul distrugerilor pentru un nivel dat al acțiunii seismice. Acest lucru este determinat atât de numărul mare de factori care intervin în răspunsul structurii (rigiditatea elementelor nestructurale, calitatea materialelor și a execuției, etc) și care nu pot fi evaluați cu exactitate cât și de limitările metodelor de analiză utilizate. Peste toate acestea se suprapune caracterul aleator al mișcării seismice. Luând în considerare toți acești factori, performanțele clădirii nu pot fi apreciate cu exactitate. Ca o recunoaștere a acestui fapt, în metoda adoptată de FEMA 350 obiectivele de performanță sunt definite pe cale probabilistică, pe baza unui nivel de încredere. Dacă este considerat un nivel ridicat de încredere, de exemplu 90 sau 95%, este foarte probabil ca performanțele anticipate vor fi îndeplinite, dar nu există garanția acestui fapt. Dacă este considerat un nivel de încredere redus, de exemplu 50%, este posibil ca performanțele anticipate să nu fie îndeplinite. În cazul unui nivel de încredere și mai redus, de exemplu 30%, este foarte probabil ca performanțele nu vor putea fi îndeplinite. Folosirea unui nivel de încredere ridicat poate fi obținută prin:

- asigurarea unei rezistențe seismice sporite
- eliminarea sau reducerea numărului de factori aleatori în procesul de evaluare a performanțelor clădirii, prin utilizarea unor modele și a unor metode de analiză cât mai exacte.

În metodologia oferită de FEMA 350, sunt prevăzute două nivele de performanță ale clădirii, obținute prin combinarea nivelelor de performanță ale structurii de rezistență cu cele ale elementelor nestructurale:

- prevenirea colapsului
- ocupare imediată

La nivelul structurii de rezistență sunt definite două nivele de performanță:

- prevenirea colapsului: structura este aproape de pierderea stabilității locale sau globale, distrugerii extinse în structură, deformații remanente mari dar preluarea forțelor gravitaționale nu este afectată; structura nu mai poate fi reparată iar folosirea ei după cutremur poate produce colapsul structurii;
- ocupare imediată: distrugerile structurale sunt reduse astfel încât nu este necesară inspecția clădirii după cutremur. Elementele care contribuie la preluarea sarcinilor gravitaționale și orizontale au caracteristicile de rezistență și rigiditate aproape intacte. Clădirea poate fi folosită imediat după cutremur, utilitățile sunt funcționale.

5.3 Implementarea unei noi metode bazată pe performanță în normele seismice actuale

În continuare se va prezenta o nouă metodă de proiectare folosind trei nivele de performanță, dezvoltată de autor pe parcursul ultimilor ani. Având în vedere dificultatea utilizării în practica de proiectare a unei asemenea metode bazate pe controlul deplasărilor, s-a încercat implementarea acestei metode în normele seismice actuale, mult mai ușor de utilizat de către proiectanți. Pentru a rezolva această problemă, autorul a introdus așa numiții factori de comportare q parțiali, corespunzători fiecărui nivel de performanță. Acești factori q parțiali sunt deci corespunzători unor anumite stări de degradare ale structurii, situație asemănătoare cu cea existentă în proiectarea bazată pe performanță, la care nivelele de performanță sunt definite printr-o anumită stare de degradare a clădirii. Pentru determinarea acestor factori q parțiali, metoda presupune un calcul în doi pași:

- în primul pas se determină accelerațiile corespunzătoare atingerii celor trei nivele de

performanță și cele corespunzătoare limitei elastice;

- în pasul al doilea se determină factorii q parțiali pe baza accelerațiilor determinate în primul pas.

5.3.1 Definierea nivelelor de performanță

În conformitate cu normele actuale de calcul, structurile în cadre metalice sunt proiectate pentru satisfacerea condițiilor de rezistență și rigiditate corespunzătoare stărilor limită ultime și respectiv ale exploatarei normale. În cazul structurilor supuse la încărcări seismice, aceste condiții trebuie extinse, având în vedere că în timpul cutremurelor puternice este permisă plastificarea în anumite secțiuni, astfel încât o parte din energia indusă să fie disipată prin deformații plastice. În cercetările efectuate au fost introduse trei stări limită. Acestea se referă la satisfacerea condițiilor de drift, drift remanent, capacitate de rotire a elementelor și îmbinărilor:

Starea limită de serviciu (criteriu de rigiditate) \Rightarrow în cazul unui cutremur frecvent, clădirea poate fi folosită fără întrerupere, elementele nestructurale prezintă avarii minore iar structura se află în domeniul elastic. Normele de proiectare antisismică limitează driftul relativ de nivel în cazul unor seisme de intensitate moderată pentru a evita distrugerea elementelor nestructurale și de închidere:

- pentru clădiri cu elemente nestructurale din materiale fragile atașate structurii:

$$d_r \times v \leq 0,004h \quad (5.1)$$

- pentru clădiri având elemente nestructurale fixate astfel încât nu afectează deformațiile structurale sau având elemente nestructurale ductile

$$d_r \times v \leq 0,008h \quad (5.2)$$

unde:

d_r - deplasarea relativă de nivel

h - înălțimea de nivel

v - factorul de reducere care ține seama de perioada de revenire mai scurtă a acțiunii seismice asociată cu starea limită de serviciu; pentru cazurile obișnuite $v = 0,35$

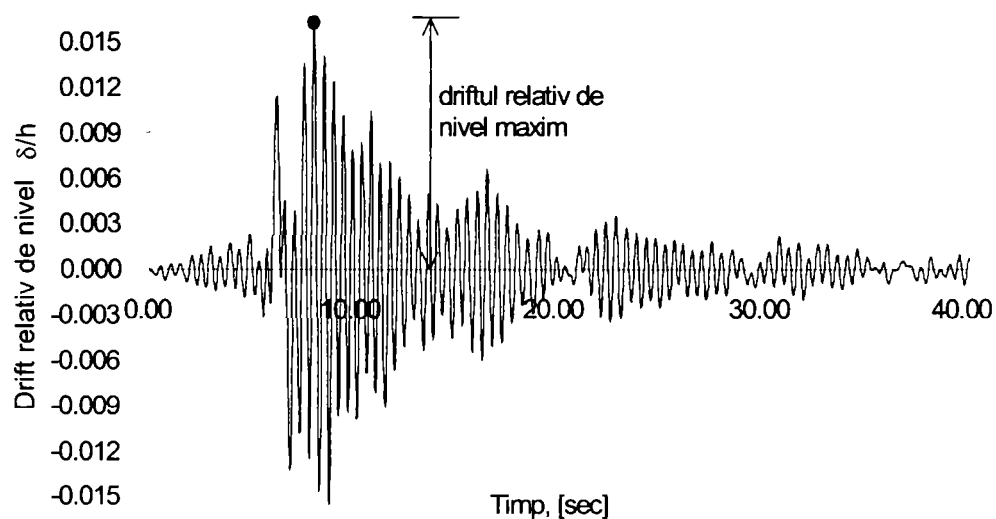


Figura 5.3 Determinarea deplasărilor de nivel

Această stare limită fiind caracterizată de o comportare elastică, în același timp cu driftul de nivel se verifică și lipsa articulațiilor plastice pe structură. În studiul parametric

realizat în capitolul 6 se va utiliza o valoare a driftului de nivel egală cu $0,006h$, situată între cele două valori prevăzute în Eurocode 8 (definite prin relațiile anterioare).

Starea limită de avarie (criteriu de rezistență) \Rightarrow în cazul unui cutremur rar, clădirea prezintă avarii importante ale elementelor nestructurale și avarii moderate ale elementelor structurale, care pot fi însă reparate după cutremur fără costuri sau dificultăți tehnice deosebite. Structura răspunde la cutremur în domeniul elasto-plastic și criteriul determinant este rezistența secțiunilor. Acest criteriu este considerat o indicație asupra stării în care se află clădirea după un cutremur puternic. Deși este dificilă exprimarea cantitativă a valorilor limită, au fost formulate câteva propuneri în acest sens (Ohi&Takanashi, 1998). Pentru un drift remanent de nivel mai mare de 3% structura trebuie demolată.

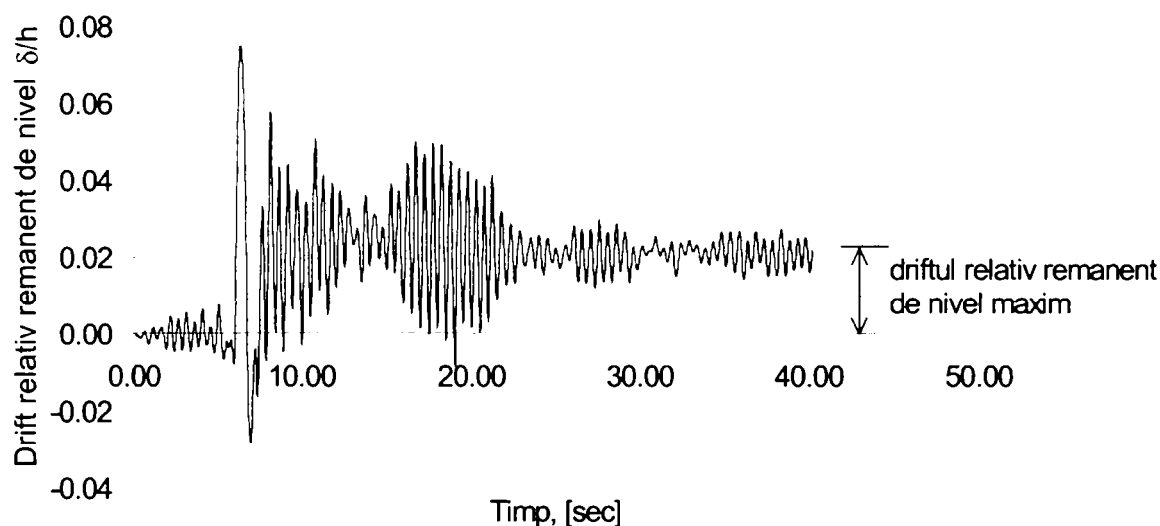


Figura 5.4 Determinarea deplasărilor de nivel remanente

În recomandările furnizate de FEMA 273 se specifică faptul că în cazul stării limită de protecție a vieții (echivalentul stării limită de avarie din această lucrare), valorile driftului de nivel remanent nu trebuie să depășească 1% pentru structurile în cadre multietajate. Astfel, se poate considera ca un drift remanent de 1% conduce la un nivel moderat de distrugerii în clădire.

Starea limită ultimă (criteriu de ductilitate) \Rightarrow în cazul unui cutremur foarte rar (cutremurul maxim care poate afecta amplasamentul), clădirea prezintă avarii majore ale elementelor nestructurale și structurale dar siguranța oamenilor este garantată. Distrugerile sunt extinse astfel încât structura nu poate fi reparată iar demolarea este inevitabilă. Structura răspunde în domeniul elasto-plastic iar criteriul determinant este ductilitatea locală (capacitatea de rotire a elementelor și îmbinărilor).

Referitor la capacitatea de rotire a îmbinărilor, norma americană AISC 2002 precizează ca îmbinările folosite la cadrele metalice necontravântuite trebuie să satisfacă următoarele cerințe:

- driftul de nivel capabil să fie mai mare de $0,04\text{rad}$ pentru cadrele speciale necontravântuite
- capacitatea portantă a îmbinării este cel puțin egală cu 80% din momentul plastic capabil al grinzii adiacente la un drift de nivel aferent de $0,04\text{rad}$.

Dacă extragem din driftul total valoarea corespunzătoare domeniului elastic de deformații, rezultă o rotire plastică necesară de circa $0,03\text{rad}$. Este cunoscut faptul că ductilitatea globală este direct asociată capacității de rotire în secțiunile plastificate. Pentru structurile în cadre metalice supuse la cutremure, trebuie luat în considerare caracterul ciclic al mișcării. Pentru aceasta, a fost luată în calcul și reducerea capacității de rotire ce apare odată cu degradarea

elementelor și îmbinărilor supuse la solicitări ciclice. Criteriul limită introdus a fost rezistența la oboseală plastică. Rezistența la oboseală este exprimată în termeni de rotiri plastice cu ajutorul ecuației următoare:

$$\log N = \log a - m \log \Delta\varphi \quad (5.3)$$

în care:

$\Delta\varphi$ = rotirea plastică

N = numărul de cicluri din fiecare domeniu de rotiri plastice

m = panta curbei de rezistență la oboseală, se determină experimental

log a = constantă, se determină experimental

Valori de referință pentru evaluarea oboselii se pot obține din rezultatele încercărilor experimentale în regim monoton. Astfel, încărcarea monotonă corespunde unei jumătăți de ciclu de deformare a unui specimen până la valoarea $\Delta\varphi = \varphi_{mon}$ și apoi adus la starea inițială nedeformată. Acest lucru conduce la următoarele valori pentru numărul de cicluri N și valoarea rotirii plastice:

$$N_{mon} = 1/2; \Delta\varphi = \varphi_{mon} \quad (5.4)$$

Din demonstrația anterioară rezultă că dacă se cunoaște capacitatea de rotire sub încărcări monotone, φ_{mon} , atunci numărul de cicluri pentru un anumit domeniu de rotiri plastice se obține cu relația:

$$N = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi_{mon}}{\Delta\varphi_p} \right)^m \quad (5.5)$$

Încercările experimentale au arătat ca valorile uzuale ale pantei m sunt cuprinse între 1 și 3 iar pentru capacitatea de rotire sub încărcări monotone valori cuprinse în general între 0,03rad și 0,05rad. Pentru cicluri de amplitudini diferite de rotire plastică, calculul se face cu ajutorul legii cumulative Palmgren-Miner.

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (5.6)$$

în care:

n_i = numărul de cicluri de amplitudine $\Delta\varphi_i$

N_i = numărul de cicluri de aceeași amplitudine care conduc la rupere

Verificarea la oboseală poate fi făcută prin evaluarea indicelui de distrugere D, care poate avea următoarele valori:

$$0 \leq D \leq 1 \quad (5.7)$$

Atunci când valoarea indicelui de distrugere atinge valoarea D=1, se consideră că s-a atins rezistența la oboseală a secțiunii. Metodologia de calcul a rezistenței la oboseală a fost descrisă pe larg în capitolul 4 din teza de doctorat.

În Tabel 5.2 sunt prezentate valorile caracteristice și stările de degradare pentru fiecare din cele trei stări limită.

Tabel 5.2 Nivele de performanță structurală și descrierea stării de degradare pentru structuri în cadre necontravântuite

Starea limita	Descrierea stării de degradare	Drift maxim [%]	Drift remanent maxim [%]	Rotirea plastica [rad]	ID
Starea limită de serviciu	- distrugerii neglijabile ale elementelor nestructurale - nu se produc plasticizări în elementele structurale	0,6	-	-	-
Starea limită de avarie	- avarii moderate ale elementelor nestructurale - plasticizări în unele elemente	2,5	1,0	-	-
Starea limită ultima	- articulații plastice în numeroase elemente - distorsiuni în unele îmbinări - este atinsă rezistența la oboseală a elementelor	-	-	0,03	1

5.3.2 Definirea intensităților seismice asociate nivelelor de performanță

Pentru a putea fi utilizate în proiectare, nivelele de performanță trebuie asociate unor anumite nivele de intensitate a acțiunii seismice. Aceste acțiuni pot fi exprimate în două moduri:

- funcții de probabilitate a accelerației, determinate pentru o anumită probabilitate de depășire. Cutremurul de proiectare se obține pe baza unei probabilități de depășire exprimată la 50 de ani (Hamburger 1996, Ghobarah et al 1997):
 - frecvent, probabilitatea de depășire de 50%
 - ocazional, probabilitatea de depășire de 20%
 - rar, probabilitatea de depășire de 10%
 - foarte rar, probabilitatea de depășire de 5%

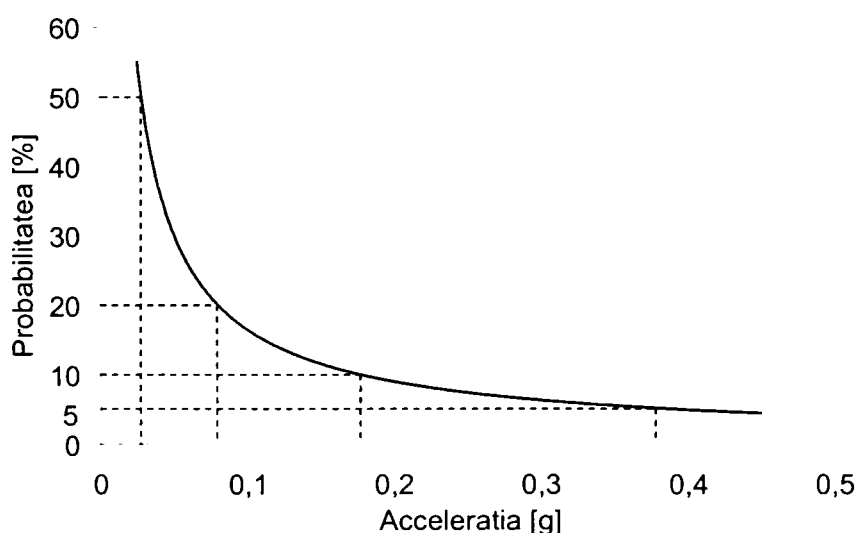


Figura 5.5 Funcția de probabilitate a accelerației

- perioade de recurență. Nivelul accelerației se determină în funcție de perioadele de recurență ale mișcării seismice. În Tabel 5.3 sunt prezentate câteva propuneri pentru perioadele de recurență.

Tabel 5.3 Perioadele de recurență propuse de diferiți autori (în ani)

Nivele de performanță	Autor	Frecvent	Ocazional	Rar	Foarte rar
Patru nivele	SEAOC Vision 2000 (1995)	43	72	475	970
	Bertero&Bertero (1996)	10	30	450	900
	Bertero&Bertero (2000)	30	75	475	970
Trei nivele	Pauley et al (1990)	10-50	50-200	150-1000	
Doua nivele	Kenedy&Medhekan (1999)	-	50	475	-
	Wen (1996)	10	-	475	-

Dacă se consideră pentru accelerația de referință a terenului accelerația corespunzătoare stării limită de avarie (SLD) - a_d , pentru celelalte stări limită accelerațiile corespunzătoare se determină cu ajutorul ecuației (Gioncu 2002) :

$$\frac{a}{a_d} = \left(\frac{p_r}{p_{rd}} \right)^{0.28} \quad (5.8)$$

Cu valorile pentru perioadele de revenire precizate anterior, rezultă următoarele valori ale accelerațiilor pentru SLS și SLU:

$$a_s = 0.412a_d \quad (5.9)$$

$$a_u = 1.22a_d \quad (5.10)$$

În Figura 5.6 se prezintă variația raportului dintre accelerația corespunzătoare unei anumite stări limită și accelerația de bază a/a_d cu perioada de revenire a mișcării seismice.

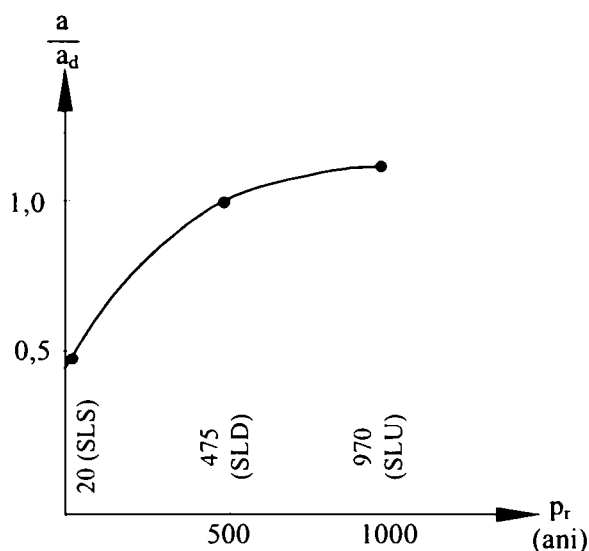


Figura 5.6 Accelerația terenului în funcție de perioada de revenire (ATC 40)

5.3.3 Capacitatea de disipare a structurii – Factorul de reducere q

În conformitate cu metodele bazate pe performanță, proiectarea unei clădiri presupune două etape: definirea nivelurilor de performanță ale clădirii și definirea intensității seismice corespunzătoare. Definirea nivelurilor de performanță este făcută prin descrierea stării de degradare aferente, pe baza valorilor limită ale deplasărilor de nivel. În acest fel, se poate spune că proiectarea bazată pe performanță se bazează pe controlul deplasărilor (în acest caz

deplasările relative de nivel, instantanee sau remanente). În marea lor majoritate, normele actuale de proiectare antiseismică utilizează o singură stare limită, definită de limitarea eforturilor sub acțiunea sarcinilor seismice de calcul, fără să fie necesară verificarea stării de degradare a structurii de rezistență sau a elementelor nestructurale. Introducerea acțiunii seismice în normele actuale se face de regulă prin intermediul spectrului de răspuns elastic. Capacitatea structurii de a răspunde la acțiunea seismică în domeniul inelastic permite calculul la forțe mai mici decât cele corespunzătoare unui răspuns elastic. Pentru a evita însă calculul structurii utilizând o analiză inelastică, capacitatea structurii de disipare a energiei este luată în calcul prin utilizarea unei analize elastice folosind un spectru de răspuns inelastic, redus față de cel elastic, numit și spectru de calcul. Aceasta reducere se realizează cu ajutorul unui așa-numit factor de reducere, denumit și factor q . Normele actuale de proiectare oferă însă o valoare unică pentru factorul q , corespunzătoare stării limită ultime, astfel încât ductilitatea corespunzătoare stării limită ultime nu mai poate fi atinsă în cazul introducerii unor nivele de performanță superioare, caracterizate de o ductilitate mai redusă, ductilitate care corespunde unui factor q parțial. Folosirea factorului q parțial oferă deci posibilitatea implementării proiectării bazate pe performanță în normele actuale de proiectare prin verificarea indirectă a stării de degradare a elementelor pentru fiecare nivel de performanță (stare limită). Implementarea factorului q parțial necesită însă calibrarea unor valori corespunzătoare pentru criteriile limită considerate și anume: driftul de nivel, driftul de nivel remanent și capacitatea de rotire a elementelor și îmbinărilor.

Pentru determinarea factorilor q parțiali s-au adaptat relațiile propuse de Aribert&Grecea. Metoda Aribert&Grecea se bazează pe reducerea forței tăietoare de bază datorită disipării de energie prin articulații plastice. Factorul q este definit în această metodă astfel:

$$q = \frac{V^{(e.th)}}{V^{(inel)}} \quad (5.11)$$

unde:

- $V^{(e.th)}$ reprezintă efortul de tăiere la bază după o comportare elastică teoretică
- $V^{(inel)}$ reprezintă efortul inelastic de tăiere la bază, determinat după o analiză dinamică elasto-plastică (Figura 5.7).

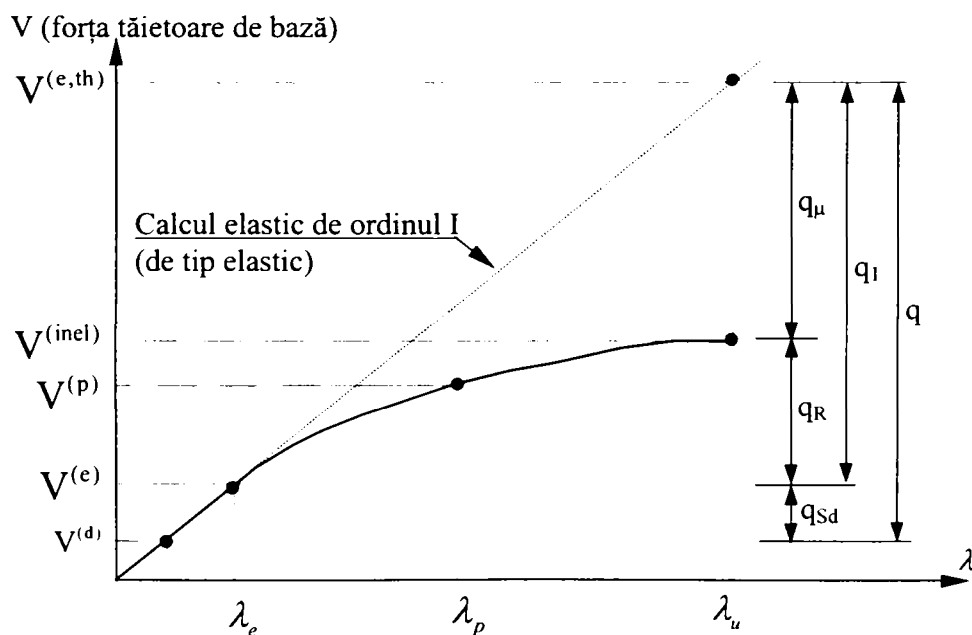


Figura 5.7 Definirea factorilor de comportare q

Dezvoltarea conceptului în ipoteza unei structuri regulate

Principala formulă care se ia în considerare este aceea care dă valoarea forțelor statice echivalente, reduse datorită comportării inelastice și care se aplică diferitelor etaje j (cu $j=1 \dots n$). În cazul unei structuri neregulate unde răspunsul este dat de mai multe moduri de vibrație, contribuția modului propriu $\{X_i\}$ de componente x_{ji} și de perioadă proprie T_i , la forța $F_j^{(inel)}$ este dată de:

$$F_{ji}^{(inel)} = \frac{1}{q} m_j x_{ji} \Gamma_i \lambda_u a_g R_e(T_i) \quad (5.12)$$

unde:

- m_j : masa relativă la etajul j ;
- $\Gamma_i = \left(\sum_{k=1}^n m_k x_{ki} \right) / \left(\sum_{k=1}^n m_k x_{ki}^2 \right)$: factorul de participare al modului propriu $\{X_i\}$;
- $R_e(T_i)$: răspunsul spectral elastic normalizat în pseudo-acelerație;
- a_g : accelerația nominală, caracteristică acțiunii seismice, egală în practică cu accelerația maximă a terenului ($a_g = \max|a(t)|$);
- λ_u : valoarea ultimă a multiplicatorului accelerației (de interpretat ca una din valorile luate în considerare după diferitele criterii enunțate mai înainte).

În general, în codurile seismice, q este o valoare globală considerată valabilă pentru toate modurile. De altfel, se poate asimila aici produsul $a_g \times \lambda_u$ accelerației nominale a_N .

O altă formulă care poate fi eventual asociată la ec. 5.12 este aceea care dă expresia deplasărilor maxime de etaj în raport cu baza structurii, în ipoteza în care se aplică criteriul 2, cu o bună aproximație, definiției lui λ_u :

$$\delta_{ji}^{(e,th)} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} x_{ji} \Gamma_i \lambda_u a_g R_e(T_i) \quad (5.13)$$

În ipoteza în care structura este *regulată*, răspunsul său *global*, atât în eforturi orizontale static echivalente cât și deplasări la fiecare nivel este considerat în general afin modului fundamental de vibrație. Totuși, la nivelul distribuției eforturilor, masa participantă M_1 a modului fundamental rămâne inferioară masei totale M a structurii. Preferând să nu se introducă moduri reziduale asupra eforturilor, se va adopta aici formularea din Eurocode 8, care presupune că masa participantă a modului fundamental este egală cu M (sau altfel spus se aproximează M_1 cu M). Vom avea astfel:

$$F_j^{(inel)} = \frac{1}{q} m_j \frac{x_{j1}}{\sum_{k=1}^n m_k x_{k1}} M a_N R_e(T_1) \quad (5.14)$$

unde: $a_N = \lambda \cdot \max|a_g(t)|$

Efortul de tăiere la bază este deci dat de:

$$V^{(inel)} = \sum_{j=1}^n F_j^{(inel)} = \frac{1}{q} M a_N R_e(T_1) \quad (5.15)$$

Într-o comportare elastică teoretică, pentru același nivel de accelerație a_N , am avea:

$$V^{(e,th)} = M a_N R_c(T_1) \quad (5.16)$$

Cu o analiză dinamică permițând să determinăm λ_e și $V^{(e)}$ ale formării primei articulații plastice, ar trebui să avem:

$$V^{(e,th)} = V^{(e)} \frac{\lambda_u}{\lambda_e} \quad (5.17)$$

Cu definiția lui q dată în ec. 5.11, asociată cu 5.15 și 5.17, se obține, pentru nivelul accelerației a_N :

$$q = \frac{V^{(e)}}{V^{(inel)}} \frac{\lambda_u}{\lambda_e} \quad (5.18)$$

Factorul de reducere a forțelor seismice determinat cu metoda Aribert&Grecea și exprimat prin relația 5.18 este datorat exclusiv ductilității structurii. Acesta va fi definit în continuare q_μ . Relația 5.18 devine astfel:

$$q_\mu = \frac{V^{(e)}}{V^{(inel)}} \frac{\lambda_u}{\lambda_e} \quad (5.19)$$

Structurile în cadre multietajate prezintă însă o rezervă de capacitate portantă față de rezistența de calcul, aceasta fiind definită ca o suprarezistență. Aceasta rezervă de rezistență este dată de mai mulți factori și anume:

- capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în cazul structurilor ductile, datorită plastificării succesive a zonelor disipative
- 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)
- rezistența materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică).

Suprarezistența structurii poate fi exprimată sub următoarea formă (Fischinger&Fajfar, 1994):

$$q_S = \frac{V^{(inel)}}{V^{(d)}} \quad (5.20)$$

în care:

V_d - forța tăietoare de bază de calcul

Pentru a separa capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor dintre ceilalți factori care contribuie la suprarezistența q_S , rezerva de rezistență (suprarezistența) se definește ca produs al doi factori și anume:

$$q_S = q_R \times q_{Sd} \quad (5.21)$$

În relația anterioară, q_S definește capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor sau redundanța, și se poate exprima sub următoarea formă:

$$q_R = \frac{V^{(inel)}}{V^{(e)}} \quad (5.22)$$

Aportul celorlalți factori la rezerva de rezistență, q_{Sd} , poate fi definit sub forma următoare:

$$q_{sd} = \frac{V^{(e)}}{V^{(d)}} \quad (5.23)$$

Factorul total de reducere, folosit în proiectare, se obține prin combinarea celor trei factori de reducere parțiali:

$$q = q_{\mu} \times q_s = q_{\mu} \times q_{sd} \times q_R = \frac{\lambda_u}{\lambda_e} \times \frac{V^{(e)}}{V^{(d)}} \quad (5.24)$$

Daca se păstrează din relația anterioară doar contribuția ductilității și a capacității de redistribuție plastică a eforturilor, se definește factorul de reducere q_1 care caracterizează exclusiv comportarea ductilă a structurii:

$$q_1 = q_{\mu} \times q_R = \frac{V^{(e.th)}}{V^{(e)}} = \frac{\lambda_u}{\lambda_e} \quad (5.25)$$

5.3.4 Calculul solicitărilor seismice

Pentru determinarea accelerațiilor seismice corespunzătoare atingerii limitei elastice și fiecărei stări limită se utilizează analiza dinamică neliniară incrementală (IDA), metoda dezvoltată de Vamvatsikos și Cornell (2002). Răspunsul structurii este influențat de caracterul mișcării seismice folosite, de aceea se folosesc mai multe înregistrări. Deoarece modelul încorporează caracterul neliniar al materialului, eforturile și deplasările obținute sunt apropiate de cele din structura reală. Analiza dinamică incrementală (IDA) presupune utilizarea uneia sau mai multor înregistrări seismice, fiecare dintre ele scalată la mai multe nivele de intensitate, obținându-se în acest fel mai multe curbe de răspuns în funcție de nivelul intensității seismice. Metoda devine similară, într-un fel, cu metoda statică neliniară (push-over), în care se majorează parametrul încărcării până la obținerea deformației țintă sau a colapsului.

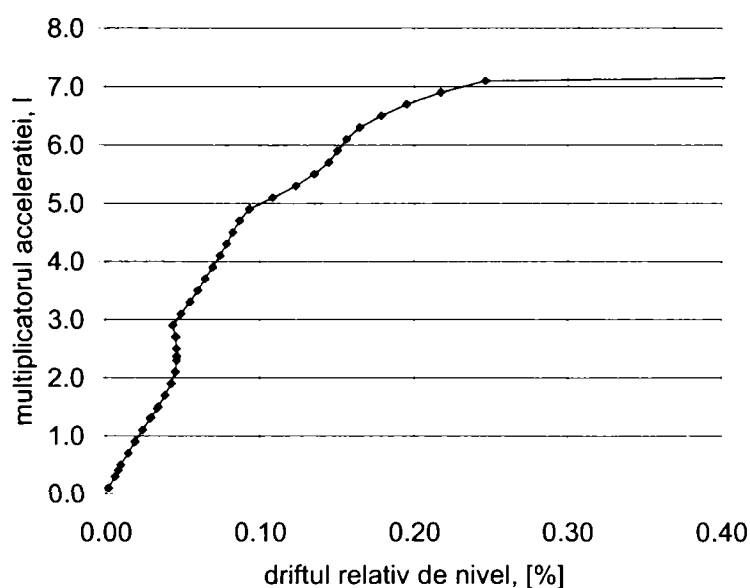


Figura 5.8 Curba de răspuns pentru o singură înregistrare seismică

În cazul analizei dinamice incrementale, folosirea unei singure înregistrări nu poate surprinde în totalitate modul de comportare sub acțiunea unui cutremur viitor. De aceea, este nevoie de utilizarea unui set de înregistrări în loc de o singură înregistrare. Scalarea mișcărilor seismice (vezi capitolul 2, paragraful 3.3.3.4) se realizează prin scalarea accelerației spectrale medii pe un anumit interval de perioade. Fiecare înregistrare este scalată la accelerația

spectrală medie, considerând o amortizare de 5%, a setului de înregistrări utilizat, pe un anumit interval de perioade ale structurii analizate. Aceasta metodă de scalare ia în considerare mărirea perioadei proprii de vibrație datorită comportării neliniare.

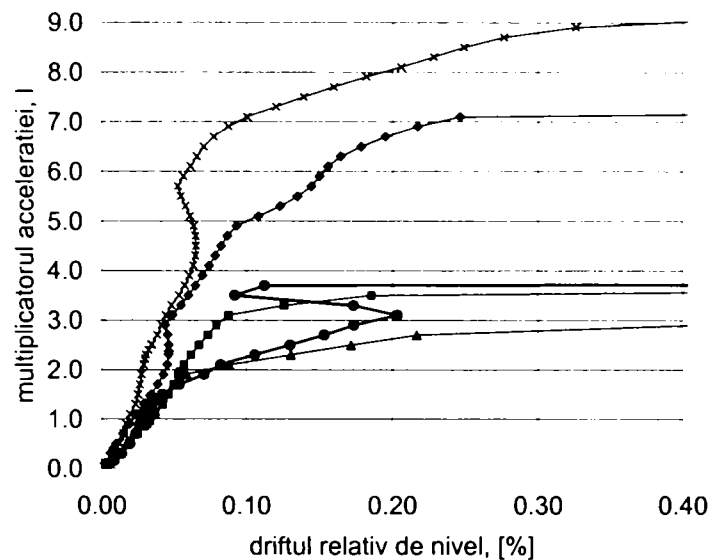


Figura 5.9 Curbele de răspuns pentru un set de înregistrări seismice

5.4 Concluzii

Proiectarea bazată pe performanță a devenit în ultimii ani subiectul unor ample cercetări. Aceasta metodă tinde să devină în prezent metoda de bază în cadrul normelor de proiectare antiseismică, datorită avantajelor pe care le oferă atât în ceea ce privește proiectarea clădirilor noi cât și la evaluarea celor existente. În metoda bazată pe performanță, stările limită sunt definite prin intermediul stării de degradare asociate. Între o anumită stare de degradare a structurii și deformațiile de nivel aferente există o legătură directă, descrierea stării de degradare fiind descrisă cu suficientă precizie de deplasările structurii. Această metodă este așadar o metodă bazată pe controlul deplasărilor.

Normele actuale de proiectare antiseismică utilizează, de regulă, pentru calculul structurilor, o singură stare limită, asociată protejării vieții în cazul unor cutremure majore. Chiar și atunci când sunt prevăzute mai multe stări limită, acestea nu prevăd explicit criterii pentru verificarea stării de degradare a structurii de rezistență sau a elementelor nestructurale. Introducerea acțiunii seismice se face prin intermediul spectrului de calcul, obținut prin reducerea spectrului de răspuns elastic cu ajutorul factorului q . Normele actuale de proiectare oferă însă o valoare unică pentru factorul q , corespunzătoare stării limită ultime, astfel încât ductilitatea corespunzătoare stării limită ultime nu mai poate fi atinsă în cazul introducerii unor nivele de performanță superioare, caracterizate de o ductilitate mai redusă, corespunzătoare unui factor q parțial. În această situație structurile sunt caracterizate de un factor q parțial. Folosirea factorului q parțial oferă deci posibilitatea implementării proiectării bazate pe performanță în normele actuale de proiectare. Implementarea factorului q parțial necesită însă calibrarea unor valori corespunzătoare pentru criteriile limită considerate și anume: driftul de nivel, driftul de nivel remanent și capacitatea de rotire a elementelor și îmbinărilor. În capitolul 6 din teza se va prezenta un exemplu practic de aplicare a acestei metodologii atât la proiectarea structurilor noi cât și la verificarea celor existente.

CAPITOL 6. APLICAREA METODOLOGIEI DE PROIECTARE BAZATE PE FACTORI DE REDUCERE PARȚIALI LA PROIECTAREA ȘI VERIFICAREA STRUCTURILOR METALICE

6.1 Introducere

Metoda propusă de autor pentru implementarea proiectării bazate pe performanța în normele actuale de proiectare antisismică, descrisă pe larg în capitolul 5, presupune determinarea factorilor q parțiali corespunzători fiecărui nivel de performanță. Metoda presupune o analiză în doi pași:

- pasul 1: se determină accelerațiile limită pentru fiecare nivel de performanță și accelerațiile corespunzătoare limitei elastice

- pasul 2: pe baza accelerațiilor determinate în pasul 1 se determină factorii de reducere q .

În prima parte a acestui capitol se va prezenta aplicarea metodei la proiectarea clădirilor noi. Pentru calibrarea factorilor q parțiali se va realiza un studiu parametric pe o familie de cadre multietajate necontravantuite, supuse acțiunii mai multor tipuri de cutremure.

În partea a doua se va prezenta aplicarea metodei la verificarea unei clădiri existente. Pentru aceasta s-a ales o clădire în cadre metalice multietajate P + 4E, amplasată în Timișoara.

Calculul se va conduce printr-o analiză elasto-plastică dinamică incrementală cu programul Drain2DX.

6.2 Aplicarea metodei bazate pe performanță la proiectarea clădirilor noi

Pentru studiu au fost alese mai multe structuri în cadre necontravantuite, care acoperă un domeniu de perioade cuprins între 0,50 și 1,00 secundă (Figura 6.1).

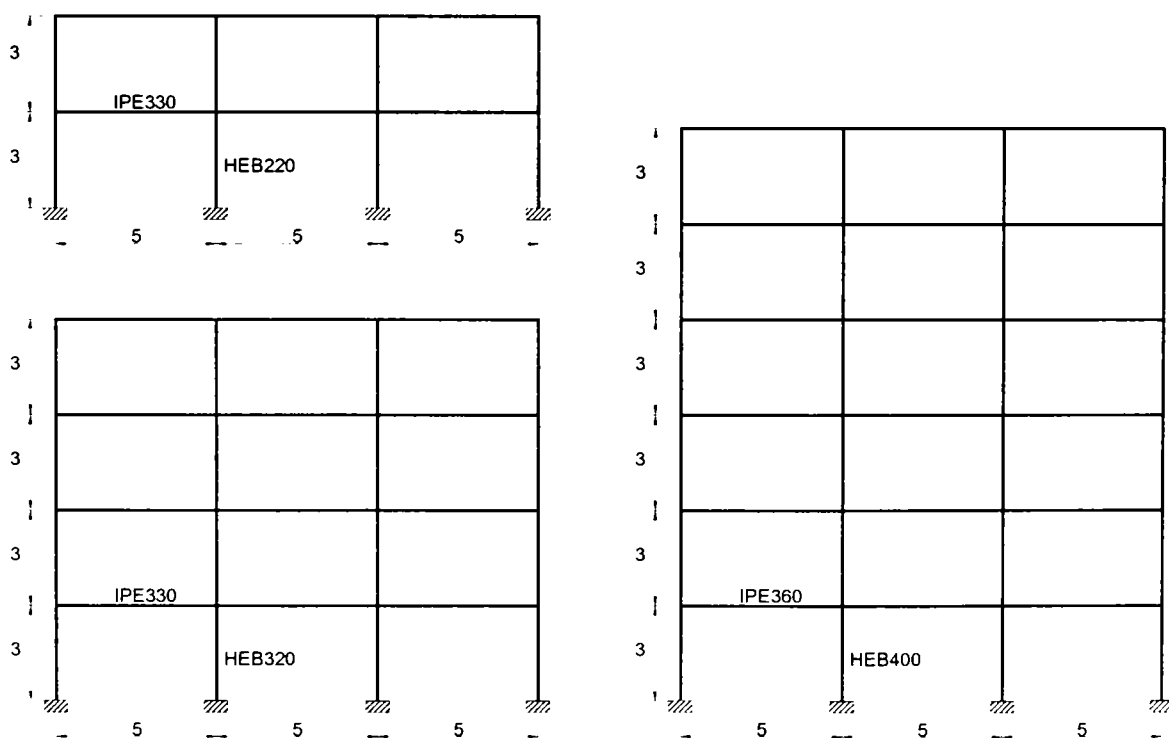


Figura 6.1 Structurile considerate în analiză

Structurile au fost proiectate în conformitate cu normele românești de calcul. Acestea sunt amplasate în zona seismică B, conform normativului românesc de calcul antisismic P100/92, în condiții de amplasament caracterizate de o perioadă de colț $T_c = 1,50\text{sec}$ și $k_s = 0,25g$. La proiectarea structurilor au fost folosite următoarele mărimi caracteristice:

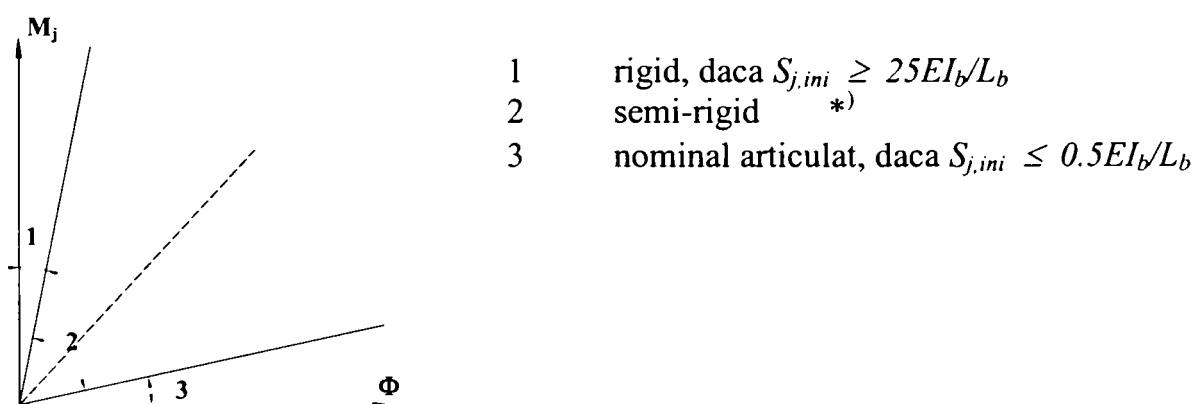
- încărcarea permanentă pe planșeu: $G_{pl} = 3,5 \text{ kN/mp}$
- încărcarea utilă: $Q = 2,0 \text{ kN/mp}$
- accelerația maximă a terenului: $0,25 \text{ g}$
- factorul de reducere: $\psi = 1/q = 0,17$
- limita deplasărilor relative de nivel: $d_{lim} = H/120$

Secțiunile elementelor rezultate din calcul au fost păstrate constante pe înălțimea cadrului și au mărimile prezentate în Tabel 6.1. Au fost considerate două tipuri de îmbinări riglă-stâlp: rigide și semirigide (*rigiditatea egală cu 0,6K*), în conformitate cu clasificarea oferită de Eurocode 3 ($K = 25 \cdot EI_b / L_b$ reprezintă rigiditatea riglei) (Figura 6.2). Atât nodurile rigide cât și cele semirigide au fost considerate cu rezistență totală.

Tabel 6.1 Caracteristicile cadrelor analizate.

Tipul cadrului						
	1	2	3	Perioada proprie a structurii [sec]		Grinzi
Cadru	L(m)	H(m)	semirigid	rigid		
1	5	3	0,51	0,45	IPE330	HEB220
2	5	3	0,79	0,70	IPE330	HEB320
3	5	3	0,98	0,88	IPE360	HEB400

Determinarea factorului q necesită introducerea unor valori corespunzătoare ale caracteristicilor limită (driftul de nivel, driftul de nivel remanent, capacitatea de rotire sub încărcări ciclice și rezistența la oboseală) corespunzătoare celor 3 nivele de performanță.



*) Toate îmbinările din zona 2 trebuie considerate ca semi-rigide. Îmbinările din zonele 1 și 3 pot fi considerate semi-rigide dacă este avantajos

- K_b valoarea medie a raportului I_b/L_b pentru toate riglele de la ultimul nivel;
- K_c valoarea medie a raportului I_c/L_c pentru toți stâlpii de la ultimul nivel;
- I_b momentul de inerție al riglei; I_c momentul de inerție al stâlpului;
- L_b deschiderea cadrului; L_c înălțimea de nivel;

Figura 6.2 Limitele pentru clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp după rigiditate

6.2.1 Caracteristicile limită pentru nivelele de performanță considerate

- **Starea limită de serviciu** (criteriu de rigiditate). În cazul unui cutremur frecvent, clădirea poate fi folosită fără întrerupere, elementele nestructurale prezintă avarii minore iar structura se află în domeniul elastic. Normele de proiectare antiseismică limitează driftul relativ de nivel în cazul unor seisme de intensitate moderată pentru a evita distrugerea elementelor nestructurale și de închidere. În studiu s-a adoptat o valoare medie pentru driftul relativ de nivel adică 0,6% din înălțimea de nivel.

- **Starea limită de avarie** (criteriu de rezistență). În cazul unui cutremur rar, clădirea prezintă avarii importante ale elementelor nestructurale și avarii moderate ale elementelor structurale, care pot fi însă reparate după cutremur fără costuri sau dificultăți tehnice deosebite. Structura răspunde la cutremur în domeniul elasto-plastic și criteriul determinant este rezistența secțiunilor. Acest criteriu este considerat o indicație asupra stării în care se află clădirea după un cutremur puternic. Din observațiile și studiile efectuate după producerea unor cutremure, structurile în cadre metalice necontravantuite care prezentau drifturi remanente de nivel mai mari de 3% nu mai puteau fi reparate (datorită problemelor tehnice sau costurilor deosebite). În recomandările furnizate de FEMA 273 se specifică faptul că în cazul stării limită de protejare a vieții (echivalentul stării limită de avarie din această lucrare), valorile driftului de nivel remanent nu trebuie să depășească 1% pentru structurile în cadre multietajate. În studiul efectuat s-a considerat un drift remanent de 1%, corespunzător unui nivel moderat de distrugerii în clădire. Acest criteriu este considerat criteriu de rezistență deoarece o rezistență structurală redusă va conduce la producerea unor deformații plastice excesive și deci la producerea unor drifturi remanente mari.

- **Starea limită ultimă** (criteriu de ductilitate). În cazul unui cutremur foarte rar, clădirea prezintă avarii majore ale elementelor nestructurale și structurale, structura răspunde în domeniul elasto-plastic dar siguranța oamenilor este garantată. Distrugerile sunt extinse astfel încât structura nu poate fi reparată iar demolarea este inevitabilă. Structura răspunde în domeniul elasto-plastic iar criteriul determinant este ductilitatea locală (capacitatea de rotire a elementelor și îmbinărilor). Este cunoscut faptul că ductilitatea globală este direct asociată capacității de rotire în secțiunile plastificate. În cazul structurilor în cadre metalice supuse la cutremure, trebuie luat în considerare caracterul ciclic al mișcării, având ca efect degradarea caracteristicilor de rezistență și rigiditate ale elementelor și îmbinărilor. Criteriul limită introdus a fost rezistența la oboseală plastică. Pentru aceasta au fost adaptate relațiile cunoscute de la oboseala în domeniul elastic. În capitolul 4 s-a descris metoda propusă pentru calculul la oboseală în domeniul plastic și s-a realizat un studiu parametric privind influența diferiților parametri care intervin. Pentru definirea curbei de rezistență la oboseală, este necesară calibrarea a doi factori care intervin: panta curbei de rezistență, m și constanta $log a$. Încercările experimentale realizate de Calado (Calado 1999, 2000) pe mai multe tipuri de îmbinări, atât sudate cât și cu șuruburi, au arătat valori ale pantei m cuprinse între 1,0 și 3,0 (valori care au fost considerate și în studiul parametric realizat în capitolul 5), cu o medie egală cu 1,82. Valoarea medie a constantei $log a$ a fost egală cu 4,83.

Tabel 6.2 Parametrii rezistenței la oboseală determinați experimental (Calado 1999)

Tip îmbinare	Specimen	$log a$	m
Îmbinări sudate	BCC5	3,7	1,7
	BCC6	2,6	1,0
	BCC8	5,9	3,0
Îmbinări cu șuruburi	BCC9	4,6	1,0
	BCC7	4,8	1,7
	BCC10	7,4	2,5
	valoarea medie	4,83	1,82

În studiul parametric desfășurat în capitolul 4, în locul parametrului $\log a$ a fost folosit un alt parametru și anume capacitatea de rotire sub încărcări monotone φ_{mon} . Dacă în formula de calcul a rezistenței la oboseală se introduce însă $N = 1/2$ și $\Delta\varphi_p = \varphi_{mon}$, se obține următoarea legătură între capacitatea de rotire sub încărcări monotone și parametrul $\log a$:

$$\log N = \log a - m \log \Delta\varphi_p$$

Dar: $N = \frac{1}{2}$; $\Delta\varphi_p = \varphi_{mon} \Rightarrow \log a = \log\left(\frac{1}{2} \times \Delta\varphi_p^m\right)$

Pentru valori ale capacității de rotire φ_{mon} cuprinse între 0,03rad și 0,05rad și pante m cuprinse între 1 și 3 rezultă valori ale parametrului $\log a$ cuprinse între 1,6 și 4,87. Pentru studiu se va utiliza o valoare a pantei m egală cu 2 (studiul parametric a arătat că dacă se utilizează în calcul o panta mai mare decât 2, implicațiile asupra rezultatelor sunt reduse) și o valoare a capacității de rotire sub încărcări monotone $\varphi_{mon} = 0,04rad$.

Atât pentru elemente cât și pentru îmbinări a fost utilizat un model de calcul biliniar (Figura 6.3). Pe parcursul analizei numerice a răspunsului seismic este realizată verificarea la oboseală în toate articulațiile plastice formate. În continuare, folosind curbele de rezistență descrise prin parametrii m și $\log a$ și legea de cumulare a efectelor Palmgren-Miner este calculat indicele de distrugere D . Atunci când valoarea indicelui de distrugere atinge valoarea 1 se consideră că s-a atins rezistența ultimă.

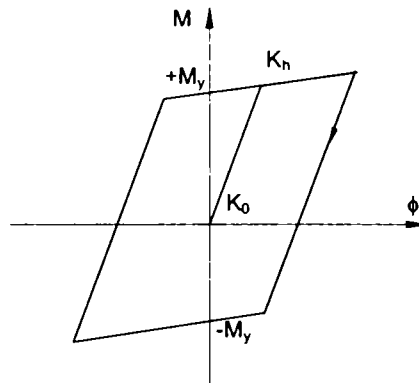


Figura 6.3 Modelul biliniar folosit pentru elemente și îmbinări

În tabelul următor sunt sintetizate valorile parametrilor folosiți pentru definirea fiecărui nivel de performanță.

Tabel 6.3 Valorile limită pentru stările limită considerate

Starea limită	Drift limită [%]	Drift remanent limită [%]	Rotirea plastică limită [rad]	Indicele de distrugere D
SLS	0,6	-	-	-
SLD	2,5	1,0	-	-
SLU	-	-	0,03*	D=1*,**

* Pentru SLU se va adopta valoarea minimă dintre cele două cazuri
 ** Pentru determinarea indicelui de degradare, s-au folosit valorile $m = 2$, $\log K = 3,1$

6.2.2 Calculul solicitărilor seismice

În cadrul proiectării bazate pe performanță, determinarea solicitărilor seismice poate fi făcută cu ajutorul metodelor de analiză structurală cunoscute (vezi capitolul 3, paragraful 3.3.3). În acest studiu parametric s-a utilizat un calcul dinamic incremental elasto-plastic cu programul DRAIN-2DX (Prakash, 1993). În cazul unei analize dinamice time-history sunt necesare cel puțin 3 înregistrări seismice diferite. În lucrare s-au selectat 6 mișcări seismice, diferite atât prin intensitatea mișcării cât și prin natura terenului:

- Grupul 1 de miscari seismice conține mișcări cu perioada de colț în domeniul perioadelor scurte ($< 0,7\text{sec}$). Au fost selectate următoarele înregistrări (Figura 6.4):

Kobe: cutremurul Hyogoken-Nanbu, 17 ianuarie 1995, componenta NS, înreg. JMA Kobe, $\text{PGA} = 0,82\text{g}$, $T_c = 0,62\text{sec}$

Northridge: cutremurul Northridge, 17 ianuarie 1994, componenta 90deg, înregistrarea Newhall - La County Fire Station, $\text{PGA} = 0,579\text{g}$, $T_c = 0,74\text{sec}$

Aigion: cutremurul din Aigion, Grecia, 1995, $\text{PGA} = 0,53\text{g}$, $T_c = 0,476\text{sec}$

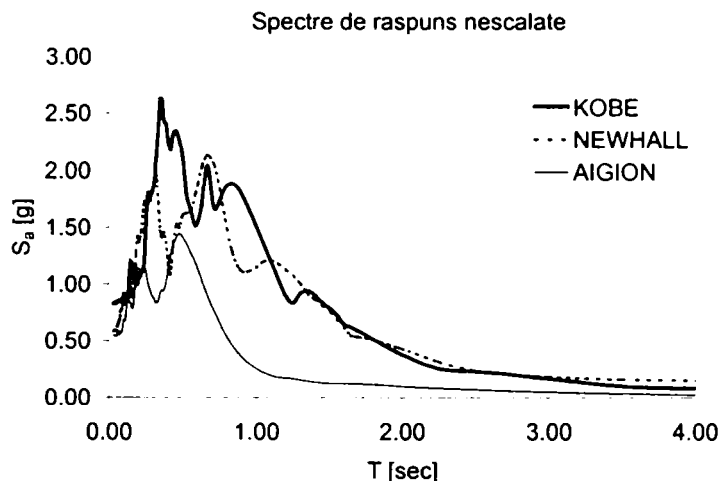


Figura 6.4 Spectrele de răspuns nescalate pentru înregistrările din grupa 1 ($T_c < 0,7\text{sec}$)

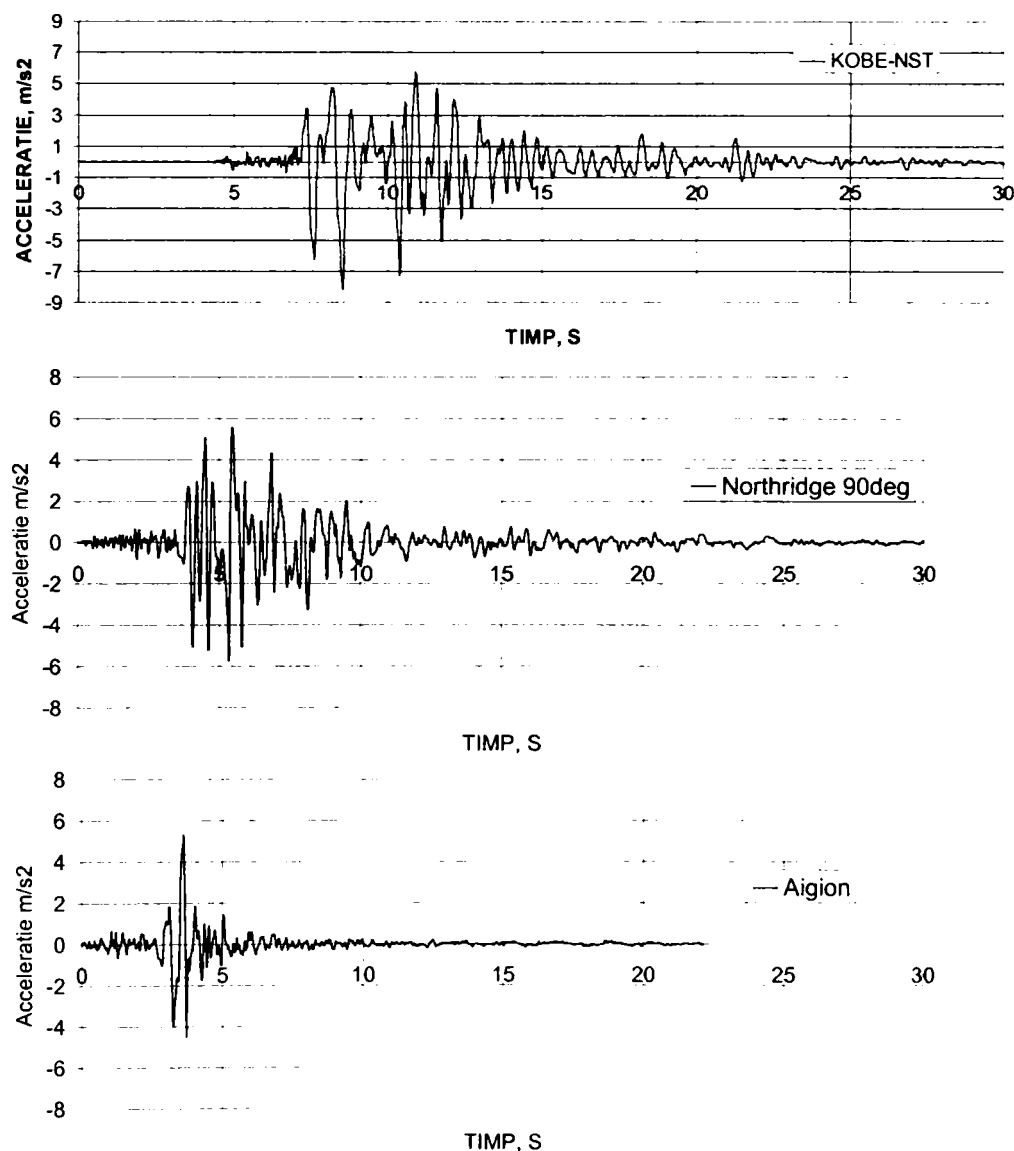


Figura 6.5 Accelerogramele din grupul 1 ($T_c < 0,7\text{sec}$)

- Grupul 2 de mișcări seismice conține mișcări cu perioada de colț în domeniul perioadelor lungi ($T_c \sim 1,5\text{sec}$). Au fost selectate următoarele înregistrări (Figura 6.6):

Vrancea: cutremurul din Vrancea 4 martie 1977, componenta NS, înregistrarea de la INCERC București, $\text{PGA}=0,19\text{g}$, $T_c=1,36\text{sec}$

Muntenegru: cutremurul din Muntenegru 9 aprilie 1979, componenta EW, înregistrarea de la Ulcinj - Hotel Olimpic, $\text{PGA}=0,23\text{g}$, $T_c = 1,18\text{sec}$

Northridge: cutremurul Northridge, 17 ianuarie 1994, componenta N46E, înregistrarea Newhall - Pico Canyon, $\text{PGA} = 0,42\text{g}$, $T_c = 1,39\text{sec}$

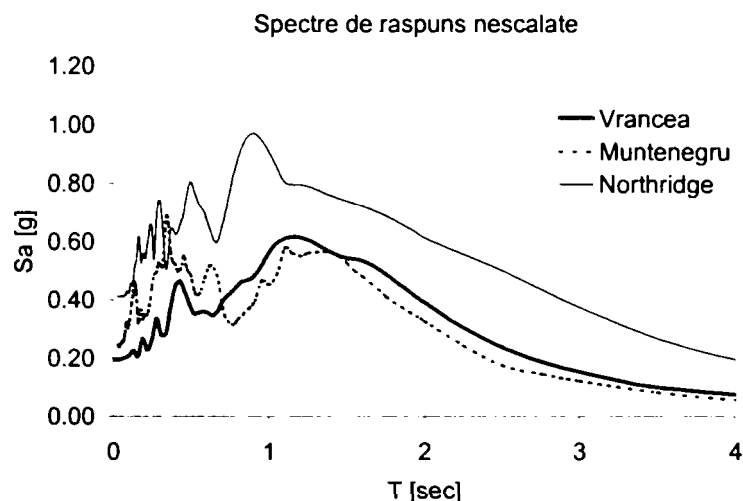


Figura 6.6 Spectrele de răspuns nescalate pentru înregistrările din grupul 2 ($T_c \sim 1,5\text{sec}$)

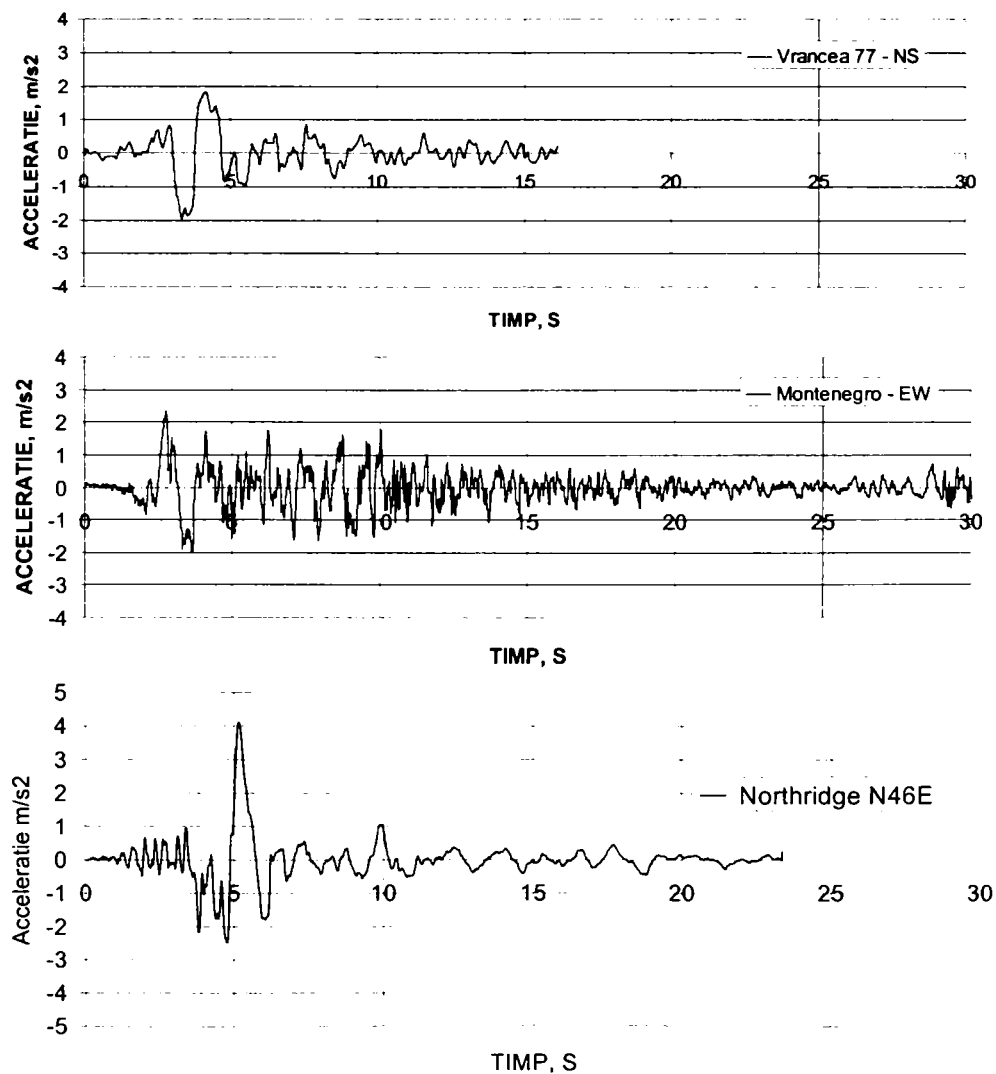


Figura 6.7 Accelerogramele din grupul 2 ($T_c \sim 1,5\text{sec}$)

În metoda bazată pe performanță, atingerea unui anumit nivel de performanță este direct legată de intensitatea mișcării seismice, exprimată prin perioada de revenire a mișcării seismice sau probabilitatea de depășire într-un anumit interval de timp. Pentru starea limită de distrugere și respectiv starea limită ultimă, în general nu sunt divergente în ceea ce privește perioadele de revenire ale mișcării seismice (475 și 970 ani). Spre deosebire de acestea, în cazul stării limită de serviciu există mai multe propuneri, mergând de la 10 până la 100 de ani pentru perioada de revenire, în funcție de seismicitatea zonei. Dacă se consideră pentru accelerația de referință a terenului accelerația corespunzătoare stării limită de distrugere SLD - a_d , pentru celelalte stări limită accelerațiile corespunzătoare se determină cu ajutorul ecuației (Gioncu 2002):

$$\frac{a}{a_d} = \left(\frac{p_r}{p_{rd}} \right)^{0.28}$$

Cu valorile pentru perioadele de revenire precizate anterior, rezultă următoarele valori ale accelerațiilor pentru SLS și SLU:

$$a_s = 0.412a_d; a_u = 1.22a_d$$

În studiul efectuat accelerogramele au fost scalate folosind accelerația spectrală medie pe un interval de perioade. În primul pas accelerogramele sunt scalate astfel încât să se suprapună peste accelerația spectrală medie pe intervalul de perioade 0,2T și 1,5T, în care T este primul mod de vibrație. În pasul doi accelerogramele sunt scalate astfel încât spectrul de răspuns median să fie egal cu spectrul de calcul în intervalul de perioade 0,2T și 1,5T. În Tabel 6.4 sunt prezentați factorii de scalare pentru fiecare mișcare seismică iar în Figura 6.9 sunt prezentate spectrele de răspuns scalate împreună cu spectrul de proiectare din P100/92. Pentru simplificarea analizei a fost luat în considerare același interval de perioade 0,2T - 1,5T, corespunzător perioadei T=0,70sec (structura cu înălțime medie).

Tabel 6.4 Factorii de scalare

	Vrancea	Muntenegru	Northridge-Pico Canyon	Kobe	Northridge (Newhall)	Aigion
Factor de scalare	1,58	1,39	0,92	0,37	0,43	0,68

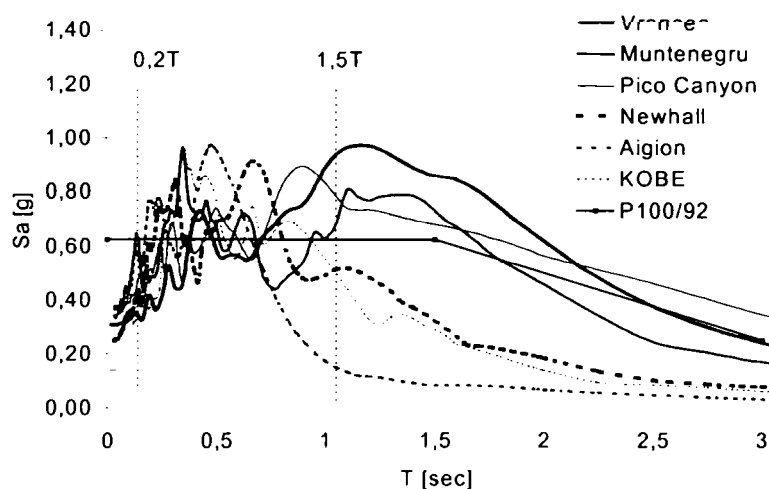


Figura 6.8 Spectrele de răspuns scalate

6.2.3 Rezultatele studiului parametric

Așa cum s-a precizat în deschiderea capitolului, metoda presupune o analiză în doi pași:

- în primul pas se determină accelerațiile limită pentru fiecare nivel de performanță
- în al doilea pas se determină factorii de reducere q

- **Pasul 1:** se determină accelerațiile ultime corespunzătoare atingerii celor trei stări limită (SLS, SLD și SLU) împreună cu accelerațiile corespunzătoare formării primei articulații plastice în structură. În Tabel 6.5 sunt prezentate aceste accelerații.

Tabel 6.5 Valorile accelerațiilor limita pentru nivelele de performanță

Cadru	Elastic [g]	SLS [g]	SLD [g]	SLU [g]	
				θ_u	D_{max}
c2rg1	0,16	0,35	0,43	0,41	0,40
c2sr1	0,16	0,31	0,48	0,43	0,38
c2rg2	0,14	0,30	0,46	0,43	0,43
c2sr2	0,13	0,26	0,45	0,40	0,38
c2rg3	0,20	0,42	0,34	0,35	0,36
c2sr3	0,16	0,33	0,30	0,30	0,32
c2rg4	0,12	0,26	0,31	0,37	0,37
c2sr4	0,14	0,26	0,43	0,43	0,40
c2rg5	0,19	0,44	0,49	0,49	0,40
c2sr5	0,15	0,30	0,45	0,50	0,37
c2rg6	0,11	0,25	0,51	0,56	0,40
c2sr6	0,11	0,23	0,50	0,55	0,36
c4rg1	0,12	0,29	0,28	0,33	0,30
c4sr1	0,13	0,23	0,26	0,32	0,28
c4rg2	0,11	0,29	0,46	0,41	0,38
c4sr2	0,15	0,28	0,45	0,41	0,37
c4rg3	0,13	0,34	0,30	0,30	0,31
c4sr3	0,10	0,20	0,23	0,26	0,28
c4rg4	0,07	0,18	0,44	0,48	0,38
c4sr4	0,11	0,21	0,39	0,65	0,44
c4rg5	0,07	0,19	0,53	0,56	0,50
c4sr5	0,11	0,22	0,50	0,70	0,50
c4rg6	0,14	0,35	0,90	1,06	0,72
c4sr6	0,21	0,38	0,98	1,38	0,80
c6rg1	0,09	0,24	0,26	0,36	0,26
c6sr1	0,08	0,17	0,23	0,30	0,24
c6rg2	0,12	0,33	0,33	0,35	0,33
c6sr2	0,10	0,20	0,29	0,36	0,32
c6rg3	0,08	0,20	0,21	0,24	0,24
c6sr3	0,08	0,17	0,20	0,23	0,25
c6rg4	0,09	0,23	0,98	1,35	0,55
c6sr4	0,12	0,24	0,73	1,30	0,54
c6rg5	0,14	0,38	0,78	0,74	0,63
c6sr5	0,14	0,29	0,48	0,78	0,63
c6rg6	0,24	0,65	1,38	1,58	0,96
c6sr6	0,35	0,73	1,25	1,63	0,98

S-au folosit următoarele notații:

$c [i][j][k]$

[i] – tipul cadrului ([2] – Cadru 3x2; [4] – Cadru 3x4; [6] – Cadru 3x6;)

[j] – tipul de noduri ([rg – noduri rigide; [sr] – noduri semirigide)

[k] – accelerograma folosită ([1] – Vrancea; [2] - Muntenegru; [3] - Pico Canyon; [4] - Kobe; [5] - Newhall; [6] - Aigion)

Unul din obiectivele proiectării la mai multe nivele de performanță îl constituie optimizarea soluțiilor, adică optimizarea valorilor caracteristicilor limită pentru fiecare nivel de performanță. Dacă se neglijează această problemă, este posibil ca unul dintre criteriile limită să guverneze dimensionarea. Soluția optimă a problemei este dată de situația în care criteriile limită pentru fiecare nivel de performanță sunt îndeplinite simultan. În Figura 6.9 sunt prezentate valorile accelerațiilor limită pentru cadrele studiate, exprimate ca medii pentru cele șase cutremure. Se poate observa că pentru starea limită de avarie și starea limită ultimă valorile accelerațiilor sunt foarte apropiate, adică ambele criterii sunt îndeplinite aproape simultan. Sunt înregistrate diferențe mai mari în ceea ce privește starea limită de serviciu, valorile accelerațiilor fiind mai mici. Acest lucru arată că dimensionarea structurii se face din condiția de serviciu, adică de limitare a deplasărilor de nivel, în timp ce rezervele de rezistență și ductilitate ale structurii sunt semnificative. Concluzia este valabilă atât pentru cadrul cu noduri rigide cât și pentru cel cu noduri semirigide (Figura 6.9a, b). Introducerea nodurilor semirigide nu modifică decât în mică măsură valorile accelerațiilor limită. În unele cazuri realizarea nodurilor semirigide constituie chiar un avantaj, în special în cazul structurilor flexibile (de exemplu structura cu 6 niveluri din acest studiu) solicitate de mișcări având perioadele predominante scurte (grupul 1 de mișcări seismice definite anterior).

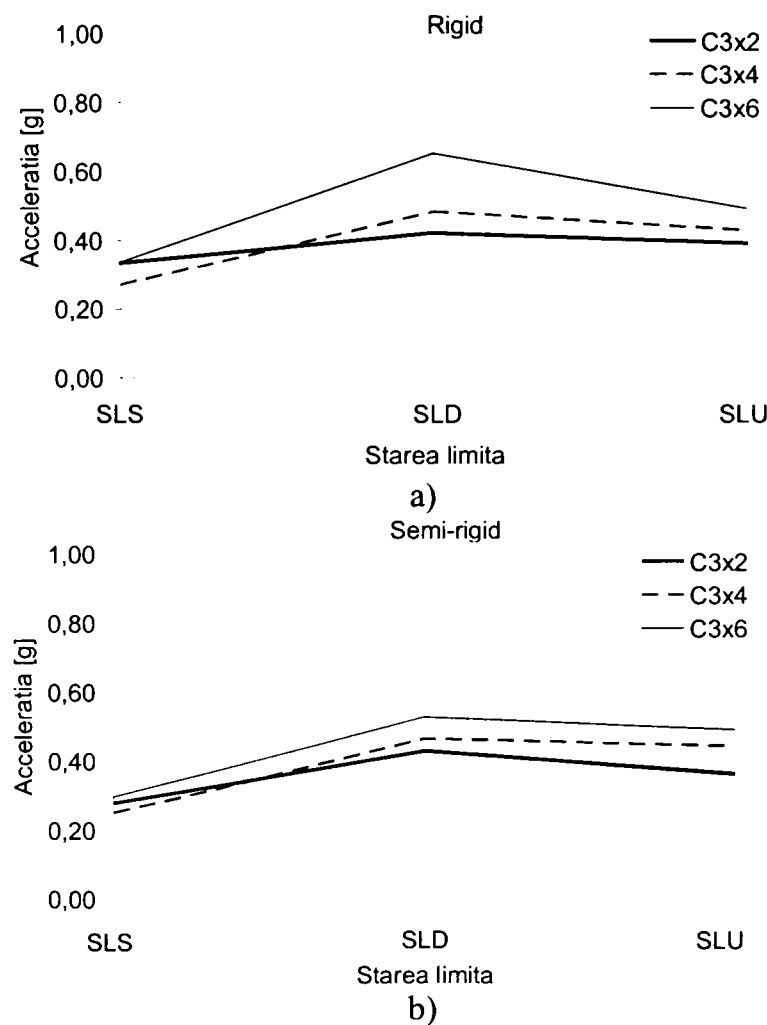


Figura 6.9 Accelerațiile limită: a) cadrele cu noduri rigide; b) cadrele cu noduri semirigide

Deși prin scalarea accelerogramelor s-au egalizat accelerațiile spectrale pe intervalul $0,2T$ și $1,5T$, se poate observa o împrăștiere mare a rezultatelor (Tabel 6.5).

- **Pasul 2:** se determină factorii de reducere q folosind metoda Aribert&Grecea. Această metodă este descrisă pe larg în capitolul 5. Așa cum s-a precizat în capitolul 5, structurile în cadre multietajate prezintă o rezervă de capacitate portantă față de rezistența de calcul, aceasta fiind definită ca o suprarezistență. Aceasta suprarezistență este dată de mai mulți factori și anume:

- capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în cazul structurilor ductile, datorită plastificării succesive a zonelor disipative
- 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)
- rezistența materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică).

Relația propusă de Aribert&Grecea pentru determinarea factorului de reducere q trebuie completată pentru a lua în considerare toți factorii menționați anterior. Suprarezistența structurii (definită mai sus) poate fi exprimată sub următoarea formă (notațiile sunt cele folosite în capitolul 5):

$$q_s = \frac{V^{(inel)}}{V^{(d)}}$$

Factorul q_s poate fi însă definit ca produs al doi factori și anume:

$$q_s = q_R \times q_{sd}$$

În relația anterioară q_R definește capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor sau redundanța, și se poate exprima sub următoarea formă:

$$q_R = \frac{V^{(inel)}}{V^{(e)}}$$

Aportul celorlalți factori la rezerva de rezistență, q_{sd} , poate fi definit sub forma următoare:

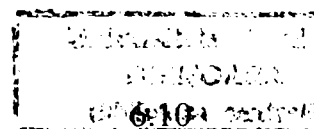
$$q_{sd} = \frac{V^{(e)}}{V^{(d)}}$$

Factorul total de reducere, folosit în proiectare, se obține prin combinarea celor trei factori de reducere parțiali:

$$q = q_\mu \times q_s = q_\mu \times q_{sd} \times q_R = \frac{\lambda_u}{\lambda_e} \times \frac{V^{(e)}}{V^{(d)}}$$

Factorul q_{sd} prezintă mai puțină importanță în stadiul actual al cercetării și nu poate fi determinat cu precizie, deoarece depinde de nivelul eforturilor din structura, astfel că poate să varieze de la un caz la altul în funcție de starea limită care guvernează proiectarea sau de rezervele pe care și le ia proiectantul la dimensionarea structurii. De aceea, prezintă mai mare importanță practică factorul care se referă strict la capacitatea de disipare datorată redistribuirii plastice și ductilității, adică din momentul atingerii limitei de curgere. Dacă se păstrează din relația anterioară doar contribuția ductilității și a capacității de redistribuție plastică a eforturilor, se definește factorul de reducere q_1 care caracterizează exclusiv comportarea structurii:

$$q_1 = q_\mu \times q_R = \frac{V^{(e,th)}}{V^{(e)}} = \frac{\lambda_u}{\lambda_e}$$



În Tabel 6.6 și Tabel 6.7 sunt prezentate valorile factorilor q pentru stările limită considerate. Se face precizarea că, în conformitate cu modul de definire a stării de degradare a structurii corespunzătoare stării limită de serviciu, în cazul unui cutremur frecvent, elementele nestructurale prezintă avarii minore iar *structura principală de rezistență se află în domeniul elastic*. De aceea, factorii de reducere q_{μ} și q_1 , corespunzători stării limită de serviciu - SLS, vor avea valori egale cu 1,0. Valori diferite de 1,0 vor avea doar factorii q , datorită componentei q_{sd} (eforturile din structură sunt în cele mai multe cazuri inferioare celor care produc curgerea). Notațiile folosite pentru denumirea cazurilor sunt cele definite în pasul 1.

Tabel 6.6 Valorile factorilor de reducere pentru cadrele cu noduri rigide

Cadru	SLS			SLD			SLU					
							θ_u			D		
	q_{μ}	q_1	q	q_{μ}	q_1	q	q_{μ}	q_1	q	q_{μ}	q_1	q
c2rg1	1,0	1,0	4,6	2,0	2,7	12,4	2,4	3,2	14,6	2,1	3,0	12,7
c2rg2	1,0	1,0	4,5	2,5	3,4	15,4	2,9	3,9	17,7	2,6	3,8	16,0
c2rg3	1,0	1,0	4,7	1,3	1,7	8,2	1,7	2,2	10,2	1,5	2,2	9,4
c2rg4	1,0	1,0	4,7	2,0	2,6	12,3	2,9	3,8	17,9	2,6	3,7	15,6
c2rg5	1,0	1,0	4,5	1,9	2,5	11,5	2,3	3,1	14,1	1,7	2,6	10,6
c2rg6	1,0	1,0	4,5	3,4	4,6	20,7	4,5	6,1	27,4	2,9	4,3	18,0
Valoarea medie C2	1,0	1,0	4,6	2,2	2,9	13,4	2,8	3,7	17,0	2,2	3,3	13,7
c4rg1	1,0	1,0	2,9	1,4	2,4	6,9	1,7	3,4	9,6	1,6	3,1	9,1
c4rg2	1,0	1,0	2,6	2,1	4,1	10,8	2,2	4,5	11,8	2,1	4,1	11,1
c4rg3	1,0	1,0	2,9	1,3	2,2	6,6	1,5	2,7	8,0	1,6	2,8	8,4
c4rg4	1,0	1,0	2,7	3,3	6,2	16,7	4,3	8,4	22,5	3,4	6,5	17,7
c4rg5	1,0	1,0	2,6	3,9	7,6	19,6	4,9	9,8	25,3	4,7	8,7	24,8
c4rg6	1,0	1,0	2,6	4,9	6,5	17,3	4,7	9,4	24,9	4,0	6,4	17,6
Valoarea medie C4	1,0	1,0	2,7	2,6	4,8	13,0	3,2	6,4	17,0	2,9	5,3	14,8
c6rg1	1,0	1,0	2,6	1,6	2,8	7,3	2,3	4,8	12,3	2,0	3,5	9,9
c6rg2	1,0	1,0	2,5	1,4	2,7	6,8	1,7	3,5	8,8	1,9	3,3	9,2
c6rg3	1,0	1,0	2,6	1,7	2,8	7,4	2,0	3,8	10,1	2,1	3,9	10,5
c6rg4	1,0	1,0	2,4	4,5	10,5	25,4	6,2	17,8	42,9	3,8	7,2	17,7
c6rg5	1,0	1,0	2,7	3,1	5,4	15,0	3,4	6,3	17,3	3,1	5,3	15,3
c6rg6	1,0	1,0	2,6	2,5	5,8	15,0	2,70	8,1	21,0	2,8	4,9	14,0
Valoarea medie C6	1,0	1,0	2,6	2,4	5,0	12,8	3,0	7,4	18,7	2,6	4,7	12,8
Valoarea medie	1,0	1,0	3,3	2,4	4,2	13,0	3,0	5,9	17,5	2,6	4,5	13,8
$q_{\mu} = \frac{V^{(e)}}{V^{(inel)}} \times \frac{\lambda_u}{\lambda_e}$ $q_R = \frac{V^{(inel)}}{V^{(e)}}$ $q_{sd} = \frac{V^{(e)}}{V^{(d)}} ; q_1 = q_{\mu} \times q_R = \frac{V^{(e.th)}}{V^{(e)}} = \frac{\lambda_u}{\lambda_e} ; q = q_{\mu} \times q_{sd} \times q_R$												

Tabel 6.7 Valorile factorilor de reducere pentru cadrele cu noduri semirigide

Cadru	SLS			SLD			SLU					
							θ_u			D		
	q_μ	q_1	q	q_μ	q_1	q	q_μ	q_1	q	q_μ	q_1	q
c2sr1	1,0	1,0	4,6	2,2	2,9	13,4	2,40	3,2	14,6	1,73	2,8	10,2
c2sr2	1,0	1,0	4,6	2,5	3,3	15,4	2,78	3,7	16,9	2,08	3,4	12,6
c2sr3	1,0	1,0	4,7	1,4	1,8	8,6	1,76	2,3	10,7	1,55	2,4	9,4
c2sr4	1,0	1,0	4,6	2,4	3,1	14,5	2,92	3,8	17,7	2,14	3,6	13,0
c2sr5	1,0	1,0	4,6	2,2	2,9	13,6	3,06	4,0	18,6	1,77	2,9	10,7
c2sr6	1,0	1,0	4,6	3,3	4,4	20,2	4,48	5,9	27,2	2,48	3,9	15,1
Valoarea medie C2	1,0	1,0	4,6	2,3	3,1	14,3	2,90	3,83	17,6	1,96	3,2	11,8
c4sr1	1,0	1,0	3,3	1,3	2,0	6,7	1,75	3,0	9,8	1,56	2,7	6,5
c4sr2	1,0	1,0	2,9	1,7	3,0	8,8	1,84	3,4	10,0	1,32	3,0	6,9
c4sr3	1,0	1,0	3,0	1,3	2,2	6,5	1,66	3,0	9,1	1,74	3,2	9,7
c4sr4	1,0	1,0	2,7	2,0	3,7	10,0	3,68	7,5	20,4	2,16	5,1	11,0
c4sr5	1,0	1,0	2,8	2,5	4,6	12,9	4,36	7,9	22,1	2,50	5,7	12,6
c4sr6	1,0	1,0	3,3	3,3	4,7	15,5	4,10	8,2	26,6	2,55	4,7	11,7
Valoarea medie C4	1,0	1,0	3,0	2,0	3,4	10,1	2,90	5,5	16,3	1,97	4,1	9,7
c6sr1	1,0	1,0	2,7	1,6	2,8	7,6	2,3	4,5	12,2	1,74	3,6	8,5
c6sr2	1,0	1,0	2,5	1,5	2,9	7,1	2,1	4,4	10,9	1,57	3,8	7,8
c6sr3	1,0	1,0	2,6	1,4	2,5	6,5	1,8	3,5	9,2	1,67	3,8	8,5
c6sr4	1,0	1,0	2,5	3,2	6,3	15,8	5,1	13,8	34,5	2,65	5,7	11,9
c6sr5	1,0	1,0	2,4	1,8	3,4	8,4	3,0	6,8	16,7	2,07	5,5	11,1
c6sr6	1,0	1,0	3,1	2,0	3,5	11,1	2,5	5,6	17,6	1,68	3,4	9,1
Valoarea medie C6	1,0	1,0	2,6	1,9	3,6	9,4	2,8	6,4	16,9	1,90	4,3	9,5
Valoarea medie	1,0	1,0	3,4	2,1	3,4	11,3	2,9	5,3	17,0	1,9	3,9	10,3
$q_\mu = \frac{V^{(e)}}{V^{(inel)}} \times \frac{\lambda_u}{\lambda_e}$ $q_R = \frac{V^{(inel)}}{V^{(e)}}$ $q_{Sd} = \frac{V^{(e)}}{V^{(d)}}$ $q_1 = q_\mu \times q_R = \frac{V^{(e,th)}}{V^{(e)}} = \frac{\lambda_u}{\lambda_e}$ $q = q_1 \times q_{Sd} = q_\mu \times q_R \times q_{Sd}$												

Primul dintre factorii prezentați în Tabel 6.6 și Tabel 6.7, q_μ , reprezintă, așa cum s-a

arătat mai sus, contribuția exclusivă adusă de ductilitatea structurii. Pentru starea limită de serviciu (SLS), s-au introdus valori egale cu 1,0 deoarece structura se află în stadiul elastic. Pentru celelalte stări limită (SLD și SLU), valorile sunt mai mici pentru structura cu noduri semirigide în comparație cu structura cu noduri rigide, diferențele fiind însă reduse. Nodurile semirigide nu schimbă deci semnificativ ductilitatea la nivelul structurii, raportat la cazul utilizării nodurilor rigide.

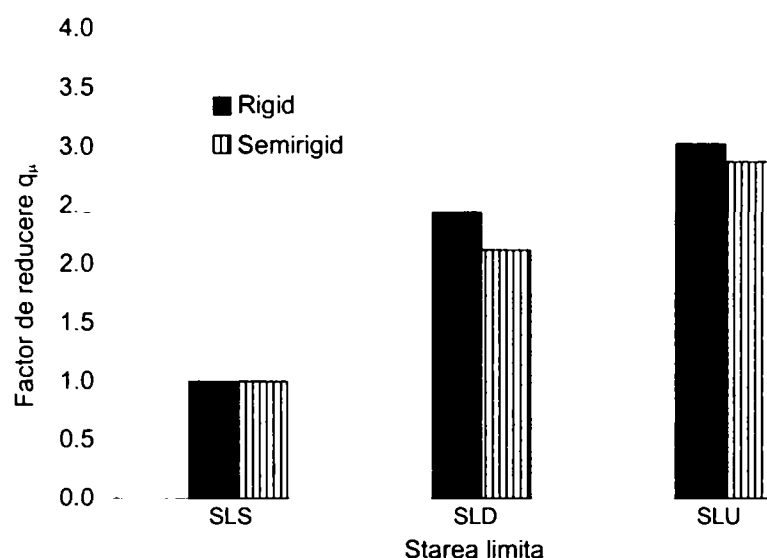


Figura 6.10 Factorii de reducere q_μ pentru cele două tipuri de noduri

Se poate de asemenea observa că nu există diferențe semnificative dacă se compară cele trei structuri C2, C4 și C6 (Figura 6.11). Acest lucru arată că ductilitatea este puțin influențată de numărul de nivele, fiind relativ constantă pentru structurile analizate.

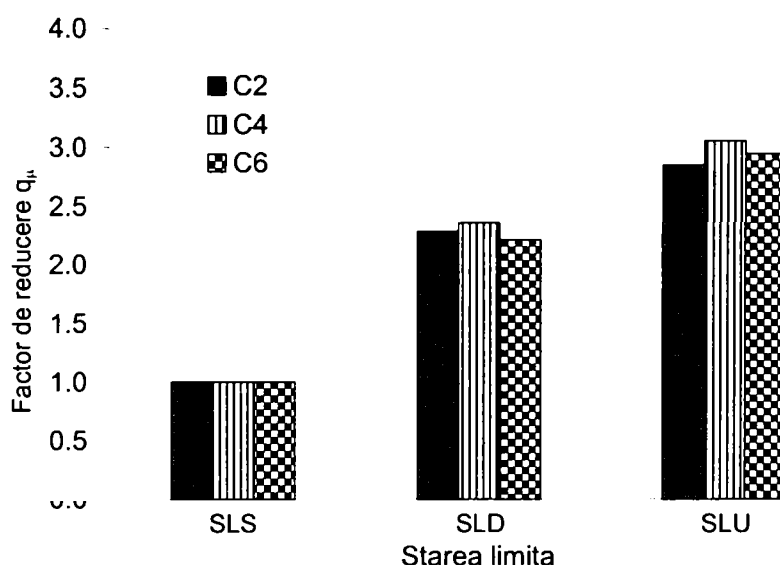


Figura 6.11 Factorii de reducere q_μ pentru cele trei structuri C2, C4, C6

Chiar dacă mișcările seismice au fost scalate pentru a oferi același nivel al încărcării seismice, valorile factorului q_μ prezintă împrăștiere foarte mari. În cazul mișcărilor seismice cu perioade de colț mici (grupul 1, $T_{c,med}=0,60$ sec) valorile lui q_μ sunt de circa două ori mai mari decât în cazul mișcărilor seismice cu perioade de colț mari (grupul 2, $T_{c,med}=1,30$ sec) (Figura 6.12). Acest lucru vine în contradicție cu prevederile din normele de proiectare actuale care definesc factorii de reducere ai forțelor seismice doar în funcție de tipul structurii dar independent de caracterul mișcării seismice.

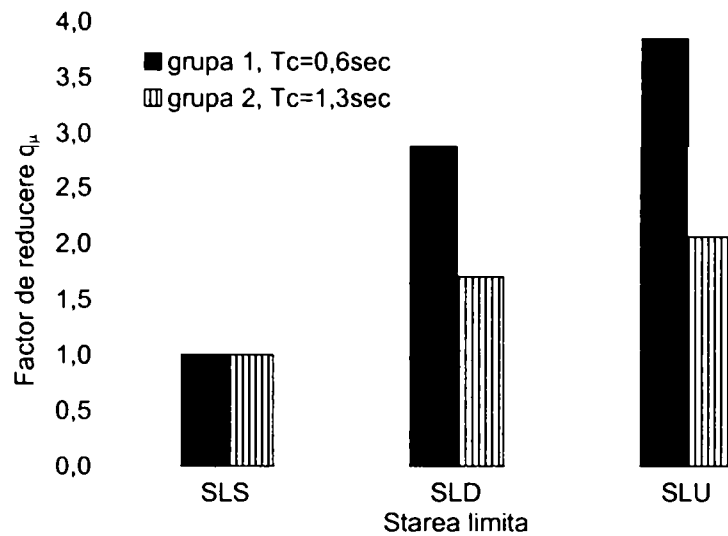


Figura 6.12 Factorii de reducere q_μ pentru cele doua grupe de cutremure

Al doilea factor de reducere descris este q_I , care conține pe lângă ductilitate și aportul adus de capacitatea de redistribuire plastică a eforturilor. Pentru starea limită de serviciu s-au introdus și pentru acest factor valori egale cu 1,0 deoarece structura se află în stadiul elastic. Și în acest caz introducerea nodurilor semirigide conduce la scăderea valorilor factorului de reducere, însă numai pentru structurile mai înalte C4 și C6, pentru structura cu două nivele valorile fiind mai mari pentru structura cu noduri semirigide în comparație cu structura cu noduri rigide. Acest lucru conduce la concluzia că nodurile semirigide pot fi utilizate în cazul structurilor cu număr redus de nivele care au o rigiditate laterală mai mare în comparație cu structurile înalte. Spre deosebire de cazul factorului de reducere q_μ , tipologia structurii influențează valorile factorului de reducere q_I (Figura 6.13). Valorile acestuia cresc pentru structurile cu grad mare de nedeterminare statică (C4, C6) în comparație cu structurile mai mici (C2). Acest lucru se datorează în principal aportului adus de capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor, q_R , care crește cu creșterea gradului de nedeterminare statică.

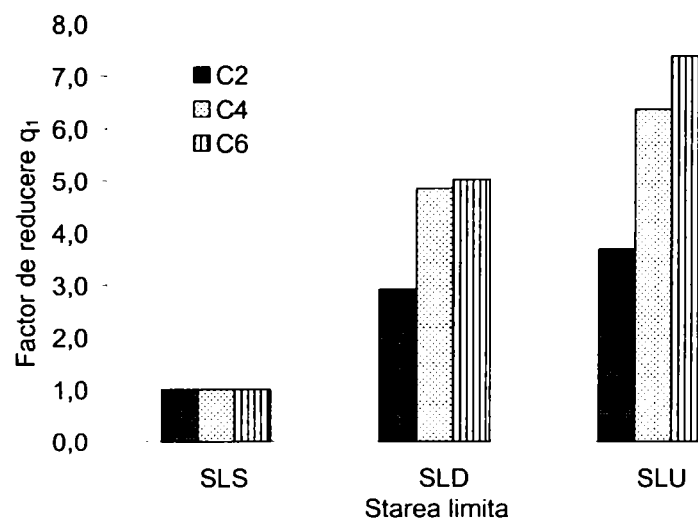


Figura 6.13 Factorii de reducere q_I pentru cele trei structuri C2, C4, C6, noduri rigide

Caracterul mișcării seismice influențează de asemenea valorile factorului q_I . Astfel, în cazul mișcărilor seismice cu perioade de colț mici (grupul 1, $T_{c,med} = 0,60\text{ sec}$) valorile lui q_I sunt de circa două ori mai mari decât în cazul mișcărilor seismice cu perioade de colț mari (grupul 2, $T_{c,med} = 1,30\text{ sec}$).

Factorul total de reducere q , prezentat în Tabel 6.6 și Tabel 6.7 se obține prin combinarea factorului q_I cu factorul datorat suprarezistenței de proiectare q_{sd} . Valorile suprarezistenței de proiectare cuprind valori între 2,5 și 4,5, valori mai mari fiind înregistrate

in cazul structurii mai rigide, adică C2. Aceasta rezervă considerabilă de rezistență este dată de dimensionarea structurii din condițiile corespunzătoare limitării deplasărilor de nivel prevăzute de normativul P100/92, adică la valoarea $H/120$ (elementele structurale nu au de suferit în urma deplasării). În general, această condiție este hotărâtoare la proiectarea structurilor în cadre metalice necontravantuite. Aceste cerințe sunt considerate de mulți proiectanți mult prea severe pentru condițiile seismice din țara noastră, chiar dacă cerințe asemănătoare sunt formulate și în alte norme (Eurocode 8, 1994). Acest lucru se traduce, atât în norma românească cât și în cea europeană, prin limitarea degradărilor în cazul unor cutremure cu perioadă mică de revenire. În studiul efectuat s-a putut însă observa că în condițiile utilizării unor condiții atât de severe, criteriul limită asociat stării limită de serviciu (SLD) a fost satisfăcut la limită în cazul utilizării unor cutremure reale (multiplicatorii accelerogramelor corespunzător stării limită de serviciu au avut valori de 1,20 pentru structurile rigide și 1,10 pentru cele semirigide) (Figura 6.14).

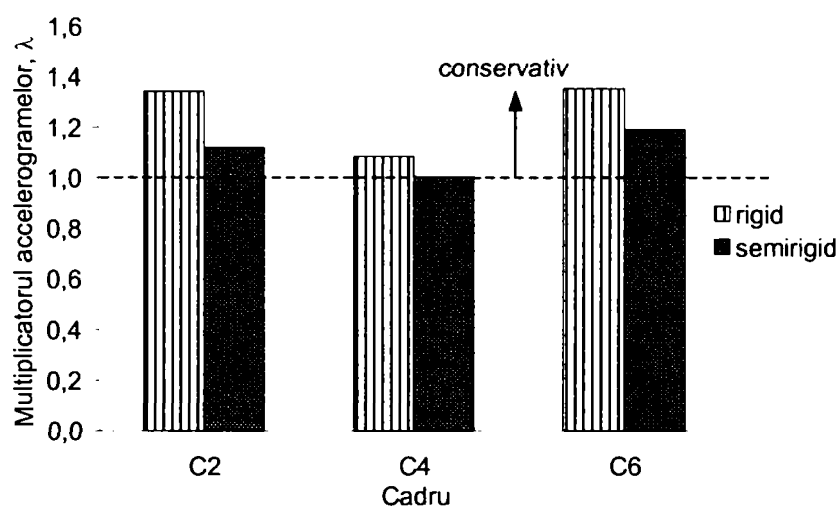


Figura 6.14 Multiplicatorii accelerogramelor pentru starea limită de serviciu - SLS

Acest lucru arată că respectarea acestor condiții va garanta producerea unor pagube mici în cazul producerii unor cutremure frecvente. Relaxarea acestor cerințe s-ar putea face eventual prin reducerea intensității seismice asociate stării limită de serviciu (perioade de recurență mai mici). Acest lucru este însă destul de dificil având în vedere cantitatea limitată de înregistrări seismice existente. Experiența a arătat că probleme deosebite pot să apară și atunci când nu sunt satisfăcute condițiile aferente limitării deplasărilor de nivel. În Statele Unite, în timpul cutremurului de la Northridge din 1994, mai multe clădiri cu rol în acordarea primului ajutor în caz de calamități nu au putut fi folosite pentru că, datorită deplasărilor mari de nivel, s-au produs avarii considerabile la sistemele de aprovizionare cu apă, electricitate. Așadar, păstrarea unor cerințe severe la proiectare crește costurile inițiale de execuție însă costurile de reparații în eventualitatea unui cutremur sunt reduse. În cealaltă situație, relaxarea acestor cerințe duce la scăderea costurilor inițiale însă în cazul producerii unui cutremur, costurile legate de reparații sau cele legate de întreruperile temporare ale activităților în clădire pot să fie foarte mari.

Având în vedere rezultatele prezentate mai sus și modul de definire a factorilor de reducere, se poate observa că pentru scopul lucrării de față prezintă interes factorul de reducere q_1 , care conține atât ductilitatea structurii cât și redundanța acesteia. Acest factor va fi definit în continuare ca un **factor q parțial**, corespunzător fiecărei stări limită sau nivel de performanță.

După cum se poate observa din cele două tabele prezentate mai sus, valorile medii ale factorului q parțial oferă rezultate foarte apropiate de cele cu care s-a dimensionat structura. Astfel, pentru cazul structurilor cu noduri rigide, s-a obținut o valoare a factorului de reducere

pentru starea limită ultimă (SLU) egală cu $q_1 = 5,9$ (echivalent cu $\psi_1 = 0,17$). Aceasta valoare este egală cu valoarea factorului de reducere folosit la dimensionarea structurilor, $q_1 = 5,9$. Dacă se ia în considerare efectul obosezii, valoarea factorului de reducere scade la valoarea $q_1 = 5,25$ (echivalent cu $\psi_1 = 0,19$) (Tabel 6.8).

Tabel 6.8 Valorile factorilor de reducere

Starea limită	Rigid		Semirigid	
	q_1	ψ	q_1	ψ
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0
SLD	4,2	0,23	3,4	0,30
SLU	5,9	0,17	5,3	0,19

Așa cum s-a precizat în capitolul 4, rezistența la oboseală plastică este foarte puternic influențată de cei doi factori care determină această rezistență și anume panta curbei la oboseală m și constanta $\log a$, ambele necesitând pentru calibrare încercări experimentale. Se impune deci continuarea cercetărilor prin introducerea în modelul de calcul a unor valori obținute prin încercări experimentale. În cazul stării limită de avarie (SLD), valoarea lui q este egală cu 4,2. Valorile factorului q pentru structurile semirigide raportate la cele rigide sunt mai reduse în cazul stării limită de avarie (SLD), datorită flexibilității mai mari a structurilor, însă sunt aproape egale în cazul stării limită ultime, ductilitatea nefiind foarte mult afectată de introducerea nodurilor semirigide (Figura 6.15).

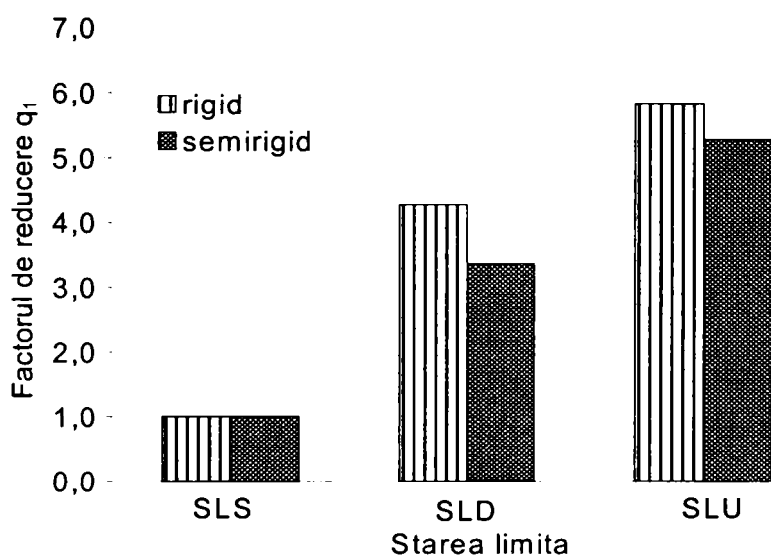


Figura 6.15 Factorul de reducere q_1

Valorile factorilor q parțiali pentru cele trei stări limită (Figura 6.15), atât pentru cazul îmbinărilor rigide cât și semirigide sunt următoarele:

- rigid

$$q_1 = 1,0 \Rightarrow \psi_1 = 1,0 \quad - \text{Starea limită de serviciu (SLS)}$$

$$q_1 = 4,2 \Rightarrow \psi_1 = \frac{1}{q_1} = 0,23 \quad - \text{Starea limită de avarie (SLD)}$$

$$q_1 = 5,9 \Rightarrow \psi_1 = \frac{1}{q_1} = 0,17 \quad - \text{Starea limită ultimă (SLU)}$$

- semirigid

$$q_1 = 1,0 \Rightarrow \psi_1 = 1,0 \quad - \text{Starea limită de serviciu (SLS)}$$

$$q_1 = 3,4 \Rightarrow \psi_1 = \frac{1}{q_1} = 0,30 \quad - \text{Starea limită de avarie (SLD)}$$

$$q_1 = 5,3 \Rightarrow \psi_1 = \frac{1}{q_1} = 0,19 \quad - \text{Starea limită ultimă (SLU)}$$

6.3 Aplicarea metodei de proiectare bazate pe performanță la verificarea unei structuri existente

În paragraful anterior s-a prezentat în mod detaliat implementarea metodei bazate pe performanță la proiectarea clădirilor noi. Pentru aceasta, s-au obținut factorii q parțiali pentru 3 nivele de performanță. Pentru a verifica aplicabilitatea metodei la clădiri existente, se va realiza un studiu pe o clădire cu structură metalică proiectată și realizată în conformitate cu prevederile de calcul actuale. Pentru aceasta s-a ales structura metalică a clădirii Banc Post din Timișoara. Clădirea noului sediu Banc Post din Timișoara a fost dată în folosință în anul 2002, autorul fiind membru în echipa care a realizat proiectul structurii metalice de rezistență. Se face mențiunea că proiectul a primit în cursul anului 2003 premiul Convenției Europene de Construcții Metalice ECCS. Clădirea este situată în centrul municipiului Timișoara, într-o zonă aglomerată, fiind înconjurată de clădiri existente (Figura 6.16).

6.3.1 Date generale privind construcția

- Suprafața construită 900 m^2
- Suprafața utilă 4500 m^2
- Volum construit 19680 m^3
- Structura Structura metalică în cadre multietajate cu îmbinări bulonate, planșee din otel-beton și contravântuiri excentrice în cadrele de capăt
- Beneficiar Banc Post SA România
- Perioada elaborării proiectului 1998 – 1999
- Inaugurarea oficială mai 2001

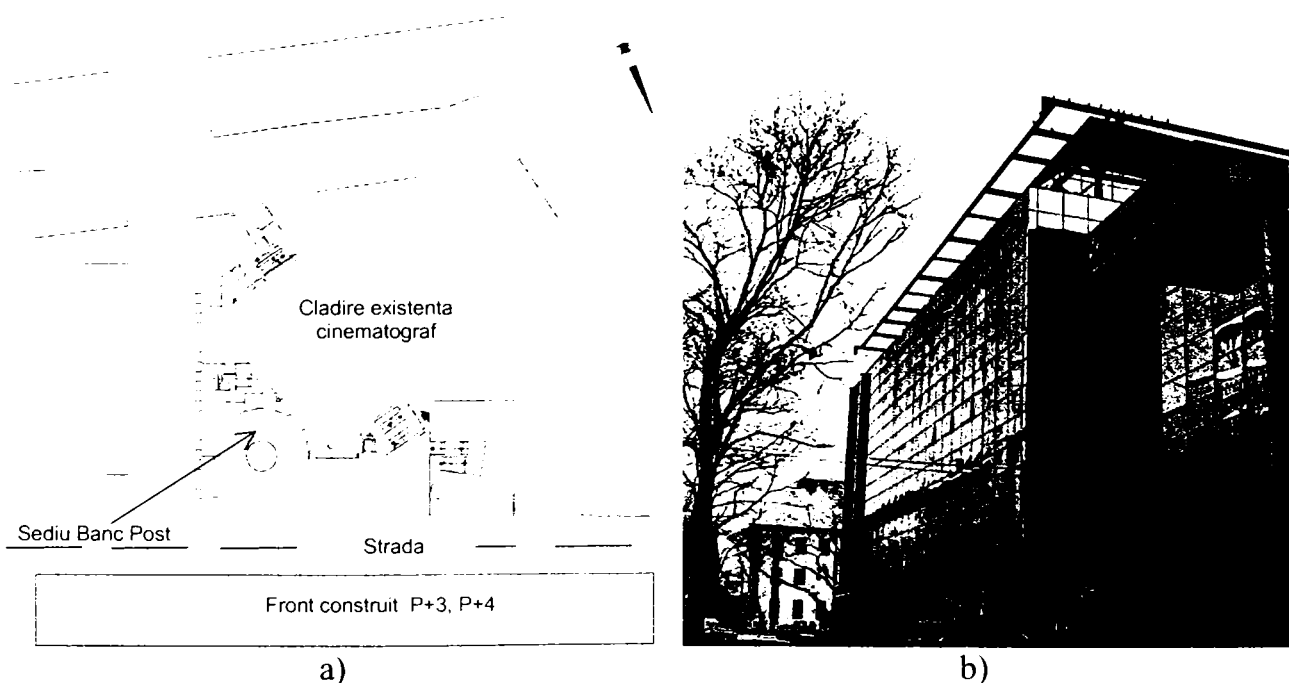


Figura 6.16 Clădirea Banc Post din Timișoara: a) amplasarea clădirii; b) clădirea finalizată

Datorită formei neregulate în plan s-a decis separarea clădirii în două corpuri prin intermediul unui rost seismic. De asemenea, datorită neregularității în plan și pe verticală a clădirii, s-au dispus contravântuiri excentrice în cadrele marginale (Figura 6.17).

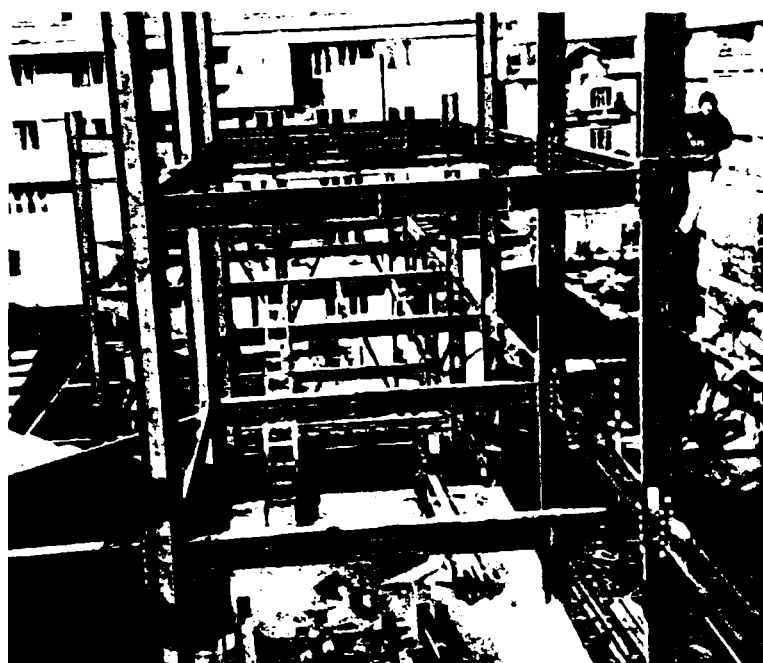


Figura 6.17 Structura metalică în faza de montaj

Clădirea este amplasată în curtea interioară a Primăriei Municipiului Timișoara, înconjoară un cinematograful existent și este adiacentă unei străzi înguste, circulată, cu clădiri P + 3, P + 4. Soluția proiectată, în aceste condiții, trebuia să permită montajul rapid al structurii, în primul rând, apoi limitarea la maximum a perturbării activităților din zonă. Această situație a impus, în ultimă instanță, soluția metalică, respectiv cadre cu îmbinări cu șuruburi între stâlpi și grinzi și de continuitate la stâlpi. Pentru stâlpi s-au folosit secțiuni în cruce dublu T realizate prin sudură iar pentru grinzi secțiuni dublu T realizate de asemenea prin sudură. Îmbinările riglă-stâlp au fost realizate cu șuruburi și placă de capăt extinsă (Figura 6.18).

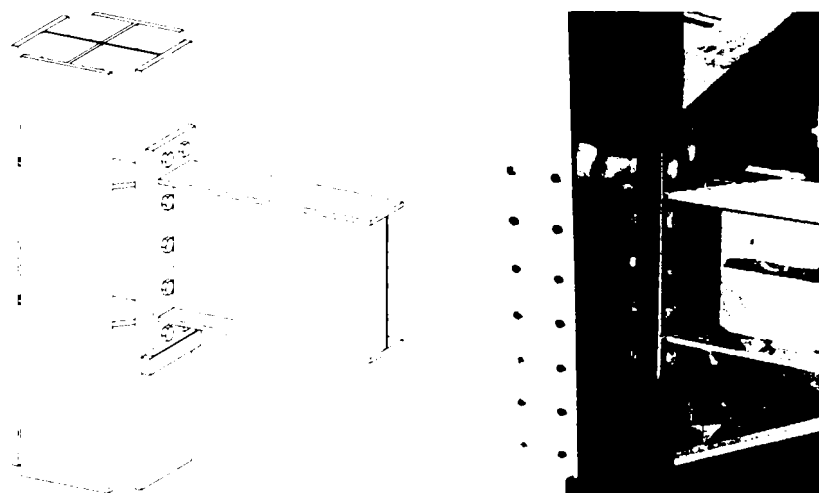


Figura 6.18 Îmbinarea riglă-stâlp cu șuruburi și placă de capăt

Una din problemele deosebite a constituit-o evaluarea parametrilor de proiectare pentru îmbinările riglă-stâlp în situația utilizării unor stâlpi cu secțiune dublu T în cruce. Acest caz nu este acoperit de prevederile din norma europeană Eurocode 3 Partea 1.8 (EN 1993-1-8). În consecință, problema a trebuit să fie studiată prin încercări de laborator la Universitatea „Politehnica” din Timișoara, Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Structurilor,

in cadrul Centrului de Excelența CEMSIG. Încercările efectuate au permis calibrarea și adaptarea formulelor din EN 1993-1-8 pentru cazul considerat.

6.3.2 Dimensionarea structurii de rezistență a clădirii Banc Post

Analiza statică și dinamică a structurii principale de rezistență s-a realizat printr-un calcul spațial cu elemente finite de tip bară. La dimensionarea structurii s-a avut în vedere respectarea condiției de rezistență și a condiției de stabilitate corespunzătoare stării limită ultime, respectiv a deplasărilor admisibile corespunzătoare stării limită a exploatării normale.

Încărcările luate în calcul au fost următoarele:

- Încărcarea permanentă

- plăci RIGIPS pentru protecție la foc 1,5 cm:	18 daN/m ²
- termoizolație vată minerală 8 cm:	8 daN/m ²
- instalații:	30 daN/m ²
- straturi de rezistență a planșei:	335 daN/m ²
- sapa mortar egalizare 3 cm:	63 daN/m ²
- finisaj placaj piatră:	28 daN/m ²
TOTAL:	482 daN/m²

- Încărcarea utilă

Incarcari utile pe suprafața planșeului: 300 daN/m²

- Încărcarea seismică

Amplasamentul construcției se încadrează în zona seismică D conform normativului P100-92. Pentru acest amplasament, încărcarea seismică s-a introdus în calcul prin spectrul seismic determinat conform normativului în baza următoarelor valori:

$\alpha = 1,0$; $k_s = 0,16$; $T_c = 1,0$ s; $\beta_r =$ conform normativului P100-92 (Figura 6.19)

$\psi = 0,17$; $\varepsilon_i = 1,0$

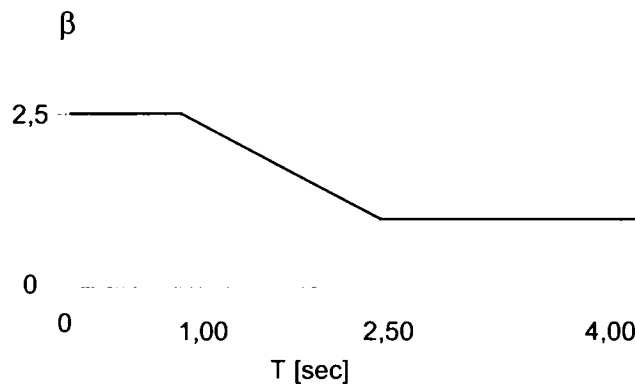


Figura 6.19 Factorul de amplificare dinamică β , conform P100-92

Masele structurii s-au considerat concentrate în nodurile cadrelor. În urma dimensionării s-au obținut următoarele secțiuni pentru elemente și îmbinări (Figura 6.20):

- rigle: 400x180x14x10
- stâlpi: 450x450x24x12
- îmbinările riglă-stâlp cu șuruburi M24, gr.10.9

Îmbinările riglă-stâlp au fost calculate astfel încât momentul capabil al îmbinării să fie mai mare decât momentul plastic al grinzii adiacente. Momentul capabil al îmbinării riglă-stâlp este egal cu:

$$M_{1,Rd} = 448,1 \text{ kNm} > M_{pl,b} = 408,8 \text{ kNm}$$

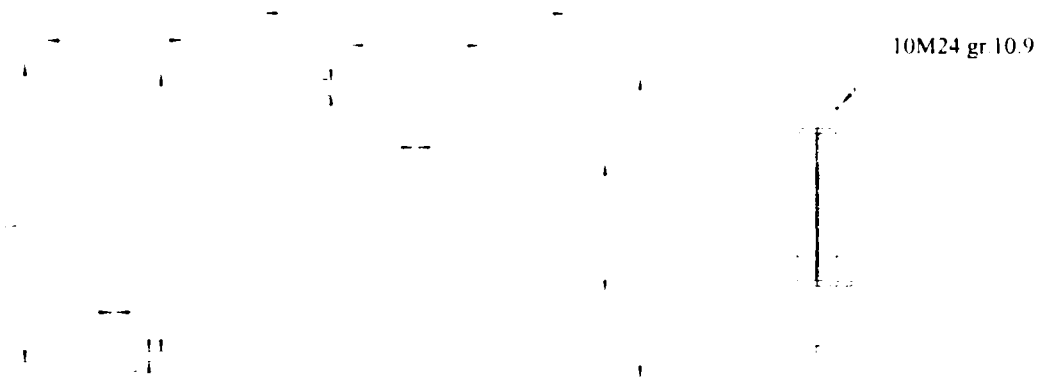


Figura 6.20 Secțiunile elementelor și îmbinarea riglă-stâlp

Se va verifica în continuare dacă, din punct de vedere al rigidității, îmbinările pot fi considerate rigide sau semirigide. Rigiditatea la rotire a unei îmbinări cu șuruburi și placă de capăt extinsă se determină cu ajutorul flexibilităților componentelor principale, reprezentate prin coeficienții de rigiditate elastică k_i (în anexa 1 este prezentat pe larg modul de calcul al rigidității îmbinărilor riglă-stâlp). Pentru cazul îmbinărilor cu șuruburi și placă de capăt având mai mult de 1 rând de șuruburi întinse, coeficienții de rigiditate k_i vor fi combinați. Rigiditatea la rotire S_j , corespunzătoare unui moment $M_{j,Sd}$ mai mic decât momentul capabil al îmbinării $M_{j,Rd}$, se obține cu relația următoare:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

în care:

- k_i reprezintă coeficientul de rigiditate al componentei i ;
- z este brațul de pârghie;
- μ este raportul dintre rigiditățile la rotire $S_{j,ini}/S_j$;
- $S_{j,ini}$ este rigiditatea la rotire inițială a îmbinării, în care coeficientul $\mu = 1$.

Raportul rigiditatilor μ se determină cu ajutorul următoarelor relații:

- atunci când $M_{j,Sd} \leq 2/3 M_{j,Rd} \Rightarrow \mu = 1$

- atunci când $2/3 M_{j,Rd} \leq M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd} \Rightarrow \mu = \left(1.5 M_{j,Sd} / M_{j,Rd}\right)^\psi$

Valorile coeficientului ψ și ale coeficienților de rigiditate k_i pentru componentele principale sunt prezentate în Anexa 1. Momentul capabil al îmbinării este egal cu:

$$M_{1,Rd} = 448,1 \text{ kNm} \quad \rightarrow \quad 2/3 M_{1,Rd} = 298,7 \text{ kNm}$$

Valorile maxime ale momentelor încovoietoare pe cele două deschideri sunt următoare:

$$\begin{aligned} M_{1,Sd} &= 248,9 \text{ kNm} && \text{- deschiderea 1, } L = 475 \text{ cm} \\ M_{2,Sd} &= 276,6 \text{ kNm} && \text{- deschiderea 2, } L = 600 \text{ cm} \end{aligned}$$

Deoarece valorile momentelor de calcul sunt mai mici decât $2/3 M_{1,Rd}$, în calcul se poate utiliza rigiditatea inițială la rotire $S_j = S_{j,ini}$. Rigiditatea îmbinării $S_{j,ini}$ va fi egală cu:

$$S_{j,ini} = 1,30 \times 10^9 \text{ daNcm}$$

Figura 6.21 prezintă clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp în funcție de rigiditate.

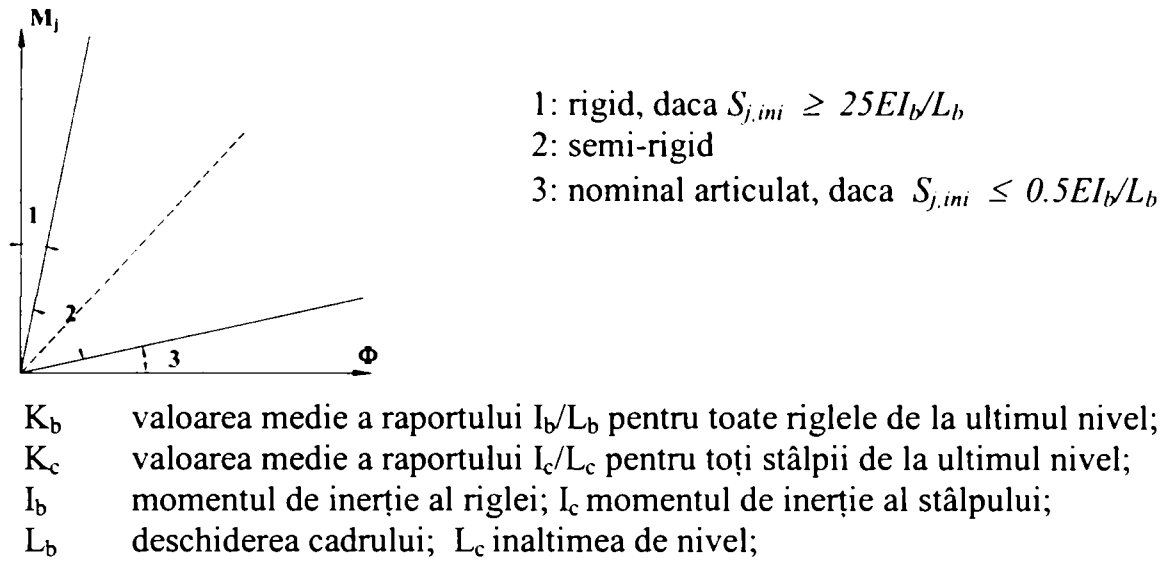


Figura 6.21 Limitele pentru clasificarea îmbinărilor riglă-stâlp după rigiditate pentru cadrele necontravântuite

Pentru cele două deschideri ale structurii ($L_{b1} = 475\text{cm}$, $L_{b2} = 600\text{cm}$), limitele pentru zona 1 (domeniul îmbinărilor rigide) K_{b1} și K_{b2} vor fi:

$$I_{b1} = 23070\text{cm}^4$$

$$L_{b1} = 475\text{cm}$$

$$I_{b2} = 23070\text{cm}^4$$

$$L_{b2} = 600\text{cm}$$

$$\Rightarrow K_{b1} = 25 \times EI_{b1}/L_{b1} = 2,55 \times 10^9 \text{ daNcm} \quad - \text{deschiderea 1, } L = 475\text{cm}$$

$$K_{b2} = 25 \times EI_{b2}/L_{b2} = 2,02 \times 10^9 \text{ daNcm} \quad - \text{deschiderea 2, } L = 600\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_{j,ini} < K_{b1} = 25 \times EI_{b1}/L_{b1} \quad - \text{deschiderea 1, } L = 475\text{cm}$$

$$S_{j,ini} < K_{b2} = 25 \times EI_{b2}/L_{b2} \quad - \text{deschiderea 2, } L = 600\text{cm}$$

Rezulta deci ca îmbinările sunt semirigide, în conformitate cu clasificarea din Eurocode 3.

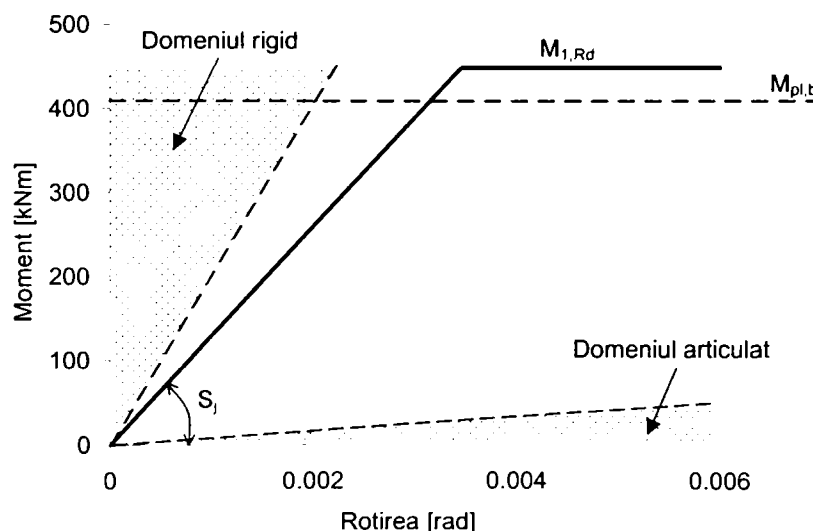


Figura 6.22 Curba caracteristică moment-rotire

Așa cum s-a precizat și în introducere, norma românească de calcul seismic P100-92 interzice folosirea îmbinărilor riglă-stâlp semirigide sau cu rezistență parțială. În conformitate cu norma europeană de calcul seismic, Eurocode 8, folosirea îmbinărilor semirigide și/sau cu

rezistență parțială este posibilă doar dacă acestea prezintă o ductilitate (capacitate de rotire plastică) cel puțin egală cu cea rezultată dintr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar. Pentru a se determina capacitatea de rotire a îmbinărilor, s-au realizat încercări experimentale pe noduri similare cu cele folosite la structura de rezistență iar determinarea capacității de rotire necesare s-a determinat printr-o analiză dinamică neliniară.

6.3.3 Determinarea caracteristicilor limită pentru nivelele de performanță considerate

Pentru analiza performanțelor structurii s-a considerat un cadru transversal necontravântuit (Figura 6.23), având două deschideri și 5 niveluri. Studiul comportării structurii s-a făcut pe baza nivelelor de performanță descrise în capitolul 5, printr-o analiză dinamică elasto-plastică incrementală. S-au introdus trei nivele de performanță, iar ca mișcare seismică s-a folosit înregistrarea Banloc, 1991.

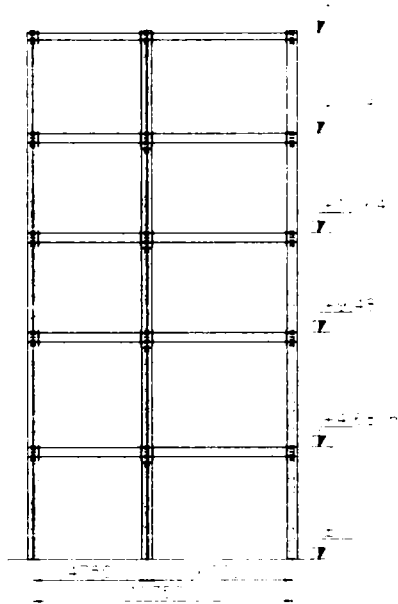


Figura 6.23 Cadrul transversal analizat

Pentru determinarea capacității de rotire a îmbinărilor riglă-stâlp, s-au realizat încercări experimentale pe îmbinări similare cu cele folosite la structura de rezistență a clădirii Banc Post. Încercările au cuprins îmbinări monotone și ciclice, supuse la încărcări simetrice și antisimetrice.

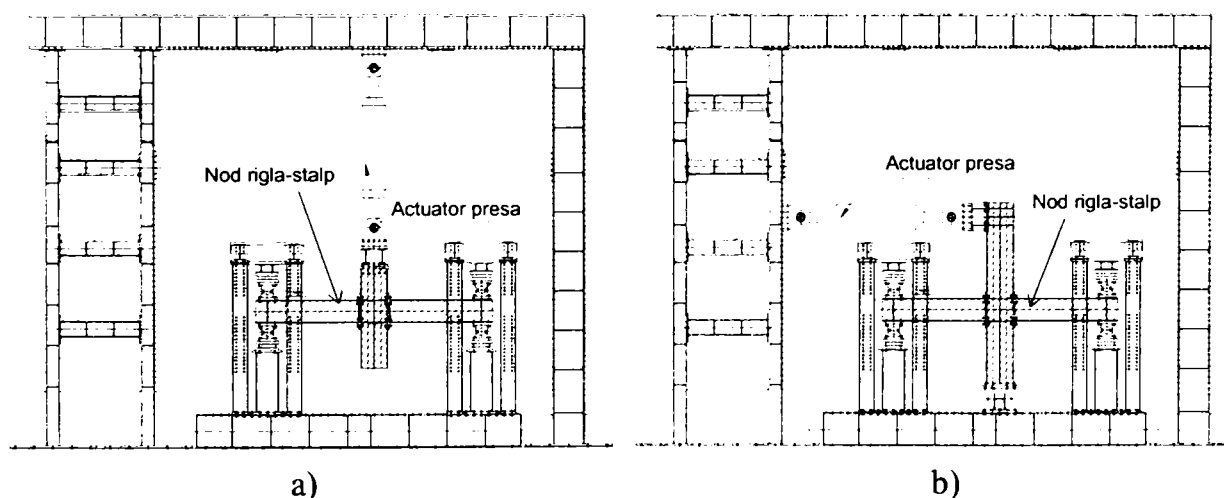


Figura 6.24 Aranjamentul experimental: a) nodul încărcat simetric; b) nodul încărcat antisimetric

În Figura 6.25 sunt prezentate curbele experimentale moment încovoier-rotire și cele obținute folosind prevederile din Eurocode 3, iar în Figura 6.26 sunt prezentate modurile de cedare a îmbinărilor.

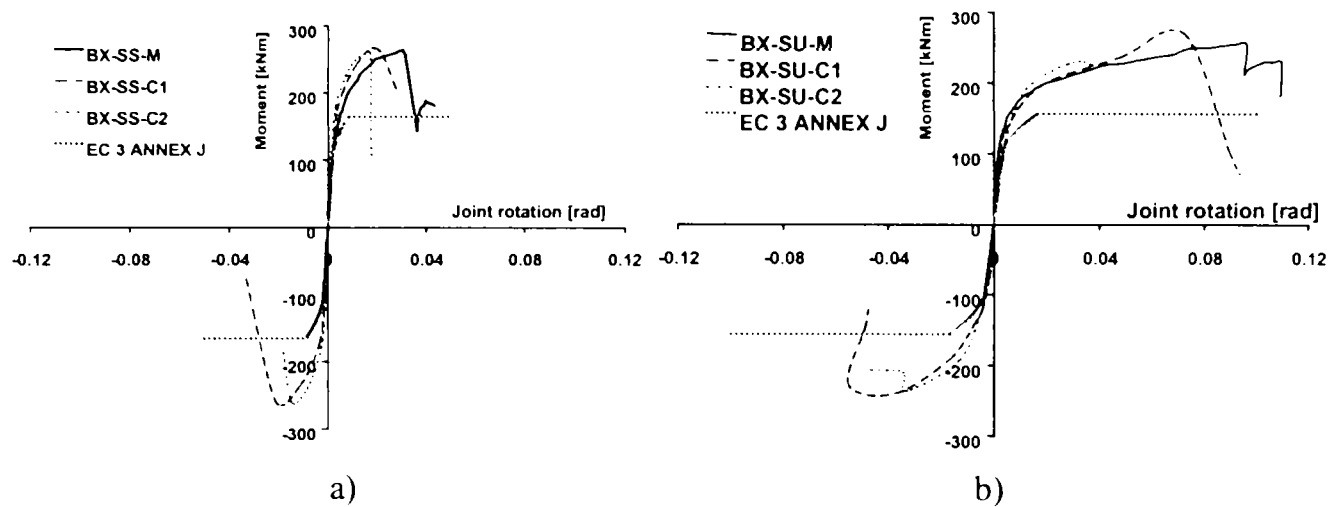


Figura 6.25 Curbele moment încovoietor - rotire: a) nod încărcat simetric; b) nod încărcat antisimetric

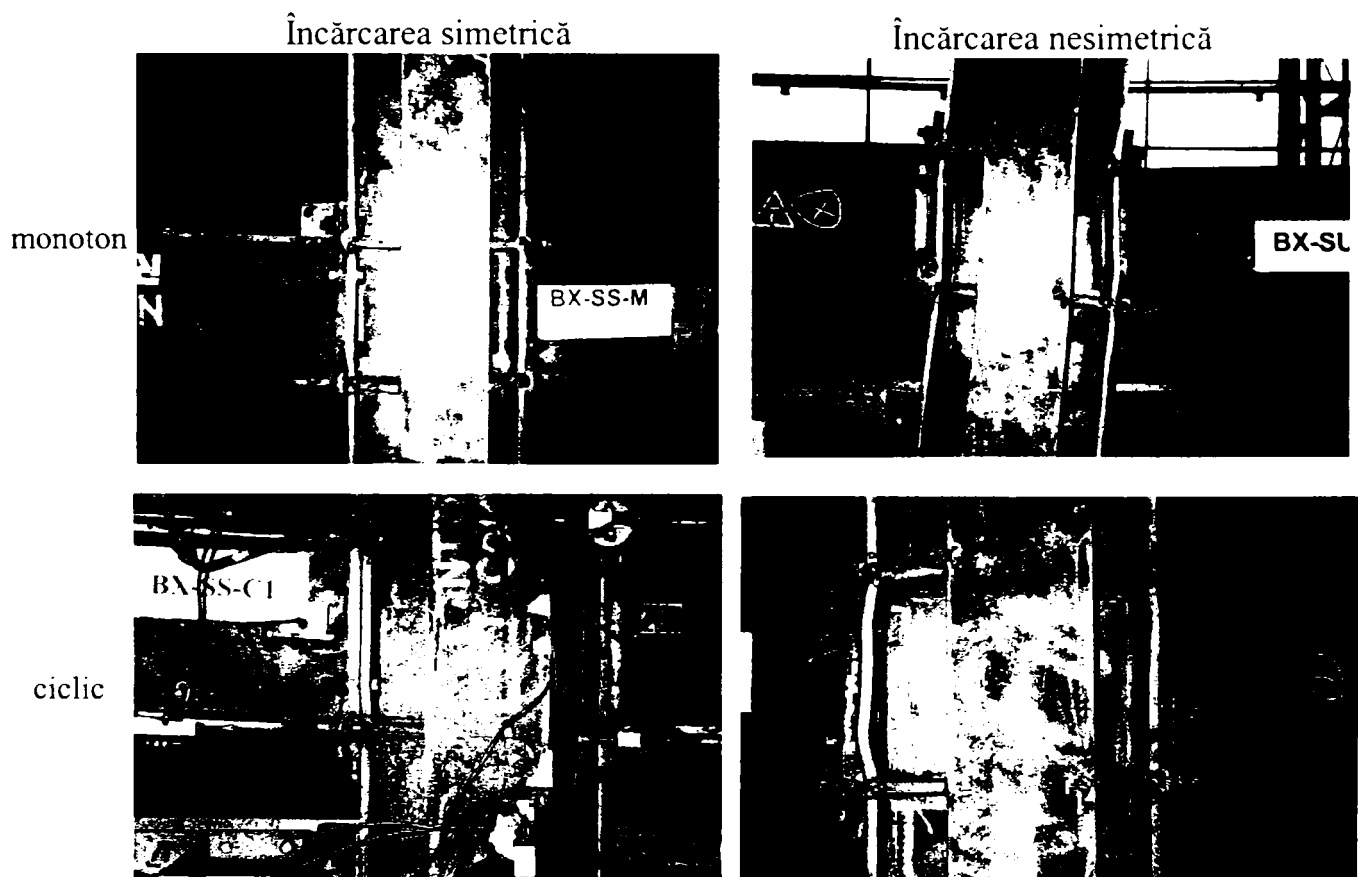


Figura 6.26 Modurile de rupere ale îmbinărilor

Încărcarea simetrică poate fi asimilată încărcărilor gravitaționale din gruparea fundamentală, iar încărcarea antisimetrică poate fi asimilată încărcărilor laterale din seism. Astfel că rezultatele prezentate în Figura 6.25b sunt cele care ne interesează în acest caz. Se poate observa că în cazul încărcării monotone, capacitatea de rotire este mai mare decât 0,08rad, iar capacitatea de rotire sub încărcări ciclice este mai mare decât 0,04rad. În cele mai multe cazuri, cedarea îmbinărilor s-a produs datorită ruperii sudurilor de colț dintre tălpile grinzii și placa de capăt sau ruperii materialului din zona afectată termic (ZAT). Rezultatele confirmă atât concluziile desprinse în urma cutremurelor de la Northridge sau Kobe cât și concluziile încercărilor experimentale prezentate în capitolul 4.

În acest fel, caracteristicile limită pentru starea limită ultimă (capacitatea de rotire sub încărcări ciclice și capacitatea de rotire sub încărcări monotone) vor avea următoarele valori:

- rotirea plastică limită = 0,04rad
- $D = 1$ (corespunzător unei capacități de rotire egală cu 0,08rad)

În Tabel 6.9 sunt prezentate valorile caracteristicilor limită pentru fiecare stare limită.

Tabel 6.9 Valorile limită pentru stările limită considerate

Starea limită	Drift limită [%]	Drift remanent limită [%]	Rotirea plastică limită [rad]	Indicele de distrugere D
SLS	0,6	-	-	-
SLD	-	1,0	-	-
SLU	-	-	0,04*	$D=1^{*,**}$

* Pentru SLU se va adopta valoarea minima dintre cele doua cazuri
 ** Pentru determinarea indicelui de degradare, s-au folosit valorile $m = 2, \log K = 2,5$

6.3.4 Definiția intensității seismice pentru nivelele de performanță considerate

În acest studiu s-a utilizat un calcul dinamic incremental elasto-plastic cu programul DRAIN-2DX (Prakash, 1993). Valorile accelerațiilor corespunzătoare SLS și SLU s-au determinat cu ajutorul ecuației (Gioncu 2002):

$$a_s = 0.412a_d; a_u = 1.22a_d$$

Pentru analiză s-a utilizat înregistrarea mișcării seismice Banloc, iulie 1991 (Figura 6.27) (Timișoara, 12 iulie 1991, longitudinal), caracterizată de o perioadă de colt $T_c = 0,29\text{sec}$ și o valoare de vârf a accelerației terenului $PGA = 0,30g$. În Figura 6.28 este prezentat spectrul de răspuns elastic nescalat.

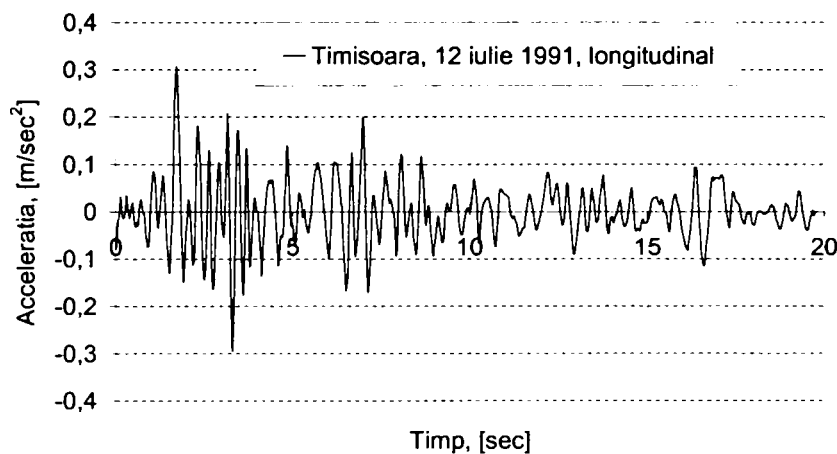


Figura 6.27 Accelerograma mișcării Banloc, iulie 1991

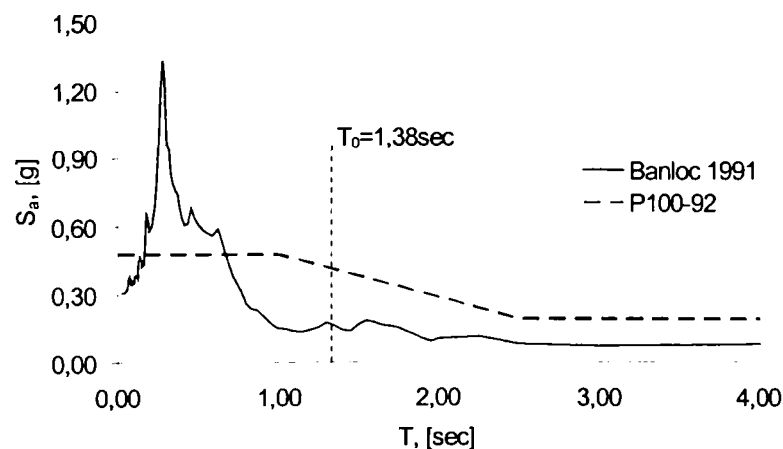


Figura 6.28 Spectrul de răspuns elastic al mișcării

Analiza dinamică incrementală necesită scalarea accelerogramei la anumite nivele de intensitate. Deoarece în studiu se folosește o singură structură, cu o perioadă proprie bine stabilită, accelerograma a fost scalată astfel încât accelerația spectrală să corespundă accelerației spectrale de calcul corespunzătoare primului mod de vibrație. Se obține astfel un factor de scalare $\lambda = 2.05$.

6.3.5 Rezultatele studiului parametric

- **Pasul 1:** se determină accelerațiile ultime corespunzătoare atingerii celor trei stări limită (SLS, SLD și SLU) împreună cu accelerațiile corespunzătoare formării primei articulații plastice în structură.

- **Pasul 2:** se determină factorii de reducere q parțiali, folosind metoda Aribert&Grecea. Aceasta metodă este descrisă pe larg în capitolul 5. Așa cum s-a precizat în paragraful 6.2.3, factorii de reducere obținuți cu metoda Aribert&Grecea conțin doar efectul ductilității, ignorând ceilalți factori, cum ar fi:

- capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în cazul structurilor ductile, datorită plastificării succesive a zonelor disipative
- dimensionarea structurii din alte condiții decât rezistența la cutremur (rezistență în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel sub încărcări seismice)
- rezistența materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică).

În acest studiu interesează în primul rând factorul de reducere obținut prin combinarea factorilor datorati ductilității și redundanței (notat de autor q_1), care caracterizează de fapt capacitatea de disipare a energiei seismice prin deformații plastice, dar și factorul q_μ , care caracterizează exclusiv ductilitatea structurii (notațiile sunt cele folosite în paragraful 6.2.3):

$$q_\mu = \frac{V^{(e)}}{V^{(inel)}} \times \frac{\lambda_u}{\lambda_e}; \quad q_R = \frac{V^{(inel)}}{V^{(e)}} \quad q_1 = q_\mu \times q_R = \frac{V^{(e,th)}}{V^{(e)}} = \frac{\lambda_u}{\lambda_e};$$

Tabel 6.10 Factorii de reducere q_μ și q_1

Cadru	SLS		SLD		SLU			
					θ_u		D	
	q_μ	q_1	q_μ	q_1	q_μ	q_1	q_μ	q_1
	1,0	1,0	2,73	4,3	3,33	5,7	3,59	5,25

Se face precizarea că, în conformitate cu modul de definire a stării de degradare a structurii pentru starea limită de serviciu SLS (în cazul unui cutremur frecvent, elementele nestructurale prezintă avarii minore iar *structura principală de rezistență se află în domeniul elastic*), factorii de reducere q_μ și q_1 vor avea valori egale cu 1,0.

Valorile factorilor de reducere q_μ pentru structura analizată sunt foarte apropiați de valorile obținute în studiul parametric anterior, pentru cazul cutremurelor din grupa 1 (Kobe, Northridge-Newhall, Aigion), cutremure cu perioada de colț mică, asemănătoare cu mișcarea Banloc 1991. Valoarea factorului de reducere folosit la proiectarea structurii ($q_{\text{calcul}} = 5,9$, echivalent cu $\psi_{\text{calcul}} = 0,17$) este foarte apropiată de valoarea obținută prin analiza dinamică elasto-plastică incrementală ($q_1 = 5,7$, echivalent cu $\psi_1 = 0,175$), chiar și fără considerarea suprarezistenței de proiectare. Dacă se ia în considerare și influența oboselii, factorul de reducere scade la valoarea $q_1 = 5,25$ (echivalent cu $\psi_1 = 0,19$).

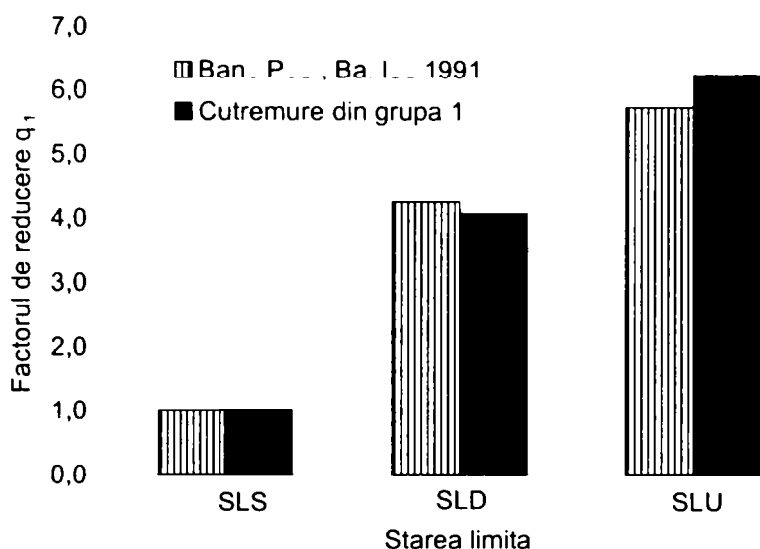


Figura 6.29 Factorii de reducere q_{μ} pentru structura Banc Post

6.4 Concluzii

În acest capitol s-a prezentat modul de aplicare al metodei de proiectare la trei stări limită, metoda prezentată în capitolul 5. Metoda presupune o analiză în doi pași:

- în primul pas se determină accelerațiile limită pentru fiecare nivel de performanță
- în al doilea pas se determină factorii de reducere q parțial cu metoda Aribert&Grecea.

Pentru calibrarea factorilor de reducere q parțiali s-a realizat un studiu parametric pe o familie de cadre multietajate necontravantuite, supuse acțiunii mai multor mișcări seismice. Calculul s-a condus printr-o analiză dinamică incrementală cu programul Drain2DX. Au rezultat în total 36 de cazuri diferite pentru care s-au determinat factorii q (q_{μ} , q_1 , q) corespunzători celor trei limită. Rezultatele au arătat o influență semnificativă a caracteristicilor mișcării seismice (în special perioada de colț a mișcării), asupra factorilor q parțiali. De asemenea, s-a putut observa că datorită cerințelor mari de rigiditate din normele actuale (deplasări relative de nivel admisibile reduse), dimensionarea structurilor în cadre multietajate necontravantuite cu noduri rigide și semirigide se face în general din condiția de serviciu, în condițiile unor mari rezerve de ductilitate și rezistență pentru structură. Acest lucru își găsește justificarea prin limitarea degradărilor din structura principală și din elementele de închidere sub acțiunea unor cutremure frecvente. Analiza la starea limită de serviciu a arătat că și în condițiile unor cerințe așa de severe, rezervele de rigiditate ale structurii sunt foarte mici, adică multiplicatorii accelerogramelor depășesc cu puțin valoarea 1,0 (vezi Figura 6.14).

În cazul aplicării metodei la verificarea unei structuri existente, s-au obținut valori foarte apropiate de cele obținute în studiul parametric. Valorile folosite la proiectare sunt confirmate de analiza dinamică incrementală.

Din punct de vedere economic, impunerea unor condiții severe pentru starea limită de serviciu asigură un nivel redus de distrugereri în cazul unor cutremure frecvente. În condițiile în care, în prezent, valoarea bunurilor sau activităților desfășurate într-o clădire poate să depășească de mai multe ori valoarea propriu-zisă a clădirii, este important ca toate criteriile limită să fie satisfăcute. Unul din obiectivele proiectării la mai multe nivele de performanță îl constituie optimizarea soluțiilor, adică optimizarea valorilor caracteristicilor limită pentru fiecare nivel de performanță. Dacă se neglijează această problemă, este posibil ca unul dintre criteriile limită să guverneze dimensionarea. Soluția optimă a problemei este dată de situația în care criteriile limită pentru fiecare nivel de performanță sunt îndeplinite simultan.

CAPITOL 7. CONCLUZII FINALE

7.1 Rezumatul tezei

Lucrarea de doctorat tratează comportarea structurilor metalice în cadre multietajate necontravântuite cu noduri semirigide, cu un accent deosebit pe studiul comportării acestor structuri sub acțiuni seismice și ținând seama de comportarea reală a îmbinărilor riglă-stâlp. Sunt prezentate de asemenea cercetările efectuate de autor asupra factorilor care influențează ductilitatea locală a structurilor metalice. Lucrarea îmbină studiile teoretice și experimentale cu analize numerice folosind diferite programe de calcul. Sunt propuse metode noi privind evaluarea performanțelor structurilor în cadre metalice. În finalul tezei se prezintă contribuțiile autorului în domeniul temei studiate și cercetările preconizate pentru viitor.

Teza a fost structurată pe 7 capitole și două anexe, plus un capitol de referințe bibliografice:

Capitolul 1 prezintă contextul actual privind cercetărilor legate de comportarea clădirilor cu structură metalică, cu accent pe comportarea sub încărcări seismice. Sunt prezentate de asemenea principalele programe de cercetare cu participare națională sau internațională în care autorul a fost implicat.

Capitolul 2 prezintă mișcările seismice importante care au marcat istoria seismică din ultimii 100 de ani, începând cu mișcări seismice mai vechi (San Francisco 1906, Tokyo 1923) și terminând cu unele de dată recentă (Northridge 1994, Kobe 1995, Taiwan 1999). În paralel cu descrierea cutremurelor, sunt prezentate cercetările care au avut loc după producerea fiecărui cutremur, prescripțiile de calcul aflate în vigoare la acea dată și modificările care au fost introduse după cutremur în normele de calcul seismic. În concluziile studiului se remarcă necesitatea îmbunătățirii normelor moderne prin introducerea proiectării bazate pe performanță și, totodată, prin îmbunătățirea reglementărilor de calcul și a modului de alcătuire a îmbinărilor riglă-stâlp.

Capitolul 3 prezintă în prima parte metodele actuale de calcul al structurilor în cadre metalice necontravântuite, cu un accent pe influența comportării reale a îmbinărilor riglă-stâlp asupra comportării de ansamblu a structurii. Pentru urmărirea influenței fiecărei componente asupra rezistenței și rigidității îmbinării, s-a realizat un studiu parametric pe o îmbinare riglă-stâlp cu șuruburi și placă de capăt extinsă. Rezultatele au arătat o scădere drastică a rigidității și momentului capabil odată cu scăderea grosimii inimii. În calculul îmbinărilor proiectanții neglijează adeseori importanța grosimii panoului inimii, concentrându-se mai ales pe grosimea plăcii de capăt și a diametrului de șurub. S-a putut de asemenea observa că alegerea grosimii plăcii de capăt trebuie făcută în raport cu diametrul de șurub folosit. O scădere a grosimii plăcii de capăt sub diametrul de șurub conduce la o scădere semnificativă a momentului capabil și a rigidității la rotire. Pe de altă parte, folosirea unor plăci de capăt mai groase decât 1,25 diametrul șurubului nu aduce nici un spor de rigiditate sau capacitate portantă. În final sunt evidențiate avantajele folosirii acestei metode și tipurile de îmbinări riglă-stâlp care sunt acoperite de normă.

În partea a doua sunt prezentate prevederile de calcul seismic, cu referire la criteriile de proiectare pentru structurile în cadre metalice. Sunt evidențiate cerințele de ductilitate pentru îmbinări formulate de noua versiune a normativului de calcul seismic P100/2003 dar și cele din norma europeană Eurocode 8 și cea nord-americană AISC 2002.

In ultima parte sunt prezentate problemele actuale din normele de calcul seismic, cu accent deosebit pe lipsa unor prevederi consistente legate de determinarea capacității de rotire a îmbinărilor sub încărcări seismice, parametru considerat esențial pentru obținerea unei bune comportări la sarcini seismice. Sunt evidențiați factorii care afectează ductilitatea îmbinărilor și care nu sunt luați în considerare în normele actuale.

Capitolul 4 prezintă studiile întreprinse de autor în domeniul ductilității locale a structurilor metalice și a factorilor care contribuie la degradarea acestora. În cadrul metodei de proiectare la mai multe nivele de performanță, parametrul cel mai important îl reprezintă *ductilitatea locală* a îmbinărilor, exprimată de regulă sub forma capacității de rotire. Intra-adevăr, distrugerile suferite de structurile metalice sub acțiunea ultimelor cutremure puternice, s-au datorat în mare măsură avarierii îmbinărilor riglă-stâlp ca urmare a ductilității insuficiente. De asemenea, colapsul unor clădiri cu structură metalică s-a datorat din nou capacității de rotire insuficiente. Ductilitatea locală a îmbinărilor devine în acest fel elementul cheie pentru asigurarea unei comportări corespunzătoare la acțiunea seismică. Deși oțelul folosit în construcții este considerat un material ductil, ductilitatea elementelor metalice nu este o calitate intrinsecă a acestora, datorită unor factori ca flambajul local, viteza de deformare, acumularea deformațiilor plastice (oboseala plastică). În acest capitol sunt prezentate cercetările întreprinse de autor cu privire la influența ultimilor doi factori menționați anterior și anume viteza de deformare și acumularea deformațiilor plastice (oboseala plastică).

Influența vitezei de deformare asupra caracteristicilor mecanice ale oțelului a fost studiată atât experimental cât și teoretic încă de la mijlocul sec. al-XX-lea. Rezultatele au arătat o creștere a limitei de curgere și a rezistenței la rupere cu creșterea vitezei de deformare. Rezultatele au fost confirmate de cercetările ulterioare, care au arătat totodată că modulul de elasticitate nu este influențat de viteza de deformare și că limita superioară de curgere este influențată în mai mare măsură decât limita inferioară de curgere. Aceste efecte nu au fost însă înțelese la adevărata valoare decât după producerea celor două cutremure menționate anterior (Northridge și Kobe). Pentru studiu, autorul a realizat un amplu program experimental pe subansamble sudate, fiind luați în considerare mai mulți parametri: calitatea materialului, grosimea materialului de bază, tipul de încărcare, viteza de deformare. Rezultatele încercărilor pe materialul de bază și de depozit din sudura au confirmat rezultatele anterioare. După efectuarea încercărilor pe materialele de bază și de depozit s-au efectuat încercări pe epruvete sudate cu 3 procedee diferite de sudură (de colț, cu prelucrare în $1/2V$ și cu prelucrare în K). Încercările experimentale au confirmat observațiile făcute după cutremurele recente (Northridge 1994, Kobe 1995), fiind semnalate ruperi fragile ale îmbinărilor sudate (cu sudură de colț sau în $1/2V$), frecvența acestora fiind direct proporțională cu creșterea vitezei de deformare. Se poate deci spune că îmbinările cu sudură cu prelucrare în K prezintă o fiabilitate sporită în comparație cu îmbinările folosind sudură de colț sau în $1/2V$. Deși nu se poate trage o concluzie definitivă, încercările au arătat că viteza de deformare nu influențează alungirea la rupere, adică ductilitatea materialului. Rezultatele sunt similare cu cele obținute în Japonia de Nakashima (1998). O posibilă explicație o constituie încălzirea locală a materialului odată cu creșterea vitezei de deformare, fapt ce duce la creșterea ductilității, astfel că cele două fenomene se anulează reciproc. Cercetările referitoare la viteza de deformare au continuat cu realizarea unui studiu numeric. Pentru aceasta s-au realizat modele numerice ale epruvetelor încercate experimental folosind metoda elementului finit. Modelele numerice au fost calibrate pe baza rezultatelor încercărilor experimentale. Pentru analiză s-a utilizat programul de calcul NASTRAN 70.7. În studiul numeric viteza de deformare a fost introdusă prin intermediul curbei caracteristice de material corespunzătoare vitezei respective. În cadrul programului experimental viteza de deformare a trebuit însă să fie limitată superior datorită capacității preseii. Pentru a utiliza în studiul

numeric și viteze de deformare mai mari, s-au calibrat modele numerice pe baza unor formule din literatură, formule calibrate de autor pe baza rezultatelor încercărilor experimentale. În acest fel, cunoscându-se caracteristicile mecanice ale oțelului obținute printr-o încărcare cvasi-statică, cu ajutorul acestor formule se pot determina caracteristicile oțelului pentru orice valoare a vitezei de deformare.

Un al doilea factor implicat în comportarea nesatisfăcătoare a îmbinărilor riglă-stâlp sub acțiunea cutremurelor recente îl constituie acumularea deformațiilor plastice. Acest lucru a fost confirmat și de rezultatele încercărilor experimentale, care au arătat că s-au produs cedări datorită formării și dezvoltării fisurilor în regiunile în care se dezvoltă deformații plastice mari, cum sunt de exemplu îmbinările riglă-stâlp. Pentru a putea prelua deformațiile plastice importante, proiectarea seismică se bazează în mod curent pe ductilitate. Ductilitatea, definită de exemplu prin capacitatea de rotire a îmbinării, nu este neapărat legată de numărul de cicluri până la rupere. Cu toate acestea, așa cum experiența a arătat, numărul de zone plastificate necesare din calculul seismic este legat direct de caracteristicile mișcării și ale structurii. Aceasta legătură poate fi astfel realizată printr-o analiză de oboseală. În mod clar însă, datorită diferențelor în ceea ce privește răspunsul diferit al structurilor sub încărcări dinamice și respectiv încărcări seismice, metodologia clasică folosită pentru calculul la oboseală (bazată pe tensiuni) trebuie modificată. Acumularea deformațiilor plastice este descrisă de autor ca un fenomen de oboseală plastică și este introdusă o metodă originală pentru calculul rezistenței la oboseală plastică. Pentru studiul influenței diversilor parametri care intervin, s-a realizat un studiu parametric pe o familie de cadre multietajate cu noduri rigide și semirigide, folosind mai multe înregistrări seismice. Una din concluziile studiului arată că dacă se utilizează în calcul o pantă mai mare decât $m=2$ pentru rezistența la oboseală, implicațiile asupra rezultatelor sunt reduse. De asemenea, se poate observa că însumarea algebrică a rotirilor plastice pentru calculul degradării este destul de conservativă. Studiul a arătat că rigiditatea nodurilor nu are o influență semnificativă asupra rezistenței la oboseală.

În finalul capitolului sunt prezentate concluziile referitoare la influența factorilor menționați asupra performanțelor structurilor în cadre metalice multietajate sollicitate la încărcări seismice.

Capitolul 5 prezintă în prima parte istoria apariției și dezvoltării conceptului de performanță utilizat la proiectarea structurilor metalice și tendințele actuale din acest domeniu. Sunt prezentate comparativ prevederile FEMA267, FEMA350 și SEAOC VISION 2000.

În partea a doua autorul propune o nouă metodă de proiectare a structurilor metalice la mai multe nivele de performanță precum și modalitatea de implementare în normele actuale de proiectare antisismică. Noua metodă folosește 3 nivele de performanță, referitoare la satisfacerea condițiilor de drift, drift remanent și capacitate de rotire:

- starea limită de serviciu (SLS)
- starea limită de avarie (SLD)
- starea limită ultima (SLU)

Pentru cele 3 nivele de performanță autorul definește și intensitățile seismice aferente. Pentru implementarea proiectării bazate pe performanță (bazată pe controlul deplasărilor) în normele seismice actuale (bazate pe controlul forțelor), autorul introduce în premieră factori de reducere asociați fiecărui nivel de performanță (stare limită), factori pe care îi denumește factori q parțiali. Pentru determinarea acestora este utilizată metoda Aribert&Grecea, adaptată însă de autor prin includerea capacității de redistribuție plastică a eforturilor în calculul factorului de reducere q . Factorul de reducere q , propus de Aribert&Grecea, ia în considerare doar efectul ductilității în reducerea forțelor seismice. Structurile în cadre multietajate prezintă însă o rezervă de capacitate portantă față de rezistența de calcul, aceasta fiind definită ca o suprazistență. Aceasta rezervă de rezistență este dată de mai mulți factori și anume:

- capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în cazul structurilor ductile, datorită plastificării succesive a zonelor disipative
- 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)
- rezistența materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică).

Având în vedere variabilitatea mare a ultimilor doi factori de mai sus, autorul a reținut doar primul factor și anume capacitatea de redistribuție. În acest fel, factorul de reducere q va conține pe lângă ductilitate (notată q_{μ}) și capacitatea de redistribuție (notată q_R). Produsul dintre cei doi factori, notat q_1 , reprezintă factorul de reducere datorat exclusiv structurii și este egal cu $q_1 = q_{\mu} \times q_R$. Factorul q_1 va fi folosit în continuare pentru determinarea factorilor de reducere q parțiali ai structurilor în cadre metalice multietajate cu noduri rigide și semirigide.

Capitolul 6 prezintă modalitatea practică de implementare a conceptului de performanță în normele actuale, atât pentru proiectarea clădirilor noi cât și pentru verificarea celor existente. Pentru aceasta s-au dimensionat 3 structuri în cadre multietajate cu noduri rigide și semirigide, supuse acțiunii unor cutremure cu caracteristici diferite. Pentru a lua în considerare influența configurației geometrice și a perioadelor proprii ale structurii asupra răspunsului seismic, au fost alese cadre cu înalțimi diferite. Pentru studiu s-au utilizat nivelele de performanță prezentate în capitolul 5 din teza. Au rezultat în total 36 de cazuri diferite pentru care s-au determinat factorii q (q_{μ} , q_1 , q) corespunzători celor trei nivele de performanță. Rezultatele au arătat o influență semnificativă a caracteristicilor mișcării seismice (în special perioada de colț a mișcării), asupra factorilor q parțiali. De asemenea, s-a putut observa că datorită cerințelor mari de rigiditate din normele actuale (deplasări relative de nivel admisibile reduse), dimensionarea structurilor în cadre multietajate necontravantuite cu noduri rigide și semirigide se face în general din condiția de serviciu, în condițiile unor mari rezerve de ductilitate și rezistență pentru structura. Acest lucru își găsește justificarea în limitarea degradărilor din structura principală și din elementele de închidere sub acțiunea unor cutremure frecvente. Din punct de vedere economic, impunerea unor condiții severe pentru starea limită de serviciu asigură un nivel redus de distrugerii în cazul unor cutremure frecvente. În condițiile în care, în prezent, valoarea bunurilor sau activităților desfășurate într-o clădire poate să depășească de mai multe ori valoarea propriu-zisă a clădirii, este important ca toate criteriile limită să fie satisfăcute. Unul din obiectivele proiectării la mai multe nivele de performanță îl constituie optimizarea soluțiilor, adică optimizarea valorilor caracteristicilor limită pentru fiecare nivel de performanță. Dacă se neglijează această problemă, este posibil ca unul dintre criteriile limită să guverneze dimensionarea.

În partea a doua s-a realizat un studiu de caz referitor la utilizarea metodei de proiectare bazate pe performanță la verificarea unei structuri existente. Pentru aceasta s-a ales structura metalică a clădirii Banc Post din Timișoara. Clădirea a fost dată în folosință în anul 2002, autorul fiind membru al echipei care a realizat proiectul. Se face mențiunea că proiectul a primit în cursul anului 2003 premiul Convenției Europene de Construcții Metalice ECCS.

În finalul capitolului sunt prezentate principalele concluzii ale studiului.

Capitolul 7 conține concluziile finale ale cercetărilor desfășurate în cadrul tezei de doctorat, o descriere a activităților de cercetare desfășurate de autor în relație cu subiectul tezei și recomandări privind cercetările viitoare. Prezentarea rezultatelor reflectă colaborarea strânsă dintre Departamentul CMMC din Cadrul Facultății de Construcții și Arhitectură din Timișoara și Academia Română, Timișoara, Centrul de Cercetări Tehnice, Fundamentale și Avansate, Laboratorul de Construcții Metalice, colaborare concretizată prin lucrări de cercetare, granturi și proiecte de cercetare naționale sau internaționale, organizarea de manifestări științifice și participarea la seminarii sau conferințe naționale și internaționale.

Anexa A1 cuprinde mai multe exemple de aplicare a metodei componentelor la calculul caracteristicilor îmbinărilor riglă-stâlp. Sunt prezentate trei tipuri de îmbinări riglă-stâlp dintre cele mai folosite în practică: îmbinarea riglă-stâlp cu sudură directă între riglă și talpa stâlpului, îmbinarea cu șuruburi și placă de capăt extinsă și îmbinarea cu corniere pe tălpi. Folosind metoda componentelor din Eurocode 3 sunt calculate caracteristicile de rezistență și rigiditate ale îmbinărilor.

Anexa A2 cuprinde detalii suplimentare referitoare la încercările experimentale desfășurate de autor. Sunt prezentate detalii referitoare la modul de introducere a încărcării și la rezultatele obținute.

7.2 Contribuții personale

Pe baza rezultatelor obținute în cadrul tezei de doctorat, se pot extrage mai multe contribuții personale ale autorului, după cum urmează:

- realizarea unui studiu bibliografic cuprinzător privitor la istoria seismică a ultimilor 100 de ani, cu evidențierea clară a deficiențelor de proiectare și execuție a structurilor în cadre metalice pentru fiecare perioadă, deficiențe care au stat la baza producerii de pagube materiale și pierderi de vieți omenești. Studiul este însoțit de istoria apariției și dezvoltării normelor de calcul seismic din țările respective și de măsurile care au fost luate după fiecare cutremur.
- studiu parametric folosind metoda componentelor din Eurocode 3 privind influența componentelor îmbinărilor asupra comportării de ansamblu a îmbinării.
- conceperea și realizarea unui program experimental dedicat studiului influenței vitezei de deformare asupra comportării îmbinărilor sudate. Pentru studiu au fost realizate subansamble T utilizând trei procedee de sudură: de colț, în 1/2V și în K. Studiul experimental a confirmat rezultatele anterioare obținute de alți autori referitoare la modificarea caracteristicilor mecanice ale oțelului odată cu creșterea vitezei de deformare. În plus, se evidențiază comportarea nesatisfăcătoare a îmbinărilor care folosesc sudura de colț. Studiul recomandă folosirea îmbinărilor cu sudură în K sau cu sudură în 1/2V dar cu resudarea obligatorie a rădăcinii. Rezultatele și concluziile studiului au fost prezentate și în cadrul programului european de cercetare COST C12.
- calibrarea unor modele cu elemente finite pentru fiecare tip de subansamblu T sudat, pe baza încercărilor experimentale. Rezultatele numerice obținute au confirmat concluziile studiului experimental. Pentru extinderea studiului au fost adaptate relații constitutive din literatura care permit determinarea caracteristicilor mecanice în funcție de viteza de deformare.
- elaborarea unei metode originale pentru calculul rezistenței la oboseală plastică a elementelor din oțel. Verificarea la oboseală se realizează prin evaluarea *indicelui de distrugere D*. Atunci când valoarea indicelui de distrugere atinge valoarea $D=1$, se consideră că s-a atins rezistența la oboseală a secțiunii. Rezistența la oboseală este inclusă în verificările aferente stării limită ultime (SLU).
- dezvoltarea unei metode originale de calcul a structurilor în cadre metalice pe baza a trei nivele de performanță (sau stări limită): starea limită de serviciu (SLD), starea limită de avarie (SLD) și starea limită ultimă (SLU), cu precizarea caracteristicilor limită corespunzătoare fiecărei stări limită. Pentru implementarea metodei în normele seismice actuale se introduce în premieră așa numitul *factor de reducere q parțial*, corespunzător fiecărei stări limită. Pentru demonstrație se aleg mai multe structuri în cadre multietajate cu noduri rigide și semirigide, supuse la mișcări seismice diferite. În final autorul propune

valori ale factorilor q parțiali pentru fiecare stare limită. Metoda a fost prezentată și în cadrul unui volum de carte.

7.3 Valorificarea rezultatelor

Activitatea de cercetare desfășurată de autorul tezei de doctorat s-a concretizat prin lucrări de cercetare prezentate în paginile unor reviste din țară și străinătate, participări la congrese și conferințe naționale și internaționale, participări la granturi de cercetare finanțate de Academia Română, MEC, MLPTL sau Banca Mondială, în calitate de responsabil sau colaborator, participări la elaborarea unor norme de calcul în domeniul structurilor metalice și, nu în ultimul rând, în participări la programe de cercetare internaționale. Participarea autorului la aceste programe de cercetare și manifestări științifice a asigurat, pe de o parte, contactul cu direcțiile actuale de cercetare pe plan național și internațional și, pe de alta parte, a permis prezentarea și diseminarea rezultatelor în rândul specialiștilor în domeniu, cu impact direct asupra relațiilor de cooperare viitoare.

În continuare se vor prezenta cele mai importante rezultate, grupate pe trei categorii: publicații științifice, programe de cercetare naționale și programe de cercetare internaționale.

A. Publicații științifice

Cărți

1. D. Dubina, J. Rondal & I. Vayas (ed.), (1997) "EUROCODE 3 - Exemple de calcul (Design of Steel Structures, EUROCODE 3 - Worked Examples), Capitolul 10: *Îmbinări (Connections)*, ISBN 963-04-8383-1, (editie bilingvă), pg. 183-200.
2. D. Dubina, I. Vayas, V. Ungureanu (ed.), (1999) "New Technologies and Structures in Civil Engineering - Case studies on Remarkable Constructions", Editura Orizonturi Universitare Timișoara, ISBN 973-9400-40-X, pg. 187-205.
3. Mazzolani, F.M. (ed.), (2000) "Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", Capitolul 6: *Ductility demand for semi-rigid joint frames*, E&FN SPON, London, pg. 370-408.
4. Dubina, D., Lungu, D. (coordonatori) (2003), "Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice", Colectiv de autori: Aldea A., Arion C., Ciutina A., Cornea T., Dinu F., Fülöp L., Grecea D., Stratan A., Văcăreanu R., Capitolul 3: *Criterii pentru evaluarea performanțelor globale ale structurilor în cadre metalice*, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, pag. 219-278.

Articole în reviste din străinătate (jurnale)

1. I. Vayas, F. Dinu, *Entwurfskriterien für rahmentragwerke aus stahl unter erdbebenbeanspruchung*, Bauingenieur, Nov. 2001.
2. I. Vayas, F. Dinu, *Fatigue analysis of moment resisting steel frames*, Journal of Earthquake Engineering, Vol.7, No.4 (2003).
3. F. Dinu, D. Grecea, D. Dubina, *Performance criteria for MR steel frames in seismic zones*, Journal of Constructional Steel Research, Vol.60, Issues 3-5, March-May 2004, Elsevier Ltd., 2004.

Articole în reviste din România

1. D. Dubina, D. Grecea, F. Dinu, *Numerical evaluations of q factor for steel building frames with semi-rigid joints*, Buletinul Științific al Universității "Politehnica" din Timișoara, 1996, Tom 41(53), Fascicola 1.
2. A. Ciutina, A. Stratan, F. Dinu, *Cyclic testing of beam to column joints*, Buletinul Științific al Universității "Politehnica" din Timișoara, 2000, Tom 44(58).

3. F. Dinu, *Influenta flexibilitatii nodurilor asupra performantelor seismice ale cadrelor metalice multietajate rezistente moment*, Buletinul Asociației Inginerilor Constructori Proiectanți de Structuri din România AICPS, nr.3/2001, pg. 26-33.
4. F. Dinu, D. Grecea, D. Dubina, *Criterii de performanță pentru proiectarea cadrelor metalice ale clădirilor multietajate amplasate în zone seismice*, Buletinul Asociației Inginerilor Constructori Proiectanți de Structuri din România AICPS, nr.4/2002, pg. 93-103.
5. F. Dinu, D. Grecea, D. Dubina, *Proiectarea cadrelor metalice ale clădirilor multietajate amplasate în zone seismice*, Revista Construcției civile și industriale, Anul IV, nr.45, Sept. 2003, pag. 43-49.

Articole în volumele unor conferințe internaționale (se prezintă lucrările semnificative)

1. F. Dinu, *Seismic response of building steel frames with semi-rigid connections*, Proc. of PhD Symposium, Budapest, Hungary, May 27-29, 1996.
2. J.M. Aribert, D. Dubina, D. Grecea, F. Dinu, *Parametrical study on a new method for q-factor Evaluation*, Proc. of the Second International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas STESSA'97, Kyoto, Japan, 3-8 August, 1997.
3. D. Dubina, D. Grecea, F. Dinu, R. Zaharia, *Why semi-rigid connections in steel structures*, Proc. of the VIIIth International Conference on Metal Structures, Timișoara, Romania, 25-28 Septembrie, 1997.
4. D. Dubina, D. Grecea, F. Dinu, A. Stratan, A. Ciutina, *Are steel building frames with semi-rigid joints suitable for a seismic territory as Romania?*, Proc. of the International Workshop on Vrancea Earthquakes, Bucuresti, Romania, 1-4 Noiembrie, 1997.
5. D. Dubina, F. Dinu, A. Stratan, *Suitability of semi-rigid joint steel building frames in seismic areas*, Proc. of the XIth European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 6-11 Septembrie, 1998.
6. D. Dubina, A. Ciutina, A. Stratan, F. Dinu, *Global performance of steel moment resisting frames with semi-rigid joints*, Proc. of the 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures - SDSS'99, Timișoara, 9-11 Septembrie, 1999.
7. I. Vayas, F. Dinu, *Evaluation of the seismic response of steel frames in respect to various performances*, Proc. of the 3rd International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas STESSA 2000, Montreal, Canada, 21-24 August 2000.
8. I. Vayas, F. Dinu, *Influence of semi-rigid joints on the seismic behaviour of moment frames in respect to low-cycle fatigue*, Proc. of 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, Grecia, 21-23 Mai, 2000.
9. D. Dubina, D. Grecea, A. Stratan, A. Ciutina, F. Dinu, *Contribution of the "Politehnica" University of Timișoara to the international research advances in the field of seismic resistant steel structures*, Proc. of JICA International Seminar: Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings, 23-24 Noiembrie, 2000, Bucuresti.
10. D. Dubina, F. Dinu, A. Ciutina, A. Stratan, *The multi-storey structure of Banc Post Timișoara building: essential design problems*, Proc. of the 9th International Conference on Metal Structures – ICMS'2000, Timișoara, Romania, 19-22 Octombrie, 2000.
11. D. Grecea, F. Dinu, D. Dubina, *Performance criteria for MR steel frames in seismic zones*, Proc. of EUROSTEEL 2002 - 3rd European Conference on Steel Structures, Coimbra, Portugalia, 19-20 Septembrie 2002.
12. F. Dinu, *Structural integrity of buildings under exceptional earthquakes*, Proc. of International Seminar COST C12 "Improving Buildings Structural Quality by New Technologies", Lisabona, Portugalia, 19-20 Aprilie 2002.

13. F. Dinu, D. Grecea, D. Dubina, *Improving current seismic codes through performance based design*, Proc. of the 10th International Conference on Metal Structures, ICMS 2003, Timișoara, 16-17 octombrie 2003.
14. F. Dinu, D. Grecea, *Performance criteria for multi-storey steel frames under seismic loading*, in Proc. of the International Conference on Constructions 2003, Cluj-Napoca, 16-17 Mai, 2003.
15. F. Dinu, D. Grecea, D. Dubina, *Parțial q-factor values for performance based design of MR frames*, in Proc. of STESSA 2003 - Behaviour of steel structures in seismic areas, Napoli, Italia, 9-12 iunie 2003.
16. F. Dinu, A. Stratan, D. Dubina, *Influence of strain rate on the weld detailing behaviour in MR connections*, in Proc. of STESSA 2003 - Behaviour of steel structures in seismic areas, Napoli, Italia, 9-12 iunie 2003.

B. Programe de cercetare naționale

Director de proiect

1. *Studiul influenței semirigidității nodurilor asupra răspunsului static și dinamic al cadrelor metalice multietajate*, Faza 1/1997: Studiul parametric al răspunsului seismic al cadrelor metalice cu noduri semi-rigide, Contract 3013GR/1997, Beneficiar Academia Română.
2. *Studiul influenței semirigidității nodurilor asupra răspunsului static și dinamic al cadrelor metalice multietajate*, Faza 1/1998: Încercări experimentale pe noduri S-R și recomandări privind calculul și alcatuirea cadrelor metalice cu noduri semirigide Contract 3013GR/1997, Beneficiar Academia Română.
3. *Criterii pentru evaluarea performanțelor structurilor în cadre multietajate amplasate în zone seismice*, Contract nr. 33470/2002, tema 3, cod CNCSIS 51, Beneficiar Ministerul Educației și Cercetării.
4. *Factori de comportare a structurilor metalice în zone seismice pentru implementarea criteriilor de proiectare bazate pe performanță*, Contract de grant 33958/2003, cod CNCSIS 219, Beneficiar Ministerul Educației și Cercetării.

Colaborator:

1. *Îmbinări riglă-stâlp ductile la cadre cu structura mixtă oțel-beton pentru clădiri multietajate în zone seismice*, Contract 437/1996, Beneficiar ANSTI.
2. *Normativ privind prescripțiile generale de proiectare. Verificarea prin calcul a elementelor de construcții metalice și a îmbinărilor acestora*, Cod CR.3.01.1 (În conformitate cu prevederile EUROCODE 3: "Calculul structurilor din oțel, Partea 1.1, Reguli generale și reguli pentru clădiri), Anteproiect + Redactarea I și II, Contract 168/1997; Beneficiar MLPAT - DGRAT.
3. Proiectul Prioritar al Academiei Române "*Criterii de performanță pentru construcții cu structură metalică și mixtă din oțel-beton, amplasate în zone cu mișcări seismice diferite*", 2001-2002, director Acad. Dan MATEESCU, Beneficiar Academia Romana.
4. *Ghid de proiectare a îmbinărilor metalice în zone seismice*, Redactarea I - Anteproiect, Contract 81/2002, Colaborare INCERC Timișoara, UP Timișoara, Academia Romana Timișoara, Beneficiar MLPTL.
5. Proiect major CNCSIS (tip C) "*Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice*", finanțatori: MEN-CNCSIS și Banca Mondială, Contract 44083 / 1998, Cod 16 (desfășurat în perioada 1999-2001).

C. Programe de cercetare internaționale

1. Programul european de cercetare COPERNICUS-RECOs "Reliability of Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", Contract IC15-CT96-0201/1997, finanțator: Uniunea Europeană, desfășurat în perioada 1997-2000 (*responsabil pentru Academia Romana, Timișoara*).
2. Programul european de cercetare COST Improving buildings' structural quality by new technologies", finanțator: Uniunea Europeană, 1999 - 2004 (în desfășurare), (*membre în Comitetul Managerial reprezentând Romania*).

7.4 Continuarea cercetărilor

Cercetările preconizate pentru perioada următoare vor cuprinde în principal dezvoltarea metodei de proiectare bazată pe performanță, metodă dezvoltată de autor în cadrul tezei de doctorat. De asemenea, se intenționează continuarea studiului numeric pe modelele cu element finit. Se are în vedere aici atât extinderea studiului prin considerarea unor viteze mari de deformare cât și integrarea modelelor într-un model de îmbinare riglă-stâlp complet, pentru extinderea cercetărilor de la nivelul detaliilor de sudură la nivelul nodului.

O activitate pe care se va pune în continuare un accent deosebit va fi participarea cu lucrări de cercetare la manifestări științifice naționale sau internaționale.

O altă direcție importantă o constituie continuarea colaborării cu instituții de cercetare din străinătate în cadrul unor programe de cercetare cu finanțare internațională. Se menționează aici două programe de cercetare, unul aflat în desfășurare (COST C12) iar celălalt preconizat să demareze în 2004 (PROHITECH). În cadrul programului de cercetare COST C12, în cursul anului 2004 sunt programate două întâlniri de lucru și conferința finală în noiembrie 2004. Cercetările preconizate să se desfășoare în cadrul proiectului de cercetare PROHITECH (Earthquake Protection of Historical Buildings by Reversible Mixed Technologies) vor constitui o bună oportunitate pentru autor de a utiliza rezultatele cercetărilor desfășurate în cadrul tezei. Unul din subiectele importante aflate pe agenda de lucru a programului îl constituie analiza performanțelor clădirilor prin intermediul conceptului de performanță, subiect care este tratat pe larg în teza de doctorat și la dezvoltarea căruia autorul și-a adus o contribuție semnificativă.

BIBLIOGRAFIE

A) Documente normative

- AISC 2002, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 2002.
- AISC-97, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 1997
- ATC 40, *Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings*, Redwood City (CA), Applied Technology Council, 1996.
- ECCS, *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, 1985.
- Eurocode 3 Part 1.1 *Design of steel structures, General rules and rules for buildings*. CEN, European Committee for Standardisation, prEN 1993-1-1, 1992.
- Eurocode 3 Part 1.10 *Design of joints of steel structures*. CEN, European Committee for Standardisation, prEN 1993-1-10, 2000.
- Eurocode 3 Part 1.9 *Fatigue strength of steel structures*. CEN, European Committee for Standardisation, prEN 1993-1-9, 2000.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures, CEN, ENV 1998-1-1, October 1994.
- FEMA 273, *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*; FEMA 274, "Commentary". Washington (DC), Federal Emergency Management Agency, 1996.
- FEMA 350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, SAC Joint Venture, 2000.
- FEMA 355E, *State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame*, SAC Joint Venture, Report No. SAC-95-4770, Sacramento, California, USA, 2000.
- FEMA 356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.
- Frame design including joint behaviour, Vol I, ECSC Contracts nr.7210-SA/212 and 7210-SA/320, January 1997.
- Frame design including joint behaviour, Vol I, ECSC Contracts nr.7210-SA/212 and 7210-SA/320, January 1997.
- Joints and Frame Design for Economy, ECCS-Technical Committee 10 - Structural Joints, WG 10.2 - Semi-rigid Joints, First Edition, Nr. 77/1997.

- P100-92: *Romanian Code for the seismic design of residential, social cultural, agricultural and industrial buildings*, 1992.
- SEAOC Vision 2000, *Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework*, Sacramento (CA), Structural Engineers Association of California, 1995.
- SAC 1995, *Connection test summaries*. SAC Joint Venture, Report No. SAC-96-02, Sacramento, California, USA, 1995
- 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, 1997.
- SR EN 10002-1, *Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test (at ambient temperature)*. European Committee for Standardization – CEN (in Romanian), 1990.
- SR EN 25817, *Arc-welded joints in steel. Guidance on quality levels for imperfections*. European Committee for Standardization – CEN (in Romanian), 1993.
- UBC-97, *Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions*, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA, 1997.

B) Lucrări științifice, cărți

- A. Kannan and G. Powel, *DRAIN-2D. A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures*, EERC 73-6 and EERC 73-22 reports, Berkeley, USA, 1975.
- Akiyama H., *Earthquake Resistant Design Based on Energy Concept*, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol.V, Paper 8-1-2, August 2-9, 1988.
- Akiyama H., *Earthquake-Resistant Limit State Design for Buildings*, University of Tokyo Press, 1985.
- Akiyama, H., *Evaluation of fractural mode of failure in steel structures following Kobe lessons*, Journal of Constructional Steel Research, Vol.55 (1-3): 211-227, 2000.
- Ballio G., Castiglioni C., *A unified approach for the design of steel structures under low and high cycle fatigue*, Journal of Constructional Steel Research, vol 34, 75-101, 1995.
- Ballio G., *ECCS Approach for the Design of Steel Structures against Earthquakes*, Symposium on Steel in Buildings, Luxembourg, 1985, IABSE-AICP-IVBH Report, Vol.48, pp. 373-380, 1985.
- Bart, A.S., Bowman, M.D., *Effect of local details on ductility of welded moment connections*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(10): 1145-1151, 2001.
- Beg D., Plumier A., Remec C., Sanchez L., *Influence of strain rate*, in F. Mazzolani (ed.), *Moment resisting connections of steel building frames in seismic areas*, E & FN SPON,

168-216, 2000.

- Beg, D., Plumier, A., Remec, C., Sanchez, L., *Cyclic behaviour of beam-to-column bare steel connections: Influence of strain rate*. Chapter 3.1 in Mazzolani F.M. (ed.), *Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas*, London: E&FN SPON, 2000.
- Bernuzzi C., Calado L., Castiglioni C., *Ductility and load carrying capacity predictions of steel beam-to-column connections under cyclic reversal loading*, *Journal of Earthquake Engineering*, 401-432, 1997.
- Bijlaard F.S.K., Zoetemeijer P., *Joint characteristics and structural response of frames*, *Steel structures - Recent research advances and their application to design*, Elsevier, p.109-133, 1996.
- Calado L., *Influence of column size*, in F. Mazzolani (ed.), *Moment resisting connections of steel building frames in seismic areas*, E & FN SPON, pp.267-290, 2000.
- Calado L., *Re-elaboration of experimental results*, in F. Mazzolani (ed.), *Moment resisting connections of steel building frames in seismic areas*, E & FN SPON, pp. 344-367, 2000.
- Chi-Ling Pan, Shaojie Wu, Wei-Wen Yu, *Strain rate and aging effect on the mechanical properties of sheet steels*, *Thin-Walled Structures*, Elsevier Science, Vol.39, Issue 5: 429-444, 2001.
- Cosenza E., De Luca A., Faella C., Mazzolani F.M., *On a Simple Evaluation of Structural Coefficients in Steel Structures*, 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Sept. 1986.
- Dexter, R.J., Melendrez, M.I., *Through-thickness properties of column flanges in welded moment connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(1): 24-31, 2000.
- Dubina D., Grecea D., Ciutina A., Stratan A., *Influence of connection typology and loading asymmetry*, in F. Mazzolani (ed.), *Moment resisting connections of steel building frames in seismic areas*, E & FN SPON, 217-244, 2000.
- Dubina, D., Ciutina, A., Stratan, A., *Cyclic Tests of Double-Sided Beam-to-Column Joints*, *Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.2, pp.129-136, 2001.
- Dubina, D., Stratan, A., Ciutina, A., Fulop, L., Dinu, F., *Reliability of seismic resistant structures in Romania*, CNCSIS/World Bank Research Grant No.16, Research Report on 3rd year, 2002.
- Dubina, D., Stratan, A., *Behaviour of welded connections of moment resisting frames beam-to-column joints*, *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 11, 1431-1440, 2002.
- El-Tawil, S., Mikesell, T., Kunnath, S.K., *Effect of local details and yield ratio on behaviour of FR steel connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126 No. 1, pp. 79-87, 2000.

- Fajfar P., *Trends in seismic design and performance evaluation approaches*, In Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: AA Balkema: 237-249, 1998.
- Fajfar P., Krawinkler H., *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. International Workshop held in Bled, Slovenia, June 24-27. Balkema, Rotterdam, 1997.
- Filiatrault, A. and Tremblay, R., *Design of tension-only concentrically braced steel frames for seismic induced impact loading*, Engineering Structures, Elsevier Science, Vol.20, No. 12: 1087-1096, 1998.
- Fischinger M., Fajfar P., *Seismic force reduction factors*, in Earthquake Engineering. A. Rutenberg (editor), Balkema, pp.279-296, 1994.
- Gioncu, V., Mazzolani, F.M., *Ductility of Seismic-Resistant Steel Structures*. London: SPON PRESS: 694 pp., 2002.
- Giuffrè A., Giannini R., *La Duttilit delle Strutture in Cemento Armato*, ANCE-AIDIS, Roma, 1982.
- Guerra C., Mazzolani F., Piluso V., *Evaluation of the q-factor in steel framed structures: State of the art*, Ingegneria sismica, Anno VII n.2, 42-63, 1990.
- H. Akiyama, *Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*, University of Tokyo Press, 1985.
- Holmes, W.T., *The history of US seismic code development*, '98 EERI Annual Meeting, Earthquake Engineering Research Institute, 1998.
- Housner G., *Behaviour of Structures During Earthquakes*, ASCE EM4, 1959.
- Housner G., *Limit Design of Structures to Resist Earthquakes*, 1st World Conference on Earthquake Engineering, 1956.
- Jaspart J.P., *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, 1999.
- J. H. Wiggins Company, *Arco Plaza Earthquake Risk Evaluation*, 1971.
- Kaneko, H., *Influence of strain-rate on yield ratio, Kobe Earthquake Damage to Steel Moment Connections and Suggested Improvement*, JSSC Technical Report No.39. 1997.
- Kasai K., Xu Y., Mayangarum A., *Experiment and analysis of bolted semi-rigid beam-column connections, Part I: cyclic loading experiment*, in F. Mazzolani, Tremblay, R. (eds) *Behaviour of steel structures in seismic areas*, Balkema, pp. 199-206, 2000.
- Kassar, M., Yu, W.W., *Effect of strain-rate on material properties of sheet steel*, Journal of Structural engineering, Vol.118, No.11, 3136-3150, 1992.

- Kato B. et. al., *Kobe earthquake damage steel moment connections and suggested improvement*, Japanese Society of Steel Construction, Techn. Rep. 39, 1997.
- Katto B., Akiyama H., *Earthquake Resistant Design for Steel Buildings*, 6th World Conference on Earthquake Engineering, 1977.
- Katto B., Akiyama H., *Energy Concentration of Multi-Storey Buildings*, 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
- Katto B., Akiyama H., *Seismic Design of Steel Buildings*, Journal of Structural Division, ASCE, August, 1982.
- Kohzu, I., Suita, K., Single or few excursion failure of steel structural joints due to impulsive shocks in the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 23-28 June 1996, CD-ROM, Paper No.412, 1996.
- Koji, A., Kurobane, Y., Makino, Y., *Cyclic testing of beam to column connections with weld defects and assessment of safety of numerically modeled connections from brittle fracture*, Engineering Structures 22 (2000) pp. 1596-1608, 2000
- Kurobane, Y, Azuma, K., Ogawa, K., *Brittle fracture in steel building frames. Comparative study of Northridge and Kobe earthquake damage*, International Institute of Welding, Annual Assembly, San Francisco, 13-18 July, 1-30, 1997.
- Kurobane, Y., Ogawa, K., Ueda, C., *Kobe earthquake damage to high-rise Ashiyama apartment buildings: Brittle tensile failure of box section columns*, Tubular Structures VII, eds. I. Farkas and K. Jarmai, Miskolc, 28-30 August 1996, Balkema, Rotterdam, pp. 277-284, 1996.
- Leblois, C., *Influence de la limite d'elasticite superieure sur la comportement en flexion et tension de l'acier doux*, Ph.D. Thesis, Liege, Belgium, 1972.
- Lungu D., Aldea A., Arion C., Cornea T., Văcăreanu, R., *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, 2003.
- Mahin S., Malley J., Hamburger R., *Overview of the FEMA/SAC program for reduction of earthquake hazards in steel moment frame structures*, Journal of Constructional Steel Research, 58, pp.511–528, 2002.
- Manjoine, M.J., *Influence of rate of strain and temperature on yield stress of mild steel*, Journal of Applied Mechanics, No. 11, 211-218, 1944.
- Mao, C., Ricles, J., Lu, L.W., Fisher, J., *Effect of local details on ductility of welded moment connections*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(9): 1036-1044, 2001.
- Mao, C., Ricles, J., Lu, L.W., Fisher, J., *Effect of local details on ductility of welded moment connections*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 9, pp.1036-1044, 2001.
- Mateescu G., Gioncu V., *Member response to strong pulse seismic loading*, in F. Mazzolani, Tremblay, R. (eds), Behaviour of steel structures in seismic areas, Balkema, pp. 55-62,

2000.

- Matsumoto Y., Yamada S., Akiyama H., *Fracture of beam-to-column connection simulated by means of the shaking table test using the inertial loading equipment*, in F. Mazzolani, Tremblay, R. (eds) *Behaviour of steel structures in seismic areas*, Balkema, pp.215-222, 2000.
- Mazzolani F.M., Piluso V., *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*, FN & Spon, Chapman & Hall, 1995.
- Mazzolani, F.M., *Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: Design and Reliability*. London: E & FN Spon, 2000.
- Nagakomi, T., Tsuchihashi, H., *Fracture and deformation capacity of a welded T-shape joint under dynamic loading*, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, 2-9 August, Vol.IV, pp.157-162, 1988.
- Nakashima M., Roeder C.W., Maruoka Y., *Steel moment frames for earthquakes in United States and Japan*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(8): 861-868, 2000.
- Nakashima M., Tateyama E., Morisako K., Suita K., *Full-scale test of beam-column subassemblages having connection details of shop-welding type*, *Structural Engineering Worldwide*, Elsevier Science (CD-ROM), Paper Ref. T158-7, 1998.
- Newmark N.M., Hall J.W., *Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design, Building Practice for Disaster Mitigation*, Building Science Series 45, National Bureau of Standards, Washington, pp. 94-103, Feb. 1973.
- Paret, T.F. and Attala, M.R., *Changing perception of the extent of damage to welded steel moment frames in the Northridge earthquake*, SEAOC 1998 Convention, 1998.
- Paret, T.F., *The W1 issue. I: Extent of weld fracturing during Northridge earthquake*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(1): 10-18, 2000.
- Paret, T.F., *The W1 issue. II: UT reliability for inspection of T-joints with backing*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(1): 19-23, 2000.
- Petcu D., Gioncu V., *Computer program for available ductility analysis of steel structures*, *Computers and Structures* 81 (2003) 2149–2164, 2003.
- Popov E.P., and Stephen R.M., *Cyclic Loading of Full-Size Steel Connections*, Bulletin No. 21, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, 1972.
- Righiniotis T.D., Hobbs R.E., *Fracture strength of a moment resisting welded connection under combined loading Part II-Results*, *Journal of Constructional Steel Research* 56, pp.31-45, 2000.
- Righiniotis T.D., Lancaster E.R., Hobbs R.E., *Fracture strength of a moment resisting welded connection under combined loading Part I-Formulation*, *Journal of Constructional Steel Research* 56, pp.17-30, 2000.

- Roeder C.W., *SAC program to assure ductile connection performance*, in F. Mazzolani, Tremblay, R., *Behaviour of steel structures in seismic areas*, Balkema, 659-666, 2000.
- Roeder, C.W., *SAC program to assure ductile connection performance*, In Mazzolani and Tremblay (eds.), *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2000)*: pp.659-666. Rotterdam: Balkema, 2000.
- Sedlacek G., Kuck J., *Determination of q-factors for EUROCODE8*, Aachen den 31.8.1993.
- Setti P., *Un Metodo per la Diterminazione del Coefficiente di Struttura per le Costruzioni Metalliche in Zona Sismica*, Costruzioni Metalliche, No.3, 1985.
- Soroushian, P., Choi, W.B., *Steel Mechanical properties at different strain rates*, Journal of Structural Engineering, Vol.113, No.4, pp.863-872, 1987.
- Steinbrugge, K.V., Schader, E.E., Bigglestone, H.C., Weers, C.A., *San Fernando Earthquake, February 9, 1971*, Pacific Fire Rating Bureau, 1971.
- Suita, K., Kohzu, I., Yasutomi, I., *The effect of strain rate in restoring force characteristics of steel braced frames unde high-speed cyclic loadings*. Proc. 11th WCEE, Elsevier, CD-ROM: Paper No. 1220, 1996.
- Suita, K., Nakashima, M., Engelhardt, M.D., *Comparison of seismic capacity between post-Northridge and post-Kobe beam-to-column connections*, Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2000), Mazzolani and Tremblay (eds.): pp. 271-278. Rotterdam: Balkema, 2000.
- Suita, K., Nakashima, M., Morisako, K., *Tests of welded beam-column subassemblies. II: Detailed behavior*, Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.11, pp.1245-1252, 1998.
- Tsai, K.C and Popov, E.P., *Seismic Steel Beam-Column Connections*, Report No. SAC-95-09, FEMA Background Report N. 288: IV/1-IV/39, 1997.
- United States Geological Survey (USGS), *The San Francisco Earthquake and Fire of April 18, 1906*, Washington,: Government Printing Office, 1907.
- Vayas I., Ciutina A., Spiliopoulos A., *Low-cycle fatigue gestützter Erdbebennachweis von Rahmen aus Stahl*, Bauingenieur 74, 448-457, 1999.
- Vayas, H. Pasternak, and T. Schween, *Cyclic Behavior of beam-to-column steel joints with slender web panels*, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol 121, No 2, pp.240-248, 1995.
- Vayas, I., *Evaluation of global seismic performance: Interaction between local and global properties*. Chapter 6.2 in Mazzolani F.M. (ed.), *Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas*: 409-458. London: E&FN SPON, 2000.
- Wakabayashi, M., Nakamura, T., Iway, S. and Hayashi, Y., *Effects of strain rate on the behavior of structural members*, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.4: pp. 491-498. San Francisco, 1994.

- Wallace, B.J., Krawinkler, H., *Small-scale model tests of structural steel assemblies*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 115(8): pp.1999-2015, 1989.
- Wallace, B.J., Krawinkler, H., *Small-scale model tests of structural steel assemblies*, Journal of Structural Engineering, Vol.115, No.8, pp.1999-2015, 1989.
- Wright, R.N., Hall, W.J., *Loading rate effects in structural steel design*, Journal of the Structural Division, Vol.90, ST 5, pp.11-37, 1964.
- Y. Kurobane, et al., *Brittle Fracture in steel building frames- Comparative study of Northridge and Kobe earthquake damage*, Int. Inst. of Welding, Annual Assembly, San Francisco, California, 1997.
- Yamada M., *Das Hanshin-Awaji-Erdbeben, Japan*, Bauingenieur, 71, pp.15-19, 73-80, 1996.
- Yamada M., Kawabata T., Yamanaka K., *Biege-Ermüdungsbruch von Stahlstützen mit I- und Kastenquerschnitt, I Versuche*, Stahlbau 58, pp.361-364, 1989.
- Yamada M., *Low cycle fatigue fracture limit as the evaluation base of ductility*, in Usami, T., Itoh, Y. (eds), *Stability and ductility of steel structures*, Elsevier, pp.391-399, 1998.
- Youssef N., Bonowitz D., Gross J., *A survey of steel moment resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge Earthquake*, Report No NISTIR 5625, Gaithersburg, Md., 1995.

C) Lucrări cu participarea autorului tezei

- Aribert J.M., Dubina D., Grecea D., **Dinu F.**, *Parametrical study on a new method for q-factor Evaluation*, Proc. of the Second International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas STESSA'97, Kyoto, Japan, 3-8 August, 1997.
- Ciutina A., Stratan A., **Dinu F.**, *Cyclic testing of beam to column joints*, Buletinul Stiintific al Universitatii "Politehnica" din Timisoara, 2000, Tom 44(58).
- Dinu F.**, Grecea D., Dubina D., *Performance criteria for MR steel frames in seismic zones*, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Ltd., 2003.
- Dinu F.**, Grecea D., Dubina D., *Criteria de performanță pentru proiectarea cadrelor metalice ale clădirilor multietajate amplasate în zone seismice*, Buletinul Asociației Inginerilor Constructori Proiectanți de Structuri din România AICPS, nr.4/2002, pg. 93-103.
- Dinu F.**, *Seismic response of building steel frames with semi-rigid connections*, Proc. of PhD Symposium, Budapest, Hungary, May 27-29, 1996.
- Dinu F.**, *Structural integrity of buildings under exceptional earthquakes*, Proc. of International Seminar COST C12 "Improving Buildings Structural Quality by New Technologies", Lisabona, Portugalia, 19-20 Aprilie 2002.
- Dinu F.**, Grecea D., Dubina D., *Improving current seismic codes through performance based design*, Proc. of the 10th International Conference on Metal Structures, ICMS 2003, Timisoara, 16-17 octombrie 2003.

- Dinu F.**, Grecea D., Dubina D., *Partial q-factor values for performance based design of MR frames*, in Proc. of STESSA 2003 - Behaviour of steel structures in seismic areas, Napoli, Italia, 9-12 iunie 2003.
- Dinu F.**, Stratan A., Dubina D., *Influence of strain rate on the weld detailing behaviour in MR connections*, in Proc. of STESSA 2003 - Behaviour of steel structures in seismic areas, Napoli, Italia, 9-12 iunie 2003.
- Dubina D., Lungu D., (coordonatori) (2003), "Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice", Colectiv de autori: Aldea A., Arion C., Ciutina A., Cornea T., **Dinu F.**, Fülöp L., Grecea D., Stratan A., Văcăreanu R., Capitolul 3: *Criterii pentru evaluarea performanțelor globale ale structurilor în cadre metalice*, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, pag. 219-278.
- Dubina D., Grecea D., **Dinu F.**, *Numerical evaluations of q factor for steel building frames with semi-rigid joints*, Buletinul Stiintific al Universitatii "Politehnica" din Timisoara, 1996, Tom 41(53), Fascicola 1.
- Dubina D., Grecea D., **Dinu F.**, Zaharia R., *Why semi-rigid connections in steel structures*, Proc. of the VIIIth International Conference on Metal Structures, Timisoara, Romania, 25-28 Septembrie, 1997.
- Dubina D., Grecea D., **Dinu F.**, Stratan A., Ciutina A., *Are steel building frames with semi-rigid joints suitable for a seismic territory as Romania?*, Proc. of the International Workshop on Vrancea Earthquakes, Bucuresti, Romania, 1-4 Noiembrie, 1997.
- Dubina D., **Dinu F.**, Stratan A., *Suitability of semi-rigid joint steel building frames in seismic areas*, Proc. of the XIth European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 6-11 Septembrie, 1998.
- Dubina D., Ciutina A., Stratan A., **Dinu F.**, *Global performance of steel moment resisting frames with semi-rigid joints*, Proc. of the 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures - SDSS'99, Timișoara, 9-11 Septembrie, 1999.
- Dubina D., **Dinu F.**, Ciutina A., Stratan A., *The multi-storey structure of Banc Post Timisoara building: essential design problems*, Proc. of the 9th International Conference on Metal Structures – ICMS'2000, Timisoara, Romania, 19-22 Octombrie, 2000.
- Grecea D., **Dinu F.**, Dubina D., *Performance criteria for MR steel frames in seismic zones*, Proc. of EUROSTEEL 2002 - 3rd European Conference on Steel Structures, Coimbra, Portugalia, 19-20 Septembrie 2002.
- Mazzolani F.M. (ed.), (2000) "Moment Resistant Connections of Steel Building Frames in Seismic Areas", Capitolul 6: *Ductility demand for semi-rigid joint frames*, E&FN SPON, London, pg. 370-408.
- Vayas I., **Dinu F.**, *Evaluation of the seismic response of steel frames in respect to various performances*, Proc. of the 3rd International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas STESSA 2000, Montreal, Canada, 21-24 August 2000.
- Vayas I., **Dinu F.**, *Entwurfskriterien für rahmentragwerke aus stahl unter erdbebenbeanspruchung*, Bauingenieur, Nov. 2001.

Vayas I., **Dinu F.**, *Fatigue analysis of moment resisting steel frames*, Journal of Earthquake Engineering, 2003.

D) Contracte de cercetare

Studiul influentei semirigiditatii nodurilor asupra raspunsului static si dinamic al cadrelor metalice multietajate, Faza 1/1997: Studiul parametric al raspunsului seismic al cadrelor metalice cu noduri semi-rigide, Contract 3013GR/1997, Beneficiar Academia Română.

Studiul influentei semirigiditatii nodurilor asupra raspunsului static si dinamic al cadrelor metalice multietajate, Faza 1/1998: Încercări experimentale pe noduri S-R si recomandari privind calculul si alcatuirea cadrelor metalice cu noduri semirigide Contract 3013GR/1997, Beneficiar Academia Română.

Criterii pentru evaluarea performantelor structurilor in cadre multietajate amplasate in zone seismice, Contract nr. 33470/2002, tema 3, cod CNCSIS 51, Beneficiar Ministerul Educației și Cercetării.

Factori de comportare a structurilor metalice in zone seismice pentru implementarea criteriilor de proiectare bazate pe performanta, Contract de grant 33958/2003, cod CNCSIS 219, Beneficiar Ministerul Educației și Cercetării.

Normativ privind prescriptiile generale de proiectare. Verificarea prin calcul a elementelor de constructii metalice si a imbinarilor acestora, Cod CR.3.01.1 (In conformitate cu prevederile EUROCODE 3: "Calculul structurilor din otel, Partea 1.1, Reguli generale si reguli pentru cladiri), Anteproiect+Redactarea I si II, Contract 168/1997; Beneficiar MLPAT - DGRAT.

Ghid de proiectare a imbinărilor metalice în zone seismice, Redactarea I - Anteproiect, Contract 81/2002, Colaborare INCERC Timișoara, UP Timisoara, Academia Romana Timisoara, Beneficiar MLPTL.

Proiect major CNCSIS (tip C) "*Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice*", finanțatori: MEN-CNCSIS și Banca Mondială, Contract 44083 / 1998, Cod 16 (desfasurat in perioada 1999-2001).

ANEXA A1. CALCULUL ÎMBINĂRILOR RIGLA-STALP CU METODA COMPONENTELOR

A1.1 Determinarea caracteristicilor de rezistență ale îmbinărilor

- Element T echivalent la întindere

În cazul îmbinărilor cu șuruburi, elementul echivalent T solicitat la întindere poate fi folosit pentru modelarea rezistenței următoarelor componente:

- talpa stâlpului la încovoiere
- placa de capăt la încovoiere
- corniera de inimă la încovoiere

Pentru determinarea rezistenței la întindere a unui element echivalent T se folosesc notațiile următoare:

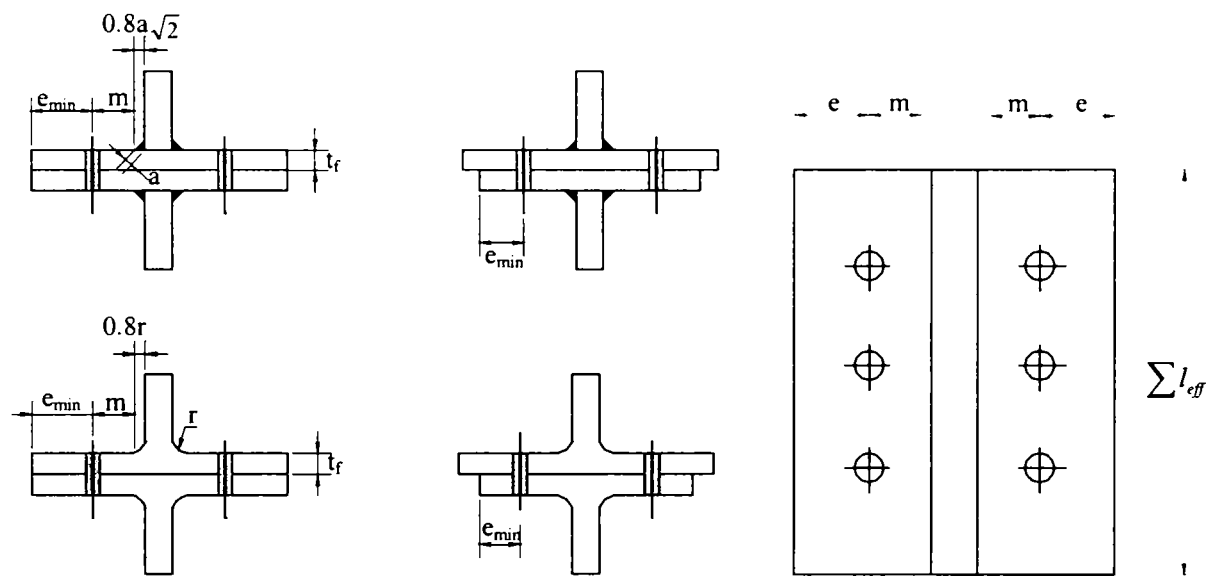


Figura A1.1 Dimensiunile unui element echivalent T

În cazul prinderilor cu șuruburi, talpa stâlpului solicitată la încovoiere poate fi întărită prin folosirea de plăci de capăt suplimentare (Figura A1.2). Fiecare placă trebuie să se extindă cel puțin până la marginea tălpii stâlpului, până la maxim 3mm de raza de racordare sau cordonul de sudură și de asemenea să depășească ultima linie de șuruburi solicitate la întindere.

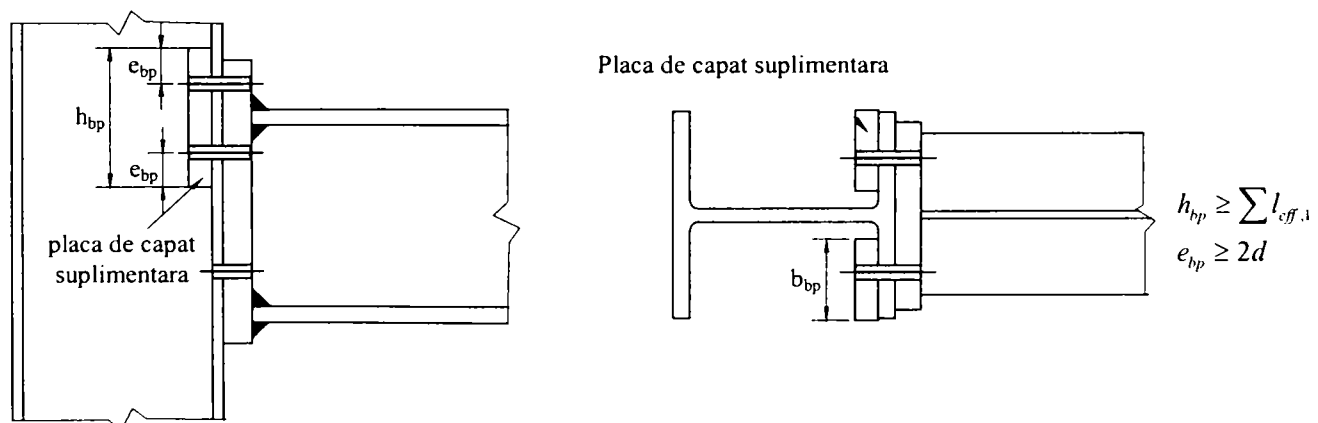


Figura A1.2 Talpa stâlpului cu placa de capăt suplimentară

Tabel A1.1 Rezistența elementului echivalent T

	Apar forte de pârghie $L_b \leq \frac{8.8m^3 A_s}{\sum l_{eff,i} t_f^3}$		Nu apar forte de pârghie
Mod 1	Metoda 1	Metoda 2	
fara placi suplimentare de capăt	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
cu placi suplimentare de capăt	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	$F_{T,1,2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mod 2	$F_{T,1,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m+n}$		
Mod 3	$F_{T,3,Rd} = \sum B_{t,Rd}$		
<p>Mod 1: Plastificarea completa a tălpii Mod 2: Ruperea șurubului însoțită de plastificarea tălpii Mod 3: Ruperea șurubului L_b – alungirea șurubului $M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$ $M_{pl,2,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$ $M_{bp,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}$ $n = e_{min}$ dar $n \leq 1.25m$ $B_{t,Rd}$ = rezistența la întindere a ansamblului șurub-placă $\sum B_{t,Rd}$ = suma rezistențelor $B_{t,Rd}$ pentru toate șuruburile $\sum l_{eff,1}$ = valoarea $\sum l_{eff}$ pentru modul 1 $\sum l_{eff,2}$ = valoarea $\sum l_{eff}$ pentru modul 2 e_{min}, m și t_f = vezi Figura A1.1 $f_{y,bp}$ = este limita de curgere pentru placa de capăt suplimentară t_{bp} = este grosimea plăcii de capăt extinse $e_w = d_w / 4$ d_w = diametrul șăibeii</p>			

- Inima stâlpului la forfecare

Relațiile se aplică doar pentru cazul $d/t_w \leq 69\epsilon$. Pentru o îmbinare rigla-stâlp de o singură parte a stâlpului sau de ambele părți dar cu grinzi de înălțime egală, rezistența la forfecare pentru panoul de inimă nerigidizat $V_{wp,Rd}$, solicitat de forța tăietoare $V_{wp,Sd}$ se obține cu relația:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \tag{A1.1}$$

în care: A_{vc} este aria de forfecare a stâlpului.

Rezistența la forfecare poate fi majorată prin introducerea plăcilor suplimentare de inimă sau prin rigidizarea panoului inimii. Atunci când sunt dispuse rigidizări transversale în panoul inimii stâlpului atât în zona întinsă cât și în zona comprimată, rezistența plastică la forfecare a panoului inimii stâlpului se majorează cu $V_{wp,add,Rd}$, în care:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \text{ dar } V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}$$

in care: d_s este distanta dintre liniile mediane ale rigidizărilor
 $M_{pR,fc,Rd}$ este momentul plastic capabil al tălpii stâlpului
 $M_{pR,st,Rd}$ este momentul plastic capabil al rigidizării.

Atunci când pentru întărirea inimii stâlpului se folosesc placi suplimentare de inima, aria rezistenta de forfecare A_{vc} poate fi majorata cu b_s/t_{wc} (Figura A1.3). Daca se folosește o placa suplimentara de inima si pe cealaltă parte a panoului, contribuția acesteia nu se ia in calcul. Pentru a se putea lua in considerare aportul plăcutelor suplimentare de inima, următoarele condiții trebuie îndeplinite:

- calitatea materialului trebuie sa fie identica cu cea a materialului din inima stâlpului;
- latimea b_s trebuie sa fie minim pana la rasa de racordare;
- lungimea plăcii l_s trebuie sa fie aleasa astfel încât sa depaseasca zona întinsa si respectiv comprimata a inimii stâlpului (Figura A1.3);
- latimea unei plăcuțe de inima b_s nu trebuie sa depaseasca $40\epsilon t_s$.

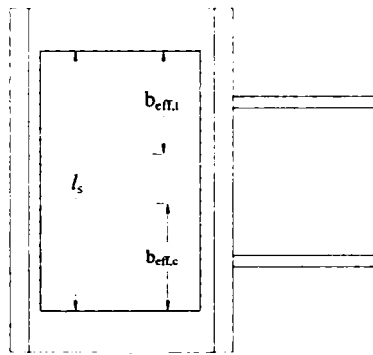


Figura A1.3 Dispunerea plăcilor suplimentare de inima

- Inima stâlpului la compresiune

Rezistenta inimii stâlpului supusa la compresiune pe direcție transversala se determina cu relația:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \tag{A1.2}$$

cu condiția:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \tag{A1.3}$$

in care:

- ω este un factor de reducere pentru luarea in considerare a interacțiunii cu forfecarea din panoul inimii stâlpului;
- $b_{eff,c,wc}$ este latimea efectiva a inimii stâlpului la compresiune, determinata cu relațiile următoare:

- pentru îmbinările sudate:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \tag{A1.4}$$

in care:

- a_c se va lua conform Figura A1.5
- r_c se va lua conform Figura A1.5
- a_b se va lua conform Figura A1.4
- pentru îmbinările cu șuruburi:

$$b_{\text{eff.c.wc}} = t_{\text{nb}} + 2 \sqrt{2} a_p + 5(t_{\text{fc}} + s) + s_p \quad (\text{A1.5})$$

in care: s_p reprezintă lungimea obținută prin proiecția la 45° prin placa de capăt (minim t_p și cu condiția ca lungimea plăcii de capăt sub nivelul tălpii să fie suficientă, adică minim $2t_p$).

- ρ este un factor de reducere pentru luarea în considerare a flambajului plăcii

- dacă $\lambda_p \leq 0.72$ $\rho = 1.0$

- dacă $\lambda_p > 0.72$ $\rho = (\lambda_p - 0.2) / \lambda_p^2$

- λ_p este zveltețea plăcii

$$\lambda_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff.c.wc}} \cdot d_{\text{wc}} \cdot f_{y,\text{wc}}}{Et_{\text{wc}}^2}} \quad (\text{A1.6})$$

- pentru stâlpi cu secțiune I sau H laminată: $d_{\text{wc}} = h_c - 2(t_{\text{fc}} + r_c)$

- pentru stâlpi cu secțiune I sau H sudată: $d_{\text{wc}} = h_c - 2(t_{\text{fc}} + \sqrt{2}a_c)$

- factorul de reducere k_{wc} se considera în general egal cu 1;

Factorul de transformare β	Factorul de reducere ω
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\omega = 1$
$0.5 \leq \beta \leq 1.0$	$\omega = \omega_1 + 2(1-\beta)(1-\omega_1)$
$\beta = 1.0$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2.0$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2.0$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 - 1.3(b_{\text{eff.c.wc}} t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}})^2}}$	$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{\text{eff.c.wc}} t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}})^2}}$

A_{vc} reprezintă aria de forfecare a stâlpului;
 β reprezintă un parametru de transformare

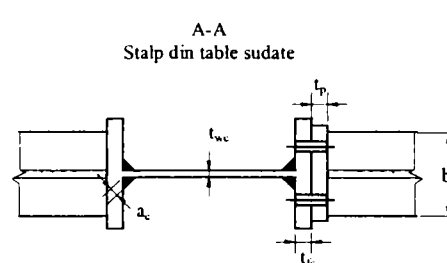
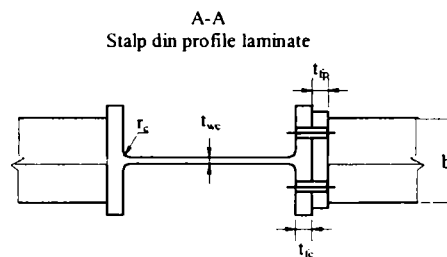
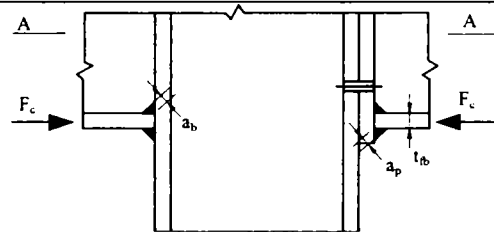


Figura A1.4 Compresiunea stâlpului pe direcție transversală

- Inima stâlpului la întindere

Rezistența inimii stâlpului supus la întindere se determină cu relația:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (A1.7)$$

în care: ω este un factor de reducere pentru luarea în considerare a interacțiunii cu forfecarea din panoul inimii stâlpului;

- în cazul îmbinării sudate, lățimea efectivă $b_{eff,t,wc}$ a inimii stâlpului la întindere se obține cu relația:

$$b_{eff,t,wc} = t_b + 2 \sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (A1.8)$$

în care:

- pentru stâlpi cu secțiune I sau H laminată: $s = r_c$

- pentru stâlpi cu secțiune I sau H sudată: $s = \sqrt{2} a_c$

în care:

a_c se va lua conform Figura A1.5

r_c se va lua conform Figura A1.5

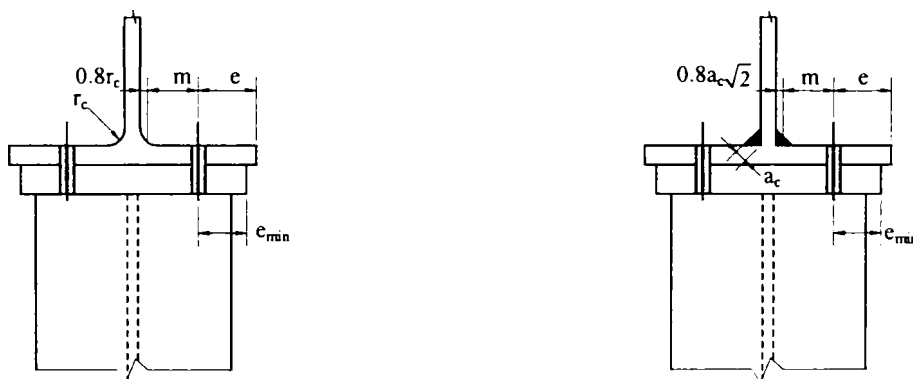
a_b se va lua conform Figura A1.4

- Talpa stâlpului la încovoiere

a) Talpa stâlpului nerigidizată, îmbinare cu șuruburi

Rezistența și modul de cedare al tălpii stâlpului nerigidizată supusă la încovoiere, împreună cu șuruburile asociate supuse la întindere, se vor lua identic cu cele pentru elementul echivalent T, atât pentru rândurile de șuruburi cât și pentru grupurile de rânduri de șuruburi solicitate la întindere. Dimensiunile e_{min} și m se determină în conformitate cu Figura A1.5. Lungimea elementului echivalent de talpa T se determină atât pentru rândurile de șuruburi cât și pentru grupurile de șuruburi folosind valorile din Tabel A1.2.

- placa de capăt mai îngustă decât talpa stâlpului



- placa de capăt mai lată decât talpa stâlpului



Figura A1.5 Modul de definire a mărimilor e , e_{min} , r_c și m

Tabel A1.2 Lungimile efective pentru cazul tălpii stâlpului nerigidizata

Poziția rândului de șuruburi	Rând de șuruburi individual		Rând de șuruburi parte a unui grup de rânduri de șuruburi	
	Model circular $l_{eff,cp}$	Model circular $l_{eff,nc}$	Model circular $l_{eff,cp}$	Model circular $l_{eff,nc}$
Rând interior de șuruburi	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Rând marginal de șuruburi	minimul dintre: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	minimul dintre: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	minimul dintre: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	minimul dintre: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Mod 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ dar $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ dar $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Mod 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

b) Talpa stâlpului rigidizata, îmbinare cu șuruburi

Rezistența și modul de cedare al tălpii stâlpului rigidizata supusa la încovoiere, împreună cu șuruburile asociate supuse la întindere, se vor lua identic cu cele pentru elementul echivalent T, atât pentru rândurile de șuruburi cât și pentru grupurile de rânduri de șuruburi solicitate la întindere. Grupurile de șuruburi situate de fiecare parte a rigidizării trebuie modelate ca elemente T separate (Figura A1.6). Distanțele e_{min} și m se determina conform Figura A1.5. Lungimile efective ale elementelor T l_{eff} se determina folosind valorile din Tabel A1.3 pentru fiecare rând de șuruburi. Valorile lui α din Tabel A1.3 se obțin conform figurii Figura A1.8

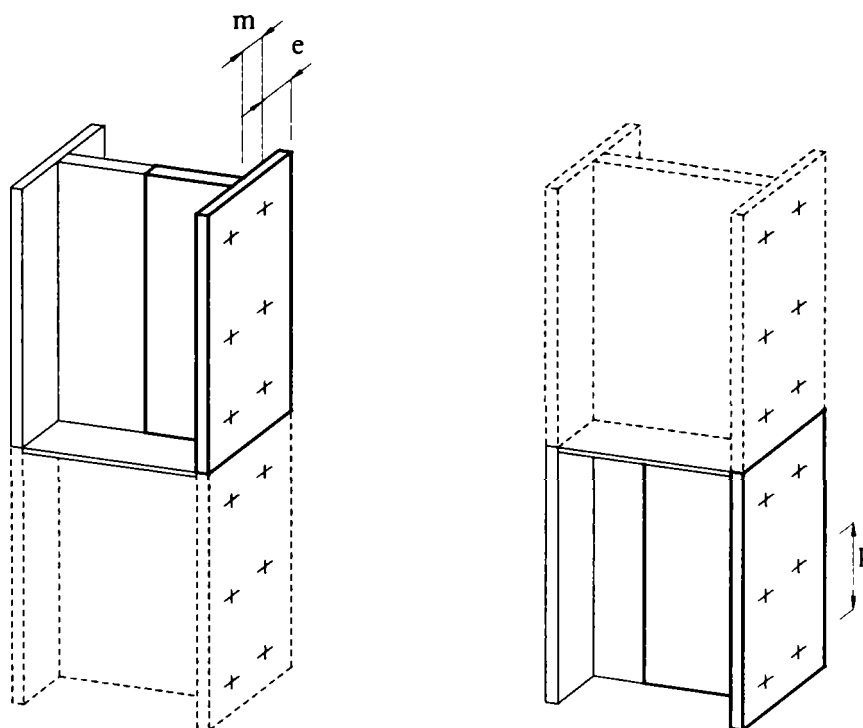


Figura A1.6 Modelarea tălpii rigidizata a stâlpului prin elemente T

Tabel A1.3 Lungimile efective pentru cazul tălpii stâlpului rigidizata

Poziția rândului de șuruburi	Rând de șuruburi individual		Rând de șuruburi parte a unui grup de rânduri de șuruburi	
	Model circular $l_{eff,cp}$	Model circular $l_{eff,nc}$	Model circular $l_{eff,cp}$	Model circular $l_{eff,nc}$
Rând de șuruburi adiacent unei rigidizări	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$
Rând interior de șuruburi	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Rând marginal de șuruburi	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$\pi m + p$	$2m + 0.625e + 0.5p$
Mod 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ dar $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ dar $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Mod 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
α se determina utilizând Figura A1.8				

c) Talpa stâlpului nerigidizata, îmbinare sudata

Intr-o îmbinare sudata, rezistenta $F_{fc,Rd}$ a tălpii stâlpului nerigidizata, sub acțiunea întinderii sau compresiunii adusa de talpa riglei, se determina cu relația:

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc} \cdot t_{fb} \cdot f_{y,fb} / \gamma_{M0} \tag{A1.9}$$

- Placa de capăt la încovoiere

Rezistenta si modul de cedare al plăcii de capăt supusa la încovoiere, împreuna cu șuruburile asociate supuse la întindere, se vor lua identic cu cele pentru elementul echivalent T, atât pentru rândurile de șuruburi cat si pentru grupurile de rânduri de șuruburi solicitate la întindere. Pentru prinderile cu plăci de capăt extinse, rândul de șuruburi situat in afara inaltimii inimii se va trata ca un element T separat (Figura A1.7). Rezistenta si modul de cedare se vor determina separat, pentru fiecare element T echivalent. Dimensiunile e_{min} din relațiile de calcul se vor determina conform detaliilor din Figura A1.5, pentru porțiunea din placa de capăt situata intre tălpile riglei. Pentru porțiunea din afara inaltimii inimii e_{min} se considera egala cu e_x (vezi Figura A1.7). Lungimea elementului echivalent de talpa T l_{eff} se determina conform Tabel A1.4. Valorile lui m si m_x din Tabel A1.4 se determina conform detaliilor din Figura A1.7.

Tabel A1.4 Lungimile efective pentru placa de capăt

Poziția rândului de șuruburi	Rând de șuruburi individual		Rând de șuruburi parte a unui grup de rânduri de șuruburi	
	Model circular $l_{eff,cp}$	Model circular $l_{eff,nc}$	Model circular $l_{eff,cp}$	Model circular $l_{eff,nc}$
Rând de șuruburi situat in exteriorul tălpii întinse a grinzii	minimul dintre: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	minimul dintre: $4\pi m_x + 1.25e_x$ $e + 2m_x + 0.625e_x$ $0.5b_p$ $0.5w + 2m_x + 0.625e_x$	-	-

Primul rând interior de șuruburi situat sub talpa întinsă a grinzii	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$
Alt rând interior de șuruburi	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$2p$	p
Alt rând marginal de șuruburi	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$\pi m + p$	$2m + 0.625e + 0.5p$
Mod 1	$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},nc}$ dar $l_{\text{eff},1} \leq l_{\text{eff},cp}$		$\sum l_{\text{eff},1} = \sum l_{\text{eff},nc}$ dar $\sum l_{\text{eff},1} \leq \sum l_{\text{eff},cp}$	
Mod 2	$l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc}$		$\sum l_{\text{eff},2} = \sum l_{\text{eff},nc}$	
α se determina folosind Figura A1.8				

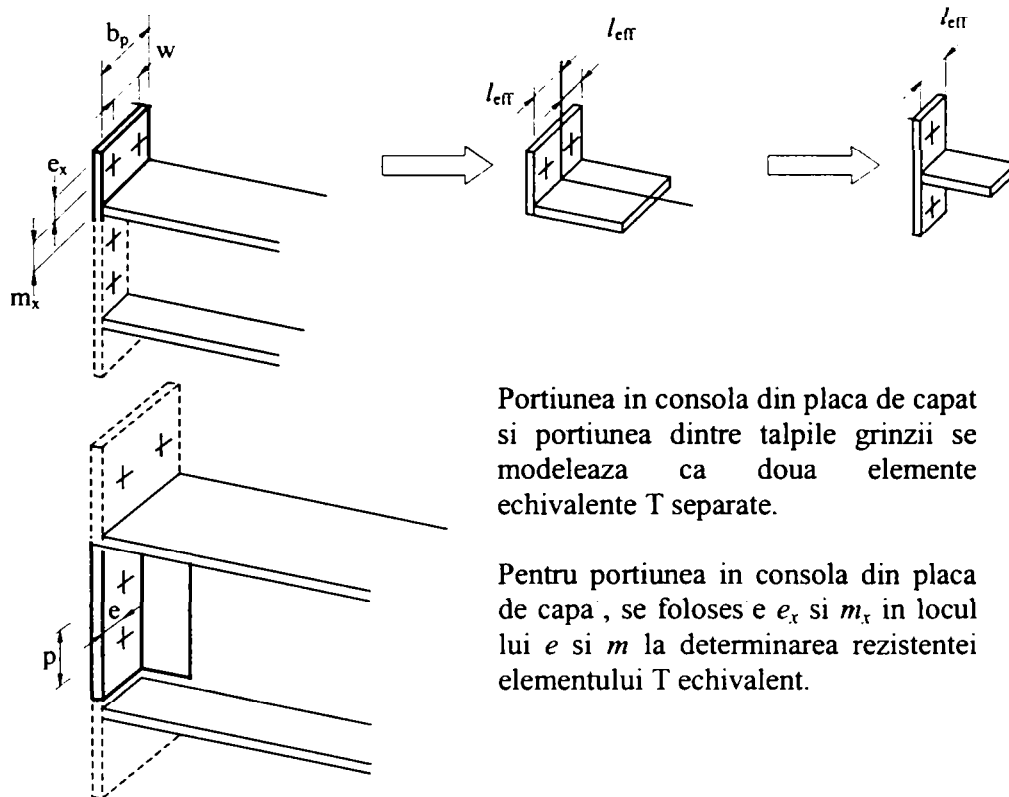


Figura A1.7 Modelarea unei plăci de capăt extinse ca elemente T

- Talpa și inima riglei la compresiune

Rezistența la compresiune a tălpii grinzii și porțiunea adiacentă comprimată din inima grinzii se presupune că acționează la nivelul centrului zonei comprimate și se determină cu relația:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \tag{A1.10}$$

în care:

- h este înălțimea grinzii;
- $M_{c,Rd}$ este momentul capabil al secțiunii grinzii. Pentru cazul grinzii cu inerție variabilă, $M_{c,Rd}$ se poate calcula fără a se lua în considerare aportul inimii vutei;
- t_{fb} este grosimea tălpii grinzii.

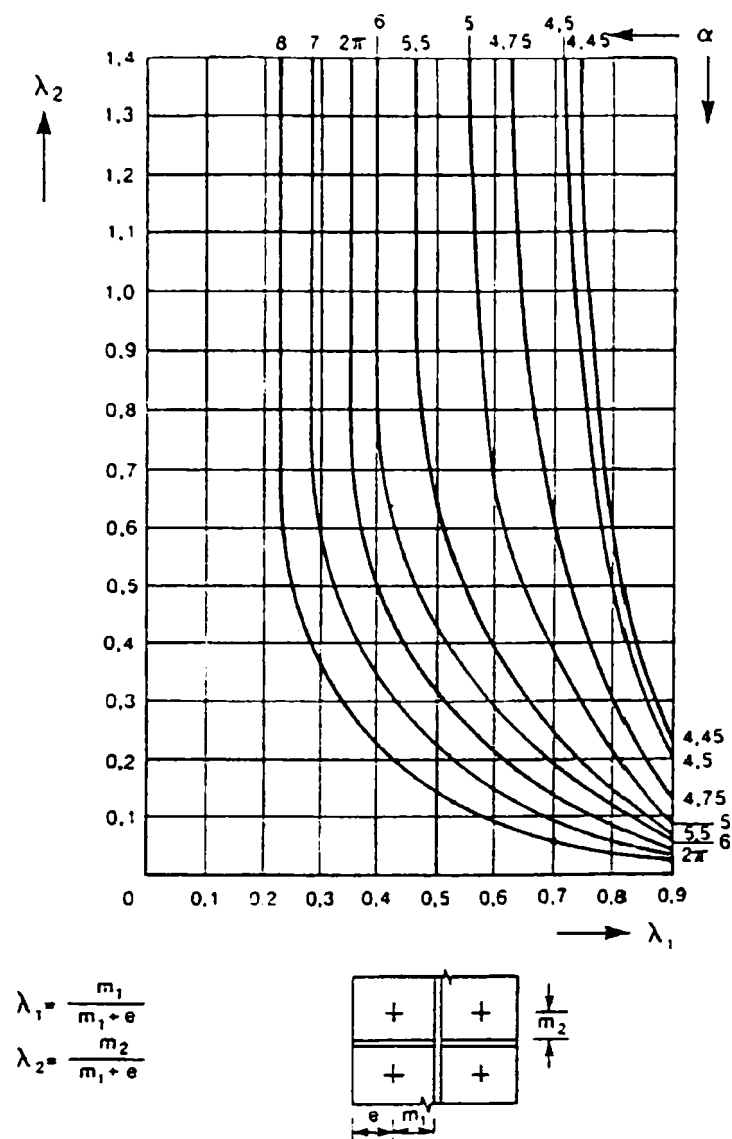


Figura A1.8 Valoarea coeficientului α pentru talpa stâlpului rigidizata si placa de capăt

- Inima riglei la întindere

În cazul unei îmbinări cu șuruburi și placă de capăt, rezistența la întindere a inimii grinzii se determină cu relația:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (A1.11)$$

Latimea efectivă $b_{eff,t,wb}$ a inimii grinzii supusă la întindere se consideră egală cu lungimea efectivă a unui subansamblu T reprezentând placă de capăt la încovoiere, obținută pentru un rând de șuruburi sau un grup de șuruburi.

A1.2 Determinarea momentului capabil al îmbinărilor rigla-stâlp sau de continuitate

Pentru determinarea momentului capabil, se folosește inegalitatea:

$$\frac{M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} \leq 1.0 \quad (A1.12)$$

Pentru calculul momentului capabil cu relația anterioară, se neglijează forțele axiale din elementele îmbinate. Această relație nu se aplică în cazul în care forța axială în elementele îmbinate depășește 10% din rezistența plastică $N_{pl,Rd}$ a secțiunii transversale. În acest ultim

caz, când forța axială depășește 10% din rezistența plastică, $N_{pl,Rd}$, se folosește relația următoare:

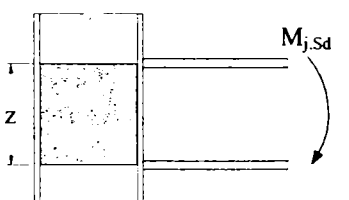
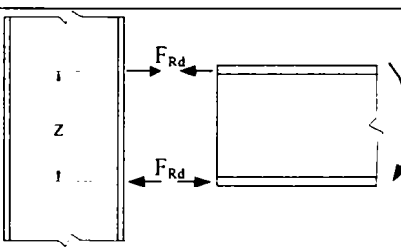
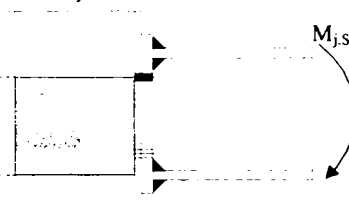
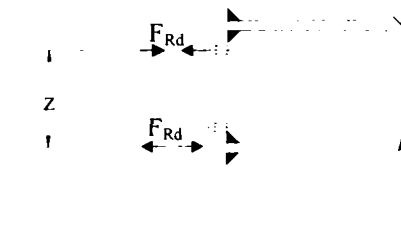
$$\frac{M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Sd}}{N_{j,Rd}} \leq 1.0 \quad (A1.13)$$

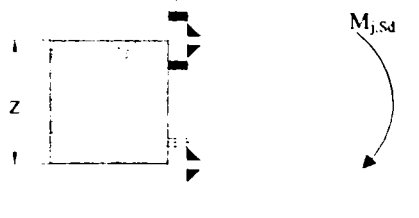
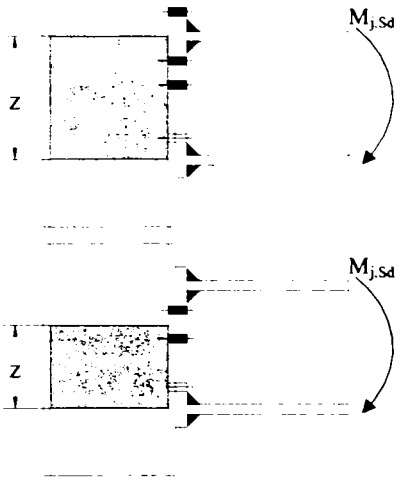
in care:

- $M_{j,Rd}$ este momentul capabil al îmbinării, fara luarea in considerare a forței axiale;
- $N_{j,Rd}$ este forța axială capabila a îmbinării, fara luarea in considerare momentului încovoietor din îmbinare.

Momentul capabil al unei îmbinări sudate se determina utilizând notațiile si schemele din Tabel A1.5, punctul a). Momentul capabil al unei îmbinări cu șuruburi si placa de capăt, la care un singur rând de șuruburi este întins, se determina conform prevederilor din Tabel A1.5, punctul b). In mod simplificat se poate considera ca momentul capabil al unei îmbinări cu șuruburi si placa de capăt extinsa, având doar doua rânduri de șuruburi întinse se poate determina cu ajutorul prevederilor din Figura A1.9 cu condiția ca rezistența totală F_{Rd} nu depășește $3.8B_{t,Rd}$, unde $B_{t,Rd}$. In acest caz, toata zona întinsa din placa de capăt poate fi considerata ca fiind un singur element. Daca cele doua rânduri de șuruburi sunt la distante aproximativ egale de fiecare parte a tălpii grinzii, pentru calculul forței $F_{1,Rd}$ corespunzătoare primului rând de șuruburi porțiunea din placa de capăt poate fi considerata ca un subansamblu T. Valoarea lui $F_{2,Rd}$ poate fi considerata egala cu $F_{1,Rd}$ astfel încât F_{Rd} va fi egal cu $2F_{1,Rd}$.

Tabel A1.5 Determinarea centrului zonei comprimate, a brațului de pârghie z si distribuția forțelor pentru obținerea momentului capabil $M_{j,Rd}$

Tipul îmbinării	Centrul zonei comprimate	Brațul de pârghie	Distribuția forțelor
a) Îmbinare sudată 	La nivelul mijlocului tălpii comprimate	$z=h-t_{fb}$ h este înălțimea grinzii t_{fb} este grosimea tălpii grinzii	
b) Îmbinare cu șuruburi si placa de capăt având un singur rând de șuruburi întinse 	La nivelul mijlocului tălpii comprimate	Distanta de la centrul zonei comprimate la rândul de șuruburi întinse	
c) Îmbinare cu șuruburi si placa de capăt având doua rânduri de șuruburi întinse	La nivelul mijlocului tălpii comprimate	Distanta de la centrul zonei comprimate la mijlocul distantei dintre cele doua rânduri de	

		șuruburi întinse	
<p>d) Alte îmbinări cu șuruburi și placa de capăt având două sau mai multe rânduri de șuruburi întinse</p> 	La nivelul mijlocului tălpii comprimate	Distanța de la centrul zonei comprimate la mijlocul distanței dintre cele mai distanțate două rânduri de șuruburi întinse	

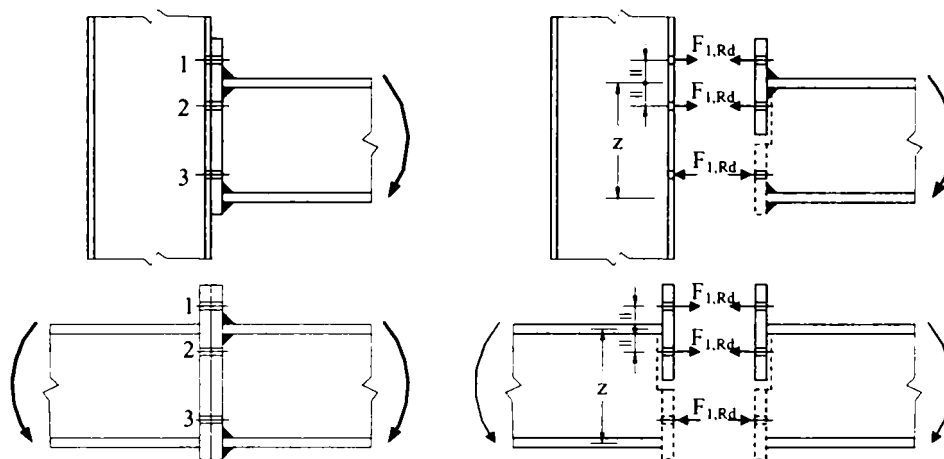


Figura A1.9 Modelele simplificate pentru îmbinări cu șuruburi și plăci de capăt extinse

- **Îmbinări rigla-stâlp cu șuruburi și placa de capăt**

Momentul capabil $M_{j,Rd}$ al unei îmbinări rigla-stâlp cu șuruburi și placa de capăt se determină cu relația:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{t,Rd} \quad (A1.14)$$

în care:

- $F_{t,Rd}$ este rezistența efectivă la întindere a rândului r de șuruburi;
- h_r este distanța de la rândul r de șuruburi la centrul zonei comprimate;
- r este numărul rândului de șuruburi.

Intr-o îmbinare cu șuruburi având mai mult de un rând de șuruburi întinse, numerotarea acestora începe de la rândul de șuruburi cel mai depărtat de centrul zonei comprimate.

În cazul îmbinărilor cu șuruburi și placa de capăt, centrul zonei comprimate se consideră la

nivelul mijlocului tălpii comprimate a grinzii. Rezistența efectivă la întindere $F_{tr,Rd}$ pentru fiecare rând de șuruburi se determină succesiv, începând de la rândul 1, cel mai depărtat de zona comprimată, urmat de rândul 2, șamd. Atunci când se calculează $F_{tr,Rd}$ pentru rândul r de șuruburi, celelalte rânduri de șuruburi situate mai aproape de centrul zonei comprimate se nu se iau în considerare.

Rezistența la întindere $F_{t,Rd}$ a rândului r de șuruburi se va considera egală cu minimum rezistenței la întindere (corespunzătoare rândului r de șuruburi) a componentele principale:

- inima stâlpului la întindere $F_{t,wc,Rd}$;
- talpa stâlpului la încovoiere $F_{t,fc,Rd}$;
- placa de capăt la încovoiere $F_{t,ep,Rd}$;
- inima grinzii la întindere $F_{t,wb,Rd}$.

A1.3 Determinarea caracteristicilor de rigiditate

Rigiditatea la rotire a unei îmbinări se va determina cu ajutorul flexibilităților componentelor principale, reprezentate prin coeficienții de rigiditate elastică k_i . Pentru îmbinările cu șuruburi și placa de capăt având mai mult de 1 rând de șuruburi întinse, coeficienții de rigiditate k_i vor fi combinați. Dacă forța axială N_{Sd} nu depășește 10% din rezistența secțiunii transversale - $N_{pR,Rd}$, rigiditatea la rotire S_j a unei îmbinări rigla-stalp sau de continuitate, corespunzătoare unui moment $M_{j,Sd}$ mai mic decât momentul capabil al îmbinării $M_{j,Rd}$, se obține cu relația următoare:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (A1.15)$$

în care:

- k_i reprezintă coeficientul de rigiditate al componentei i ;
- z este brațul de pârghie;
- μ este raportul dintre rigiditățile la rotire $S_{j,ini}/S_j$;
- $S_{j,ini}$ este rigiditatea la rotire inițială a îmbinării, în care coeficientul $\mu = 1$.

Raportul rigiditatilor μ se determină cu ajutorul următoarelor relații:

- atunci când $\frac{M_{j,Sd}}{2/3 M_{j,Rd}} \Rightarrow \mu = 1$

- atunci când $2/3 M_{j,Rd} \leq M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd} \Rightarrow \mu = (1.5 M_{j,Sd} / M_{j,Rd})^\psi$

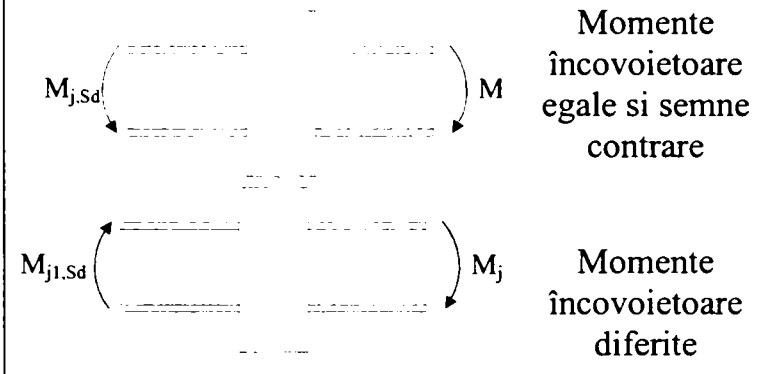
în care valorile coeficientului ψ sunt prezentate în Tabel A1.6.

Tabel A1.6 Valorile coeficientului ψ

Tipul îmbinării	ψ
Sudata	2.7
Cu șuruburi și placa de capăt	2.7
Cu corniere de tălpi	3.1
Prinderea la baza	2.7

La calcularea rigiditatilor, coeficienții de rigiditate k_i pentru componentele principale luate în considerare sunt prezentate în Tabel A1.7 pentru îmbinările sudate sau cu eclise pe tălpi, iar cele pentru îmbinările cu șuruburi și placa de capăt și pentru prinderile în Tabel A1.8.

Tabel A1.7 Îmbinări sudate sau cu eclise de tălpi

Tipul îmbinării		Coefficienții de rigiditate k_i care se iau în considerare
Îmbinare rigla-stalp sudată	de o singură parte	$k_1; k_2; k_3$
	de ambele părți, momentele egale și de semne contrare	$k_2; k_3$
	de ambele părți, momentele diferite	$k_1; k_2; k_3$
Îmbinare rigla-stalp cu eclise de tălpi	de o singură parte	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11} (*); k_{12} (**)$
	de ambele părți, momentele egale și de semne contrare	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11} (*); k_{12} (**)$
	de ambele părți, momentele diferite	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11} (*); k_{12} (**)$
 <p>Momente încovoietoare egale și de semne contrare</p> <p>Momente încovoietoare diferite</p>		<p>*) Doi coeficienți k_{11}, câte unul pentru fiecare talpa;</p> <p>*) Patru coeficienți k_{12}, câte unul pentru fiecare talpa și câte unul pentru fiecare eclisa;</p>

Tabel A1.8 Îmbinări cu șuruburi și placă de capăt și prinderi la baza

Tipul îmbinării		Numărul rândurilor de șuruburi întinse	Coefficienții de rigiditate k_i care se iau în considerare
Îmbinare rigla-stalp cu șuruburi și placă de capăt	de o singură parte	un rând	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
		două sau mai multe	$k_1; k_2; k_{eq}$
	de ambele părți, momentele egale și de semne contrare	un rând	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
		două sau mai multe	$k_2; k_{eq}$
	de ambele părți, momentele diferite	un rând	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
		două sau mai multe	$k_1; k_2; k_{eq}$
Îmbinare de continuitate cu șuruburi și placă de capăt	de ambele părți, momentele egale și de semne contrare	un rând	k_5 [stânga]; k_5 [dreapta]; k_{10}
		două sau mai multe	k_{eq}
Prinderea la baza		un rând	$k_{13}; k_{15}; k_{16}$
		două sau mai multe	$k_{13}; k_{15}$ și k_{16} pentru fiecare rând de șuruburi

- **Coefficienții de rigiditate pentru componentele principale ale îmbinării**

Coefficienții de rigiditate pentru componentele principale ale îmbinării se determină în conformitate cu prevederile cuprinse în Tabel A1.9.

Tabel A1.9 Coeficienții de rigiditate pentru componentele principale

Componenta	Coeficientul de rigiditate	
Panoul inimii stâlpului la taiere	panou nerigidizat, îmbinare de o singura parte sau de ambele părți dar grinzile de înaltime egala	panou rigidizat
	$k_1 = \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z}$	$k_1 = \infty$
	z - brațul de pârghie, vezi Tabel A1.5 β - parametrul de transformare	
Inima stâlpului la compresiune	panou nerigidizat	panou rigidizat
	$k_2 = \frac{0.7 \cdot b_{\text{eff,c,wc}} \cdot t_{\text{wc}}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
b _{eff,c,wc} - latimea efectiva		
Inima stâlpului la întindere	- îmbinare cu șuruburi cu panou rigidizat sau nerigidizat cu un singur rând de șuruburi întinse - îmbinare sudata cu panou nerigidizat	îmbinare sudata cu panou rigidizat
	$k_3 = \frac{0.7 \cdot b_{\text{eff,t,wc}} \cdot t_{\text{wc}}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	b _{eff,t,wc} - latimea efectiva a inimii stâlpului la întindere. Pentru îmbinarea cu un singur rând de șuruburi întins, b _{eff,t,wc} se considera egala cu minimul dintre lungimile efective l _{eff} (individual sau parte a unui grup de șuruburi), având valorile prezentate in Tabel A1.2 (talpa stâlpului nerigidizata) sau in tabel Tabel A1.3 (talpa stâlpului rigidizata)	

Tabel A1.10 Coeficienții de rigiditate pentru componentele principale (continuare)

Talpa stâlpului la încovoiere (un singur rând de șuruburi întinse)	$k_4 = \frac{0.9 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$ l _{eff} - minimul dintre lungimile efective (individual sau parte a unui grup de șuruburi), având valorile prezentate in Tabel A1.2 (talpa stâlpului nerigidizata) sau in tabel Tabel A1.3 (talpa stâlpului rigidizata) m - definit in Figura A1.5
Placa de capăt la încovoiere (un singur rând de șuruburi întinse)	$k_5 = \frac{0.9 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3}{m^3}$ l _{eff} - minimul dintre lungimile efective (individual sau parte a unui grup de șuruburi), având valorile prezentate in Tabel A1.4 m - definit in general in Figura A1.8; pentru un rând de șuruburi situat in afara înaltimei grinzii m = m _x , in care m _x este definit in Figura A1.7
Eclisa de talpa la încovoiere	$k_6 = \frac{0.9 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_a^3}{m^3}$

Șuruburi la întindere (un singur rând de șuruburi întinse)	$k_{10} = 1.6 A_s / L_b$ L_b - alungirea șurubului	
Șuruburi la forfecare	nepretensionate	pretensionate
	k_{11} (sau k_{17}) = $\frac{16 \cdot n_b \cdot d^2 \cdot f_{ub}}{E \cdot d_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{16} - diametrul nominal pentru șurub M16 n_b - numărul de rânduri de șuruburi supuse la forfecare	
Șuruburi la presiune pe gaura	nepretensionate	pretensionate
	k_{12} (sau k_{18}) = $\frac{24 \cdot n_b \cdot k_b \cdot k_t \cdot d \cdot f_u}{E}$	$k_{12} = \infty$
	$k_b = k_{b1}$ dar $k_b \leq k_{b2}$ $k_{b1} = 0.25e_b/d + 0.5$ dar $k_{b1} \leq 1.25$ $k_{b2} = 0.25p_b/d + 0.375$ dar $k_{b2} \leq 1.25$ $k_t = 1.5t_j/d_{M16}$ dar $k_t \leq 2.5$	e_b - distanța de la rândul de șuruburi la marginea liberă a tablei pe direcția încărcării f_u - rezistența la întindere a materialului supus presiunii din șurub p_b -distanța dintre rândurile de șuruburi pe direcția încărcării t_j -grosimea componentei

- **Îmbinări cu placa de capăt având doua sau mai multe rânduri de șuruburi întinse**
Pentru îmbinările cu placa de capăt și șuruburi, având minim două rânduri de șuruburi întinse, coeficientul de rigiditate echivalent k_{eq} se determină cu relația:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (A1.16)$$

în care:

- h_r este distanța de la rândul r de șuruburi la centrul zonei comprimate;
- $k_{eff,r}$ este coeficientul de rigiditate efectiv pentru rândul r de șuruburi considerând coeficienții de rigiditate k_i ai componentelor principale;
- z_{eq} este brațul de pârghie echivalent.

Coeficientul de rigiditate $k_{eff,r}$ pentru rândul r de șuruburi se determină cu relația:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (A1.17)$$

în care: $k_{i,r}$ este coeficientul de rigiditate pentru componenta i relativ la rândul r de șuruburi;

Brațul de pârghie echivalent z_{eq} se determină cu relația:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (A1.18)$$

A1.4 Exemplu de calcul al unei imbinari sudate grinda-stalp

In exemplul urmator se prezinta aplicarea metodei componentelor din Eurocode 3 la calculul momentului capabil si al rigiditatii la rotire pentru o imbinare sudata grinda-stalp. Grinda este realizata din IPE300 iar stalpul este HEB200 (vezi Figura A1.10).

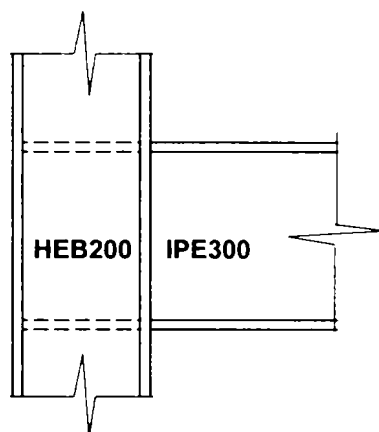


Figura A1.10 Caracteristicile geometrice ale imbinarii grinda-stalp sudata

Tabel A1.11 Dimensiunile profilelor

Profilul	Inaltimea profilului	Latimea talpii	Grosimea inimii	Grosimea talpii	Rotunjirea colturilor secțiunii	Momentul de inertie	Aria secțiunii transversale
	h[mm]	b[mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r[mm]	I _x [cm ⁴]	A[cm ²]
IPE300	300	150	7.1	10.7	15	8360	53.80
HEB200	200	200	9.0	15.0	18	5700	78.10

Tabel A1.12 Caracteristici de material

Marca otelului	Limita de curgere	Modulul de elasticitate	Modulul de taiere
	f _y [N/mm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]
Fe360	235	210000	81000

Tabel A1.13 Factorul de reducere ρ

Parametru de transformare β	Factor de reducere ρ
0 ≤ β ≤ 0.5	ρ = 1
0.5 < β < 1	ρ = ρ ₁ - 2 × (1 - β) × (1 - ρ ₁)
β = 1	ρ = ρ ₁
1 < β < 2	ρ = ρ ₁ - (β - 1) × (ρ ₂ - ρ ₁)
β = 2	ρ = ρ ₂
$\rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{\text{eff}} t_{\text{wc}} / A_{\text{wc}})^2}}$ $\rho_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{\text{eff}} t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}})^2}}$	
A _{vc} - aria de taiere a stalpului β - parametru de transformare	

Deci:

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2\sqrt{2}a_b + 5 \cdot (t_{\text{fc}} + r_c) = 10.7 + 2\sqrt{2} \times 6 + 5 \times (15 + 18) = 193\text{mm}$$

$$\Rightarrow \beta \cong 1$$

$$\rho = \rho_1$$

$$\rho = \rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(\frac{b_{\text{eff}} \cdot t_{\text{wc}}}{A_{\text{vc}}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot (193 \cdot 9 / 2485)^2}} = 0.782$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0.782 \cdot 193 \cdot 9 \cdot 235}{1.1} = 290190 \text{ N}$$

$$d_c = h_c - 2t_{fc} - 2r_c = 200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18 = 134 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = 0.93 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_c \cdot f_{ywc}}{E \cdot t_{\text{wc}}^2}} = 0.93 \sqrt{\frac{193 \cdot 134 \cdot 235}{210000 \cdot 9^2}} = 0.556$$

$$\frac{b_{\text{eff}} \cdot t_{\text{wc}} \cdot f_{ywc}}{\gamma_{M0}} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right] = \frac{193 \cdot 9 \cdot 235}{1.1} \left[\frac{1}{0.556} \left(1 - \frac{0.22}{0.556} \right) \right] = 403334 \text{ N}$$

Deci conditia:

$$F_{c,wc,Rd} = 290190 \text{ N} < 403334 \text{ N}$$

este satisfacuta.

Talpa si inima grinzii in zona comprimata

Rezistenta de calcul la compresiune a talpii grinzii si zonei adiacente de inima se considera ca actioneaza la nivelul centrului de compresiune si este data cu suficienta precizie de formula:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb})$$

unde:

$M_{c,Rd}$ - momentul de calcul al grinzii

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{pentru Clasa 1 si 2}$$

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{pentru Clasa 3}$$

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1} \quad \text{pentru Clasa 4}$$

h_b - inaltimea grinzii

t_{fb} - grosimea talpii grinzii

Deci:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 628 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.1 = 13416 \cdot 10^4 \text{ Nmm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 13416 \cdot 10^4 / (300 - 10.7) = 463753 \text{ N}$$

Talpa stalpului solicitata la incovoiere

Talpa stalpului nerigidizata, imbinare sudata

Intr-o imbinare sudata, rezistenta de calcul la intindere a talpii stalpului nerigidizate, solicitata la incovoiere este data de:

$$F_{t,fc,Rd} = (t_{wc} + 2s + 7kt_{fc})t_{fb}f_{y,fb}/\gamma_{Mo}$$

dar

$$F_{t,fc,Rd} \leq 0.7b_{fb}t_{fb}f_{y,fb}/\gamma_{Mo}$$

in care:

$$k = (t_{fc}/t_{fb})(f_{y,fc}/f_{y,fb}) \text{ dar } k \leq 1$$

- pentru o sectiune laminata I sau H a stalpului:

$$s = r_c$$

- pentru o sectiune sudata I sau H a stalpului:

$$s = \sqrt{2}a_c$$

unde: b_{fb} este latimea talpii grinzii

Deci:

$$k = (t_{fc}/t_{fb})(f_{y,fc}/f_{y,fb}) = \frac{15}{10.7} \times \frac{235}{235} = 1.4$$

$$k \leq 1 \Rightarrow k = 1$$

$$F_{t,fc,Rd} = (9 + 2 \times 18 + 7 \times 1 \times 15)10.7 \times 235/1.1 = 342886N$$

$$0.7b_{fb}t_{fb}f_{y,fb}/\gamma_{Mo} = 0.7 \times 150 \times 10.7 \times 235/1.1 = 240020N$$

$$F_{t,fc,Rd} \leq 0.7b_{fb}t_{fb}f_{y,fb}/\gamma_{Mo}$$

$$\Rightarrow F_{t,fc,Rd} = 240020 N$$

Inima stalpului solicitata la intindere

Rezistenta de calcul a inimii stalpului, nerigidizata, solicitata la intindere este data de:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\rho b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

Pentru o imbinare sudata, latimea efectiva b_{eff} a inimii stalpului este data de:

$$b_{eff} = A_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(A_{fc} + b)$$

$$F_{t,wc,Rd} = F_{c,wc,Rd} = 184430 N$$

Momentul rezistent de calcul

Momentul rezistent de calcul pentru o imbinare sudata poate fi calculat cu relatia:

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} z$$

unde:

F_{Rd} -rezistenta minima a componentelor

z - bratul momentului

$$z = h_b - t_{fb}$$

Deci:

$$F_{Rd} = 240020\text{N}$$

$$z = 300 - 10.7 = 289.3 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 240020 \times 289.3 = 69437786\text{Nmm}$$

Rigiditatea la rotire

Model de baza

Rigiditatea la rotire a unui nod poate fi determinata din flexibilitatea componentelor de baza.

Daca efortul axial N_{Sd} nu depaseste 5% din rezistenta plastica $N_{pl,Rd}$, rigiditatea nodului S_j , pentru un moment $M_{j,Sd}$, mai mic decat momentul de calcul al nodului $M_{j,Rd}$, poate fi obtinut cu suficienta precizie cu formula:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

unde:

k_i - coeficientul rigiditatii reprezentand componenta i

z - bratul momentului

μ - raportul rigiditatilor $S_{j,ini}/S_j$

$S_{j,ini}$ - valoarea rigiditatii S_j cand momentul $M_{j,Sd}$ este zero

Raportul rigiditatilor μ poate fi determinat din relatia:

$$\mu = \left[\frac{1.5M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} \right]^\psi \quad \text{dar } \mu \geq 1$$

in care $\psi = 2.7$ pentru imbinari sudate.

Coeficientii de rigiditate ce trebuie luati in considerare pentru imbinarea sudata sunt k_1 , k_2 si k_4 .

Bratul momentului

Pentru imbinarile sudate, bratul z poate fi luat ca $(h-t_f)$, unde h este inaltimea grinzii si t_f este grosimea talpii.

Coeficientii rigiditatii pentru componentele de baza

a) Inima stalpului nerigidizata, solicitata la taiere:

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z}$$

unde:

A_{vc} - aria de taiere a stalpului

$$A_{vc} = 2485 \text{ mm}^2$$

z - bratul momentului

$$z = 289.3 \text{ mm}$$

β - parametrul de transformare

$$\beta \cong 1$$

$$k_1 = \frac{0.38 \cdot 2485}{1 \cdot 289.3} = 3.26 \text{ mm}$$

b) Inima stalpului nerigidizata, sollicitata la compresiune:

$$k_2 = \frac{0.7b_{\text{eff}} t_{wc}}{d_c}$$

unde:

b_{eff} - latimea efectiva a inimii stalpului

$$b_{\text{eff}} = 193 \text{ mm}$$

d_c - inaltimea dreapta a inimii stalpului

$$d_c = 134 \text{ mm}$$

$$k_2 = \frac{0.7 \cdot 193 \cdot 9}{134} = 9.07 \text{ mm}$$

c) Inima stalpului nerigidizata, sollicitata la intindere:

$$k_4 = \frac{0.7b_{\text{eff}} A_{wc}}{d_c}$$

$$k_4 = k_2 = 9.07 \text{ mm}$$

Pentru calculul rigiditatii:

$$M_{j,Sd} = M_{j,Rd} / 1.5 \quad \Rightarrow \mu = 1$$

$$M_{j,Sd} = M_{j,Rd} \quad \Rightarrow \mu = 3$$

$$S_{j,\text{ini}} = \frac{210000 \cdot 289.3^2}{1 \cdot \left(\frac{1}{3.26} + \frac{1}{9.07} + \frac{1}{9.07} \right)} = 3.3335 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} = 33335 \text{ kNm/rad}$$

$$S_{j,\text{pl}} = \frac{210000 \cdot 289.3^2}{3 \times \left(\frac{1}{1.49} + \frac{1}{9.07} + \frac{1}{9.07} \right)} = 1.1112 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} = 11112 \text{ kNm/rad}$$

A1.5 Exemplu de calcul al unei imbinari grinda-stalp cu suruburi si placa de capat extinsa

In exemplul urmator se prezinta aplicarea metodei componentelor din Eurocode 3 la calculul momentului capabil si a rigiditatii la rotire pentru o imbinare grinda-stalp cu suruburi si placa de capat extinsa. Grinda este realizata din IPE300, stalpul este HEB200 (vezi Figura A1.11) iar suruburile sunt M20 gr.8.8.

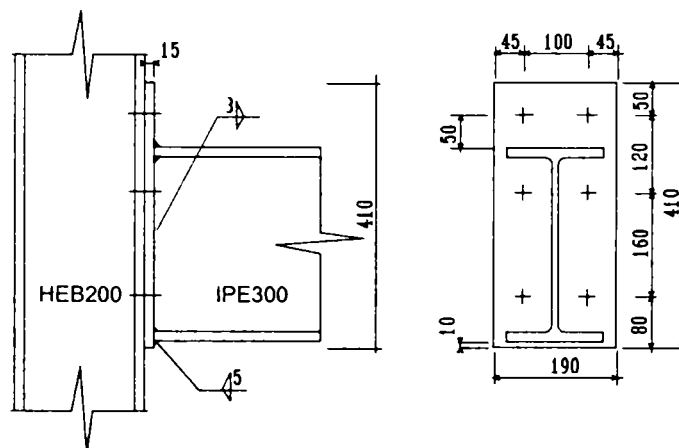


Figura A1.11 Imbinare grinda-stalp cu suruburi si placa de capat extinsa

Tabel A1.14 Dimensiunile profilurilor

Profilul	Inaltimea profilului	Latimea talpii	Grosimea inimii	Grosimea talpii	Rotunjirea colturilor sectiunii	Momentul de inertie	Aria sectiunii transversale
	h[mm]	b[mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r[mm]	I _x [cm ⁴]	A[cm ²]
IPE300	300	150	7.1	10.7	15	8360	53.80
HEB200	200	200	9.0	15.0	18	5700	78.10

Tabel A1.15 Caracteristici de material

Marca otelului	Limita de curgere	Modulul de elasticitate	Modulul de taiere
	f _y [N/mm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]
Fe360	235	210000	81000

Rezistenta componentelor de baza

Panoul inimii stalpului solicitat la taiere

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{Mo}}$$

unde:

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 78.10 - 2 \times 20 \times 1.5 + (0.9 + 2 \times 1.8) \times 1.5 = 2485 \text{ mm}^2$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \times 235 \times 2485}{\sqrt{3} \times 1.1} = 275857 \text{ N}$$

Inima stalpului solicitata la compresiune

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\rho b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

dar

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right]$$

cu:

$$\bar{\lambda} = 0.93 \sqrt{\frac{b_{eff} d_c f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$

d_c - inaltimea dreapta a inimii stalpului

Pentru o imbinare cu placa de capat cu suruburi, latimea efectiva b_{eff} a inimii stalpului solicitata la compresiune este data de:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + s)$$

Factorul de reducere ρ care tine seama de efectul de taiere in inima stalpului asupra rezistentei de calcul in inima stalpului solicitata la compresiune, poate fi determinat in functie de latimea efectiva b_{eff} .

Deci:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + s) = 10.7 + 2\sqrt{2} \times 5 + 2 \times 15 + 5 \times (15 + 18) = 220\text{mm}$$

$$\Rightarrow \beta \cong 1$$

$$\rho = \rho_1$$

$$\rho = \rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff} t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \times (220 \times 9 / 2485)^2}} = 0.780$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0.780 \times 220 \times 9 \times 235}{1.1} = 313020\text{N}$$

Dar:

$$d_c = h_c - 2t_{fc} - 2r_c = 200 - 2 \times 15 - 2 \times 18 = 134\text{mm}$$

$$\bar{\lambda} = 0.93 \sqrt{\frac{b_{eff} d_c f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0.93 \sqrt{\frac{220 \times 134 \times 235}{210000 \times 9^2}} = 0.594$$

$$\frac{b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right] = \frac{220 \times 9 \times 235}{1.1} \left[\frac{1}{0.594} \left(1 - \frac{0.22}{0.594} \right) \right] = 448373\text{N}$$

Deci conditia:

$$F_{c,wc,Rd} = 313020\text{N} < 448373\text{N}$$

este satisfacuta.

Talpa si inima grinzii in zona comprimata

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb})$$

unde:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{Mo} = 628 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.1 = 13416 \cdot 10^4 \text{ Nmm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 13416 \times 10^4 / (300 - 10.7) = 463753 \text{ N}$$

Suruburi solicitate la intindere

$$B_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

unde:

A_s - aria neta la filet

$$M20 \Rightarrow A_s = 225 \text{ mm}^2$$

f_{ub} - rezistenta ultima pentru suruburi

$$\text{Gr. 8.8} \Rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

γ_{Mb} - coeficient de siguranta

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

$$B_{t,Rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 225}{1.25} = 129600 \text{ N}$$

$$F_{t,Rd} = 4 B_{t,Rd} = 4 \times 129600 \text{ N} = 518400 \text{ N}$$

Inima stalpului solicitata la intindere

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\rho b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

unde:

$$b_{eff,wc,t} = \min[4\pi m; 8m + 2.5e; p + 4m + 1.25e]$$

(10.44)

$$m = \frac{w - t_{fc}}{2} - 0.8r_c = \frac{100 - 15}{2} - 0.8 \times 18 = 28.1 \text{ mm}$$

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{200 - 100}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$p = 120 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff.wc.t}} = \min[4\pi \times 28.1; 8 \times 28.1 + 2.5 \times 50; 120 + 4 \times 28.1 + 1.25 \times 50] = 295 \text{ mm}$$

$$\rho = \rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{\text{eff.t.wc}}/A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \times (295 \times 9/2485)^2}} = 0.634$$

$$F_{\text{t.wc.Rd}} = \frac{0.634 \times 295 \times 9 \times 235}{1.1} = 359608 \text{ N}$$

Talpa stalpului solicitata la intindere

$$l_{\text{eff.fc.t}} = b_{\text{eff.wc.t}} = 295 \text{ mm}$$

$$n = \min[e; 1.25m; (b_p - w)/2] = \min[50; 1.25 \times 28.1; (190 - 100)/2] = 35 \text{ mm}$$

$$e_w = d_w/4 = 34.6/4 = 8.65 \text{ mm}$$

unde:

d_w - diametru cap surub

Rezistenta de calcul la intindere a unui element T de talpa, se ia ca cea mai mica valoare corespunzatoare celor trei moduri de cedare:

Modul 1: Plastificarea completa a talpii

$$F_{\text{t,Rd}} = \frac{4M_{\text{pl1,Rd}}}{m}$$

Modul2: Cedarea suruburilor cu plastificarea talpii

$$F_{\text{t,Rd}} = \frac{2M_{\text{pl2,Rd}} + n \sum B_{\text{t,Rd}}}{m + n}$$

Modul3: Cedarea suruburilor

$$F_{\text{t,Rd}} = \sum B_{\text{t,Rd}}$$

in care:

$$M_{\text{pl1,Rd}} = 0.25 \sum l_{\text{eff1}} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{\text{pl2,Rd}} = 0.25 \sum l_{\text{eff2}} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

In metoda alternativa, forta aplicata elementului T de talpa, de catre un surub se considera uniform distribuita si nu concentrata in axul surubului. Aceasta ipoteza conduce la o valoare de

calcul mai mare pentru modul 1 si mentine nemodificate expresiile pentru modurile 2 si 3.

Modul 1: Plastificare completa a talpii:

$$F_{t,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$$

Deci:

$$M_{pl,Rd} = 0.25 \times 295 \times 15^2 \times 235 / 1.1 = 3545028 \text{ Nmm}$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8 \times 35 - 2 \times 8.65) \times 3545028}{2 \times 28.1 \times 35 - 8.65 \times (28.1 + 35)} = 655283 \text{ N}$$

$$F_{fc,Rd,t} = \frac{2 \times 3545028 + 4 \times 129600 \times 35}{28.1 + 35} = 399906 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_{fc,Rd,t} = 399906 \text{ N}$$

Placa de capat sollicitata la intindere

$$m_p = u_1 - 0.8\sqrt{2}a_r = 50 - 0.8 \times \sqrt{2} \times 5 = 44.3 \text{ mm}$$

$$e_p = 50 \text{ mm}$$

$$l_{eff,p,t} = \min[4\pi m_p; 8m_p + 2.5e_p; w + 4m_p + 1.25e_p; b_p] =$$

$$= \min[4\pi \times 44.3; 8 \times 44.3 + 2.5 \times 50; 100 + 4 \times 44.3 + 1.25 \times 50; 190] = \min[556.7; 479.4; 339.7; 190] = 190$$

$$n_p = \min[e_p; 1.25m_p] = \min[50; 1.25 \times 44.3] = 50 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.25 l_{eff,p,t} t_p^2 f_{yp} / \gamma_{Mo} = 0.25 \times 190 \times 15^2 \times 235 / 1.1 = 2283239 \text{ Nmm}$$

$$F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w)M_{pl,p,Rd}}{2m_p n_p - e_w(m_p + n_p)} = \frac{(8 \times 50 - 2 \times 8.65) \times 2283239}{2 \times 44.3 \times 50 - 8.65 \times (44.3 + 50)} = 241760 \text{ N}$$

$$F_{ep,Rd,2} = \frac{(8n_p - 2e_w)M_{pl,p,Rd}}{2m_p n_p - e_w(m_p + n_p)} = \frac{(8 \times 50 - 2 \times 8.65) \times 2283239}{2 \times 44.3 \times 50 - 8.65 \times (44.3 + 50)} = 241760 \text{ N}$$

$$F_{ep,Rd} = \min[F_{ep,Rd,1}; F_{ep,Rd,2}] = 241760 \text{ N}$$

Momentul rezistent de calcul

Momentul rezistent de calcul poate fi calculat cu relatia:

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} Z$$

unde:

$$F_{Rd} = \min[F_{j,Rd}] = 241760 \text{ N}$$

$$z = h_h - t_{fb} = 289.3 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 241760 \times 289.3 = 69941168 \text{ Nmm} = 69.94 \text{ kNm}$$

Rigiditatea la rotire

Model de baza

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}}$$

Raportul rigiditatilor μ poate fi determinat din relatia:

$$\mu = \left[\frac{1.5M_{j.sd}}{M_{j.sd}} \right]^\psi \text{ dar } \mu \geq 1$$

in care $\psi = 2.7$ pentru imbinari cu suruburi.

Coeficientii de rigiditate ce trebuiesc luati in considerare pentru imbinarea cu placa de capat cu suruburi sunt:

k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 si k_7 .

Bratul momentului

Bratul z poate luat ca $(h-t_f)$, unde h este inaltimea grinzii si t_f este grosimea talpii.

Coeficientii rigiditatii pentru componentele de baza

a) Panoul inimii stalpului solicitat la taiere:

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z}$$

unde:

A_{vc} - aria de taiere a stalpului

$$A_{vc} = 2485\text{mm}^2$$

z - bratul momentului

$$z = 289.3\text{mm}$$

β - este parametrul de transformare

$$\beta \cong 1$$

$$k_1 = \frac{0.38 \times 2485}{1 \times 289.3} = 3.26\text{mm}$$

(10.59)

b) Inima stalpului solicitata la compresiune:

$$k_2 = \frac{0.7b_{eff}t_{wc}}{d_c}$$

unde:

b_{eff} - latimea efectiva a inimii stalpului

$$b_{eff} = 220\text{mm}$$

d_c - inaltimea drapta a inimii stalpului

$$d_c = 134\text{mm}$$

$$k_2 = \frac{0.7 \times 220 \times 9}{134} = 10.34\text{mm}$$

c) Talpa stalpului solicitata la incovoiere:

$$k_3 = \frac{0.85l_{\text{eff}} t_{fc}^3}{m^3_c}$$

$$k_3 = \frac{0.85 \times 295 \times 15^3}{28.1^3} = 38.14 \text{mm}$$

d) Inima stalpului solicitata la intindere:

$$k_4 = \frac{0.7b_{\text{eff}} t_{wc}}{d_c}$$

$$k_4 = k_2 = 10.34 \text{mm}$$

e) Placa de capat solicitata la incovoiere:

$$k_5 = \frac{0.85l_{\text{eff}} t_p^3}{m^3}$$

$$k_5 = \frac{0.85 \times 190 \times 15^3}{44.3^3} = 6.27 \text{mm}$$

f) Suruburi solicitate la intindere:

$$k_7 = 1.6 A_s / L_b$$

$$A_s = 225 \text{mm}^2$$

L_b - lungimea de elongatie a surubului care poate fi luata egala cu grosimea de strangere, plus jumătate din suma înalțimii capului surubului și înalțimea piulitei.

$$L_b = t_{fc} + t_p + 0.5(h_{\text{bol}} + h_{\text{nut}})$$

$$L_b = 15 + 15 + 0.5 \times (13 + 16) = 44.5 \text{mm}$$

$$k_7 = 1.6 \times \frac{225}{44.5} = 8.09 \text{mm}$$

Pentru calculul rigiditatii:

$$M_{j,\text{Sd}} = M_{j,\text{Rd}} / 1.5 \Rightarrow \mu = 1$$

$$M_{j,\text{Sd}} = M_{j,\text{Rd}} / 1.5 \Rightarrow \mu = 3$$

$$S_{j,\text{ini}} = \frac{210000 \times 289.3^2}{1 \times \left(\frac{1}{3.26} + \frac{1}{10.34} + \frac{1}{38.1} + \frac{1}{10.34} + \frac{1}{6.27} + \frac{1}{8.09} \right)} =$$

$$= 2.1712 \times 10^{10} \text{ N mm/rad} = 21712 \text{ kN m/rad}$$

$$S_{j,\text{pl}} = \frac{210000 \times 289.3^2}{3 \times \left(\frac{1}{3.26} + \frac{1}{10.34} + \frac{1}{38.1} + \frac{1}{10.34} + \frac{1}{6.27} + \frac{1}{8.09} \right)} =$$

$$= 0.7237 \times 10^{10} \text{ N mm/rad} = 7237 \text{ kN m/rad}$$

A1.6 Exemplu de calcul al unei imbinari grinda-stalp cu corniere prinse cu suruburi pe talpi

In exemplul următor se prezinta aplicarea metodei componentelor la calculul momentului capabil si a rigiditatii la rotire pentru o imbinare grinda-stalp cu corniere pe talpi prinse cu suruburi. Grinda este realizata din IPE300, stalpul este HEB200, cornierele L150x100x14 iar suruburile sunt M20 gr.8.8 (vezi Figura A1.12).

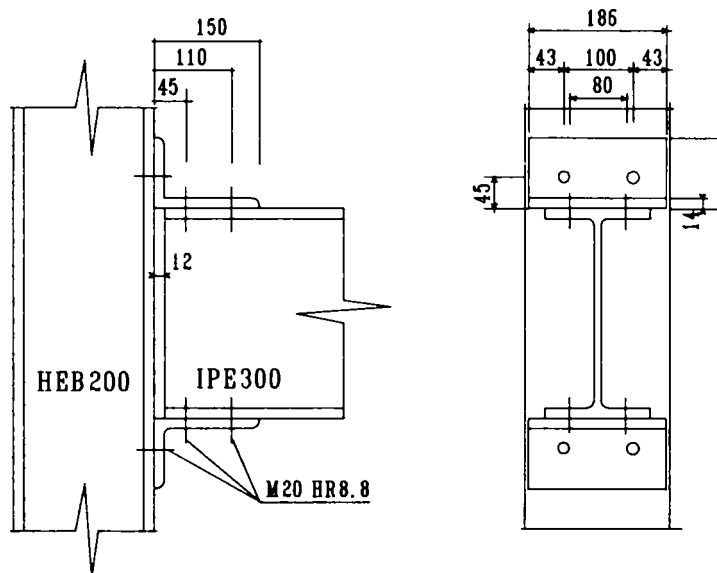


Figura A1.12 Imbinare grinda-stalp bulonata cu corniere de aripi

Tabel A1.16 Dimensiunile profilelor

Profilul	Inaltimea profilului	Grosimea inimii	Grosimea inimii	Grosimea talpii	Rotunjirea colturilor sectiunii	Momentul de inertie	Aria sectiunii transversale
	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	I_x [cm ⁴]	A [cm ²]
IPE300	300	150	7.1	10.7	15	8360	53.80
HEB200	200	200	9.0	15.0	18	5700	78.10

Tabel A1.17 Caracteristici de material

Marca otelului	Limita de curgere	Modulul de elasticitate	Modulul de taiere
	f_t [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Fe360	235	210000	81000

Rezistenta componentelor de baza

Panoul inimii stalpului solicitat la taiere

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}}$$

unde:

A_{vc} -este aria de forfecare a stalpului

$$A_{vc} = A_c - 2 \times b_c \times t_{fc} + (t_{wc} + 2 \times r_c) \times t_{fc} = 78.1 - 2 \times 20 \times 1.5 + (0.9 + 2 \times 1.8) \times 1.5 = 2485 \text{ mm}^2$$

$$V_{wc,Rd} = \frac{0.9 \times 235 \times 2485}{\sqrt{3} \times 1.1} = 275857 \text{ N}$$

(10.74)

Inima stalpului solicitata la compresiune.

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{b_{eff} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}} \times \left[\frac{1}{\bar{\lambda}} \times \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right]$$

cu:

$$\bar{\lambda} = 0.93 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_c \times f_{y,wc}}{E \times t_{wc}^2}}$$

d_c -inaltimea dreapta a inimii stalpului

Pentru o imbinare cu suruburi cu corniere de aripi, latimea efectiva b_{eff} a inimii stalpului solicitata la compresiune este data de:

$$b_{eff} = t_a + 0.6r_a + 5 \times (t_{fc} + s)$$

Factorul de reducere ρ care tine seama de efectul de taiere in inima stalpului asupra rezistentei de calcul in inima stalpului solicitata la compresiune, poate fi determinat in functie de latimea efectiva b_{eff} .

Deci:

$$b_{eff} = 2t_a + 0.6r_a + 5(t_{fc} + s) = 2 \times 14 + 0.6 \times 13 + 5 \times (15.0 + 18.0) = 200.8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \beta \cong 1$$

$$\rho = \rho_1$$

$$\rho = \rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1.3 \cdot (b_{eff} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1+1.3 \cdot (200.8 \cdot 9 / 2485)^2}} = 0.770$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0.770 \times 200.8 \times 9 \times 235}{1.1} = 297284 \text{ N}$$

$$d_c = h_c - 2t_{fc} - 2r_c = 200 - 2 \times 15 - 2 \times 18 = 134 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = 0.93 \sqrt{\frac{b_{eff} d_c f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0.93 \sqrt{\frac{200.8 \times 134 \times 235}{210000 \times 9^2}} = 0.610$$

$$\frac{b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right] = \frac{200.8 \times 9 \times 235}{1.1} \left[\frac{1}{0.610} \left(1 - \frac{0.22}{0.610} \right) \right] = 404656 \text{ N}$$

Deci conditia:

$$F_{c,wc,Rd} = 297284 \text{ N} < 404656 \text{ N}$$

este satisfacuta.

Talpa si inima grinzii in zona comprimata

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb})$$

unde:

$M_{c,Rd}$ -momentul de calcul al grinzii

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{Mo}$$

h_b -inaltimea grinzii
 t_{fb} -grosimea talpii grinzii

Deci:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{Mo} = 628 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.1 = 13416 \cdot 10^4 \text{ Nmm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 13416 \cdot 10^4 / (300 - 10.7) = 463763 \text{ N}$$

Suruburi solicitate la intindere

$$B_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb}$$

in care:

A_s - aria neta la filet

$$M20 \Rightarrow A_s = 225 \text{ mm}^2$$

f_{ub} -rezistenta ultima pentru suruburi

$$\text{Gr.8.8} \Rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

γ_{Mb} -coeficientul de siguranta

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

$$B_{t,Rd} = 0.9 \cdot 800 \cdot 225 / 1.25 \text{ N}$$

$$F_{t,Rd} = 2B_{t,Rd} = 2 \cdot 129600 \text{ N} = 259200 \text{ N}$$

Inima stalpului solicitata la intindere

Rezistenta de calcul a inimii stalpului solicitata la intindere este data de:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\rho b_{\text{eff}} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

unde:

$$b_{\text{eff},wc,t} = \min[2\pi m; 4m + 1.25e]$$

$$m = \frac{w_c - t_{wc}}{2} - 0.8r_c = \frac{100 - 9}{2} - 0.8 \times 18 = 31.1 \text{ mm}$$

$$e = \frac{b_c - w_c}{2} = \frac{200 - 100}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},wc,t} = \min[2\pi \cdot 31.1; 4 \cdot 31.1 + 1.25 \cdot 50] = \min[195.4; 186.9] = 186.9 \text{ mm}$$

$$\rho = \rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{\text{eff}} t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(186.9 \times 9 / 2485)^2}} = 0.792$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0.792 \times 186.9 \times 9 \times 235}{1.1} = 284611 \text{ N}$$

Talpa stalpului solicitata la incovoiere

$$l_{\text{eff},fc,t} = b_{\text{eff},wc,t} = 186.9 \text{ mm}$$

$$n = \min[e; 1.25m; (b_a - w_c) / 2] = \min[50; 1.25 \times 31.1; (186 - 100) / 2] = \min[50; 38.9; 43] = 38.9 \text{ mm}$$

$$e_w = d_w / 4 = 34.6 / 4 = 8.65 \text{ mm}$$

unde:

d_w - diametru cap surub

Deci:

$$M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff} t_f^2 f_y / \gamma_{Mo} = 0.25 \times 186.9 \times 15^2 \times 235 / 1.1 = 2245986 \text{ Nmm}$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,Rd}}{2mn - e_w(m+n)} = \frac{(8 \times 38.9 - 2 \times 8.65) \times 2245986}{2 \times 31.1 \times 38.9 - 8.65 \times (31.1 + 38.9)} = 363873 \text{ N}$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 2245986 + 2 \times 129600 \times 38.9}{31.1 + 38.9} = 208212 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_{fc,Rd,t} = \min[F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,t2}] = 208212 \text{ N}$$

Aripa cornierei solicitata la intindere

$$l_{eff,a,t} = 0.5b_a$$

unde:

b_a - lungimea cornierei

$$l_{eff,a,t} = 0.5 \times 186 = 93 \text{ mm}$$

$$g = 12 \text{ mm} \Rightarrow g > 0.4t_a$$

$$m_a = w_3 - 0.5t_a = 45 - 0.5 \times 14 = 38 \text{ mm}$$

$$e_a = l_a - w_3 = 100 - 45 = 55 \text{ mm}$$

$$n_a = \min[e_a; 1.25m_a] = \min[55; 1.25 \times 38] = 47.5 \text{ mm}$$

$$e_w = d_w / 4 = 34.6 / 4 = 8.65 \text{ mm}$$

Deci:

$$M_{pl,a,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,a,t} t_a^2 f_{y,a} / \gamma_{Mo} = 0.25 \times 93 \times 14^2 \times 235 / 1.1 = 973541 \text{ Nmm}$$

$$F_{a,Rd,t1} = \frac{(8n_a - 2e_w) M_{pl,a,Rd}}{2m_a n_a - e_w(m_a + n_a)} = \frac{(8 \times 47.5 - 2 \times 8.65) \times 973541}{2 \times 38 \times 47.5 - 8.65 \times (38 + 47.5)} = 123014 \text{ N}$$

$$F_{a,Rd,t2} = \frac{2M_{pl,a,Rd} + n_a \sum B_{t,Rd}}{m_a + n_a} = \frac{2 \times 973541 + 2 \times 129600 \times 47.5}{38 + 47.5} = 166773 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_{a,Rd,t} = \min[F_{a,Rd,t1}; F_{a,Rd,t2}] = 123014 \text{ N}$$

Aripa cornierei la lunecare

$$F_{a,Rd,b} = 2.5 \cdot n \cdot \alpha \cdot f_{ua} \cdot d \cdot t_a / \gamma_{Mb}$$

unde:

n - numarul suruburilor supuse la lunecare ($n=4$)

$$\alpha_a = \min \left[\frac{eb_1}{3d_0}; \frac{p_b}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ua}}; 1.0 \right]$$

f_{ua} - rezistenta ultima a surubului

d - diametrul surubului

d_0 - diametrul gaurii surubului

t_a - grosimea cornierei

$$e_{b1} = l_a - w_2 = 150 - 110 = 40 \text{ mm}$$

$$p_b = w_2 - w_1 = 110 - 45 = 65 \text{ mm}$$

$$\alpha_a = \min \left[\frac{40}{3 \times 22}; \frac{65}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1.0 \right] = 0.61$$

$$F_{a,Rd,b} = \frac{2.5 \times 4 \times 0.61 \times 360 \times 20 \times 14}{1.25} = 491904 \text{ N}$$

Suruburi solicitate la taiere

$$F_{b,Rd,v} = \frac{0.6 n f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

where:

n - numarul suruburilor (n=4)

f_{ub} - rezistenta ultima a surubului

A_s - aria neta la filet

$$M20 \Rightarrow A_s = 225 \text{ mm}^2$$

$$F_{b,Rd,v} = \frac{0.6 \times 4 \times 800 \times 225}{1.25} = 345600 \text{ N}$$

Talpa grinzii la lunecare

$$F_{t,Rd,b} = 2.5 n \alpha_{fb} f_{ufb} d t_{fb} / \gamma_{Mb}$$

$$e_{b2} = w_1 - g = 45 - 12 = 33 \text{ mm}$$

$$p_b = w_2 - w_1 = 110 - 45 = 65 \text{ mm}$$

$$\alpha_{fb} = \min \left[\frac{e_{b2}}{3d_0}; \frac{p_b}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ubd}}; 1.0 \right] = \min \left[\frac{33}{3 \times 22}; \frac{65}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1.0 \right] = \min[0.5; 0.73; 2.222; 1.0] = 0.5$$

$$F_{t,Rd,b} = 2.5 \times 4 \times 0.5 \times 360 \times 20 \times 10.7 / 1.25 = 385200 \text{ N}$$

Momentul rezistent de calcul

Momentul rezistent de calcul poate fi calculat cu relatia:

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} Z$$

unde:

$$F_{Rd} = \min[F_{j,Rd}] = 123014 \text{ N}$$

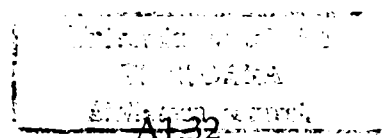
$$Z = h_b + w_3 + t_a / 2 = 300 + 45 + 14 / 2 = 352 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = 123014 \times 352 = 43300928 \text{ Nmm} = 43.30 \text{ kNm}$$

Rigiditatea la rotire

Model de baza

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}}$$



Raportul rigiditatilor μ poate fi determinat din relatia:

$$\mu = \left[\frac{1.5M_{j,rd}}{M_{j,rd}} \right]^\psi \text{ dar } \mu \geq 1$$

in care $\psi = 3.1$ pentru imbinari cu corniere.

Coeficientii de rigiditate ce trebuiesc luati in considerare pentru imbinarea cu corniere sunt:

$k_1, k_2, k_3, k_4, k_6, k_7, k_8$ si k_9 . (talpa grinzii) si k_9 (corniera).

Bratul momentului

$$z = 352\text{mm}$$

Coeficientii rigiditatii pentru componentele de baza

a) Panoul inimii stalpului solicitat la taiere:

$$k_1 = \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta z}$$

unde:

A_{vc} - aria de taiere a stalpului

$$A_{vc} = 2485\text{mm}^2$$

z - bratul momentului

$$z = 352\text{mm}$$

β - este parametrul de transformare

$$\beta \cong 1$$

$$k_1 = \frac{0.38 \times 2485}{1 \times 352} = 2.68\text{mm}$$

b) Inima stalpului solicitata la compresiune:

$$k_2 = \frac{0.7b_{eff}t_{wc}}{d_c}$$

unde:

b_{eff} - latimea efectiva a inimii stalpului

$$b_{eff} = 220\text{mm}$$

d_c - inaltimea drapta a inimii stalpului

$$d_c = 134\text{mm}$$

$$k_2 = \frac{0.7 \times 200.8 \times 9}{134} = 9.44\text{mm}$$

c) Talpa stalpului solicitata la incovoiere:

$$k_3 = \frac{0.85l_{eff}t_{fc}^3}{m^3}$$

$$k_3 = \frac{0.85 \times 186.9 \times 15^3}{31.1^3} = 17.82\text{mm}$$

d) Inima stalpului solicitata la intindere:

$$k_4 = \frac{0.7b_{\text{eff}} t_{\text{wc}}}{d_c}$$

$$k_4 = k_2 = 9.44\text{mm}$$

e) Aripa cornierei solicitata la incovoiere:

$$k_6 = \frac{0.85l_{\text{eff}} t_a^3}{m^3}$$

$$k_6 = \frac{0.85 \times 93 \times 14^3}{38^3} = 3.95\text{mm}$$

f) Suruburi solicitate la intindere:

$$k_7 = 1.6 A_s / L_b$$

vezi exemplul 10.2.

$$k_7 = 1.6 \times \frac{225}{44.5} = 8.09\text{mm}$$

g) Suruburi solicitate la taiere

$$k_8 = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$$

$$k_8 = \frac{16 \times 1 \times 20^2 \times 800}{210000 \times 16} = 1.081\text{mm}$$

unde:

d - diametrul nominal al surubului

d_{M16} - diametrul nominal al unui surub M16.

h) Talpa grinzii la lunecare

$$k_9 = \frac{24n_b k_{bfb} k_{tfb} f_{ufb} d}{Ed_{M16}}$$

unde:

$$k_{bfb} = \min \left[0.25 \frac{e_{b2}}{d} + 0.5; 0.25 \frac{p_b}{d} + 0.375; 1.25 \right]$$

$$k_{tfb} = \min \left[1.5 \frac{t_{fb}}{d_{M16}}; 2.5 \right]$$

$$e_{b2} = 33\text{mm}$$

$$p_b = 65\text{mm}$$

$$k_{bfb} = \min \left[0.25 \times \frac{33}{20} + 0.5; 0.25 \times \frac{65}{20} + 0.375; 1.25 \right] = 0.91$$

$$k_{tfb} = \min \left[1.5 \frac{t_{fb}}{d_{M16}}; 2.5 \right] = 1.0\text{mm}$$

$$k_9 = \frac{24 \times 1 \times 0.91 \times 1.0 \times 360 \times 20}{210000 \times 16} = 0.047\text{N}$$

j) Aripa cornierei la lunecare

$$k_9 = \frac{24k_{ba} k_{ta} f_{ua} d}{E}$$

unde:

$$k_{ba} = \min \left[0.25 \frac{e_{b1}}{d} + 0.5; 0.25 \frac{p_b}{d} + 0.375; 1.25 \right] = 1.0$$

$$k_{ta} = \min \left[1.5 \frac{t_a}{d_{M10}}; 2.5 \right] = 1.31 \text{ mm}$$

$$k_g = \frac{24 \times 1 \times 1.31 \times 360 \times 20}{210000} = 1.077$$

Pentru calculul rigiditatii:

$$M_{j.sd} = M_{j.Rd} / 1.5 \Rightarrow \mu = 1$$

$$M_{j.sd} = M_{j.Rd} \Rightarrow \mu = 3.51$$

$$S_{j.mi} = \frac{210000 \times 352^2}{1 \times \left(\frac{1}{2.68} + \frac{1}{9.44} + \frac{1}{17.82} + \frac{1}{9.44} + \frac{1}{3.95} + \frac{1}{8.09} + \right)} + \frac{210000 \times 352^2}{\left(\frac{1}{1.08} + \frac{1}{0.047} + \frac{1}{1.07} \right)} = 2.23 \times 10^{10} \frac{\text{Nmm}}{\text{rad}} =$$

$$= 22390 \text{ kNm/rad}$$

$$S_{j.pl} = \frac{210000 \times 352^2}{3.51 \times \left(\frac{1}{2.68} + \frac{1}{9.44} + \frac{1}{17.8} + \frac{1}{9.44} + \frac{1}{3.95} + \frac{1}{8.09} + \right)} + \frac{210000 \times 352^2}{3.51 \times \left(\frac{1}{1.08} + \frac{1}{0.04} + \frac{1}{1.07} \right)} = 0.7 \times 10^{10} \frac{\text{Nmm}}{\text{rad}}$$

$$= 7080 \text{ kNm/rad}$$

ANEXA A2. INFLUENȚA VITEZEI DE DEFORMARE- REZULTATE EXPERIMENTALE SUPLIMENTARE

A2.1 Încercări la tracțiune pe materialele de bază (TTM, W)

TTM[i][j][k][l][m] – Încercări pe materialul de bază

[i] – calitatea oțelului ([3] – OL37; [5] – OL52)

[j] – grosimea ([1] – t=12mm; [2] – t=20mm)

[k] – tipul încărcării ([M] – monoton; [C] - ciclic)

[l] – viteza de încărcare ([1] – $\dot{\epsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$; [2] – $\dot{\epsilon}_2=0.03 \text{ s}^{-1}$; [3] – $\dot{\epsilon}_3=0.06 \text{ s}^{-1}$)

[m] – specimen nr. ([1] – 1, 2, etc.)

Tabel A2.1 Epruvete TTM

TTM31M1	TTM31M2	TTM31M3
TTM51M1	TTM51M2	TTM51M3
TTM32M1	TTM32M2	TTM32M3
TTM52M1	TTM52M2	TTM52M3

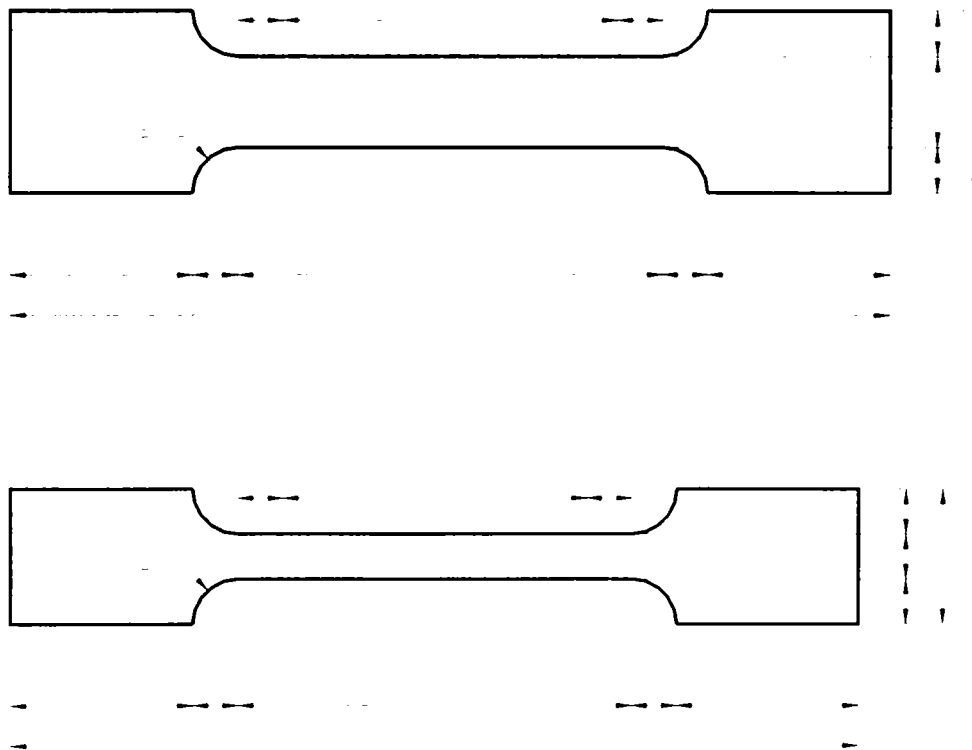


Figura A2.1 Epruvete TTM

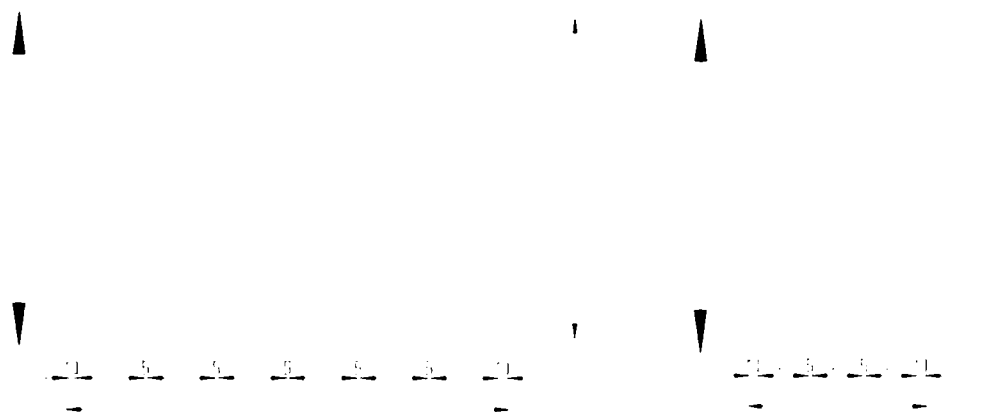


Figura A2.2 Modul de prelevare a epruvetelor TTM

W[l][m] – Încercări pe materialul depus (sudură)

[l] – viteza de încărcare ([1] – $\dot{\epsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$; [2] – $\dot{\epsilon}_2=0.03 \text{ s}^{-1}$; [3] – $\dot{\epsilon}_3=0.06 \text{ s}^{-1}$)

[m] – specimen nr. ([1] – 1, 2, etc.)

Tabel A2.2 Epruvete W

W1.1	W2.1	W3.1
W1.2	W2.2	W3.2

A2.2 Încercări pe epruvete sudate (TTW)

Tabel A2.3 Recapitulare încercări TTW

EPRUVETE SUDATE – TTW			
TIPUL DE SUDURĂ	VITEZA DE ÎNCĂRCARE		
	$\dot{\epsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$	$\dot{\epsilon}_2=0.03 \text{ s}^{-1}$	$\dot{\epsilon}_3=0.06 \text{ s}^{-1}$
DE COLȚ	1 Epruvetă – Monoton		
K	2 Epruvete – Ciclic		
1/2V	2 Calități de oțel		
TOTAL EPRUVETE: 54			

TTW[i][j][k][l][m][n] – Încercări la tracțiune pe suduri

[i] –calitatea oțelului ([3] – OL37; [5] – OL52)

[j] – tipul sudurii ([C] – de colț; [V] – V; [K] – K)

[k] – tipul încărcării ([M] – monoton; [C] - ciclic)

[l] – viteza de încărcare ([1] – $\dot{\epsilon}_1=0.0001 \text{ s}^{-1}$; [2] – $\dot{\epsilon}_2=0.03 \text{ s}^{-1}$; [3] – $\dot{\epsilon}_3=0.06 \text{ s}^{-1}$)

[m] – specimen nr. ([1] – 1, 2, etc.)

Tabel A2.4 Epruvete TTW încercate monoton

TTW3CM1	TTW3CM2	TTW3CM3
TTW3VM1	TTW3VM2	TTW3VM3
TTW3KM1	TTW3KM2	TTW3KM3
TTW5CM1	TTW5CM2	TTW5CM3
TTW5VM1	TTW5VM2	TTW5VM3
TTW5KM1	TTW5KM2	TTW5KM3

Tabel A2.5 Epruvete TTW incercate ciclic

TTW3CC11	TTW3CC12
TTW3CC21	TTW3CC22
TTW3CC31	TTW3CC32
TTW3VC11	TTW3VC12
TTW3VC21	TTW3VC22
TTW3VC31	TTW3VC32
TTW3KC11	TTW3KC12
TTW3KC21	TTW3KC22
TTW3KC31	TTW3KC32
TTW5CC11	TTW5CC12
TTW5CC21	TTW5CC22
TTW5CC31	TTW5CC32
TTW5VC11	TTW5VC12
TTW5VC21	TTW5VC22
TTW5VC31	TTW5VC32
TTW5KC11	TTW5KC12
TTW5KC21	TTW5KC22
TTW5KC31	TTW5KC32

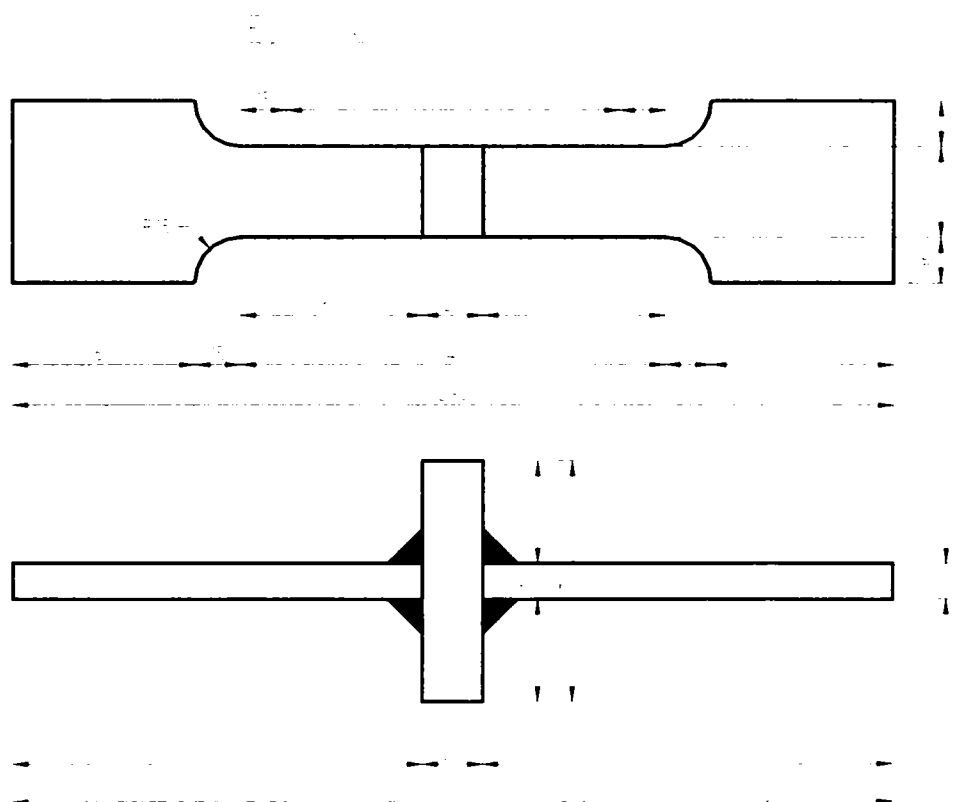


Figura A2.3 Epruvete TTW

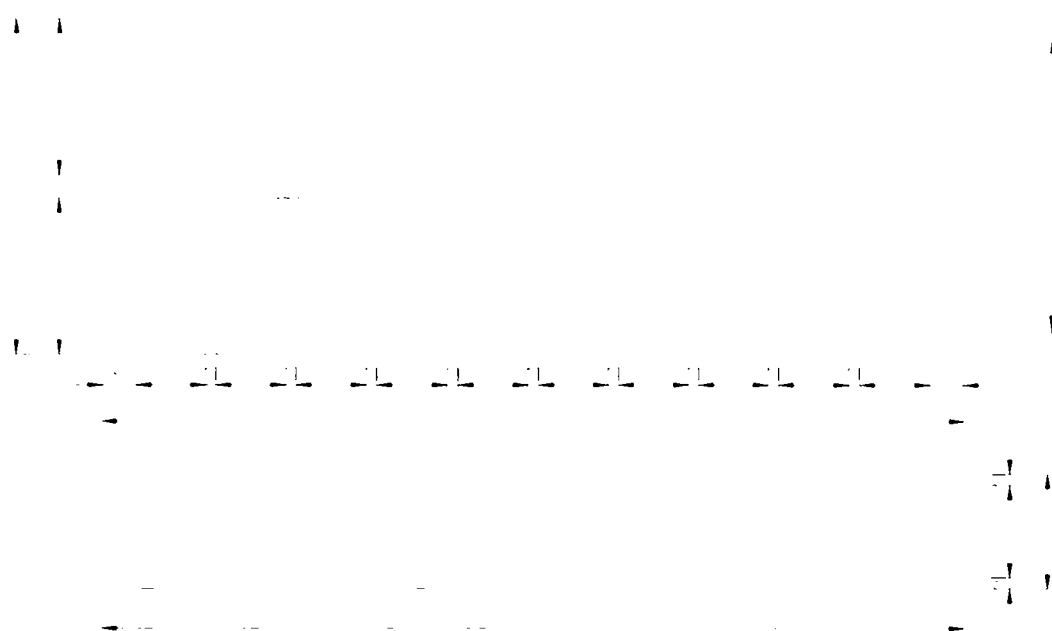


Figura A2.4 Modul de prelevare a epruvetelor TTW

PRELUCRAREA TABELOR

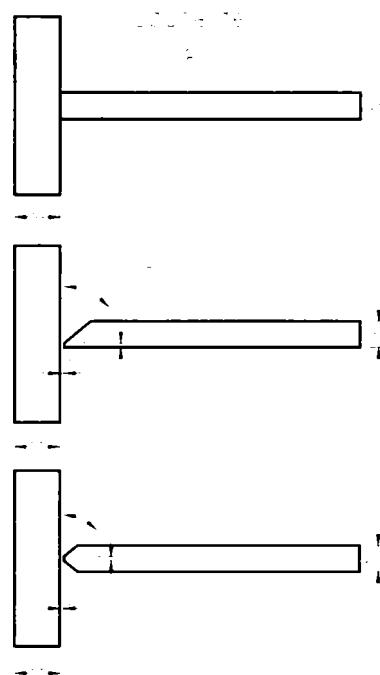


Figura A2.5 Prelucrarea tablelor pentru realizarea sudurii

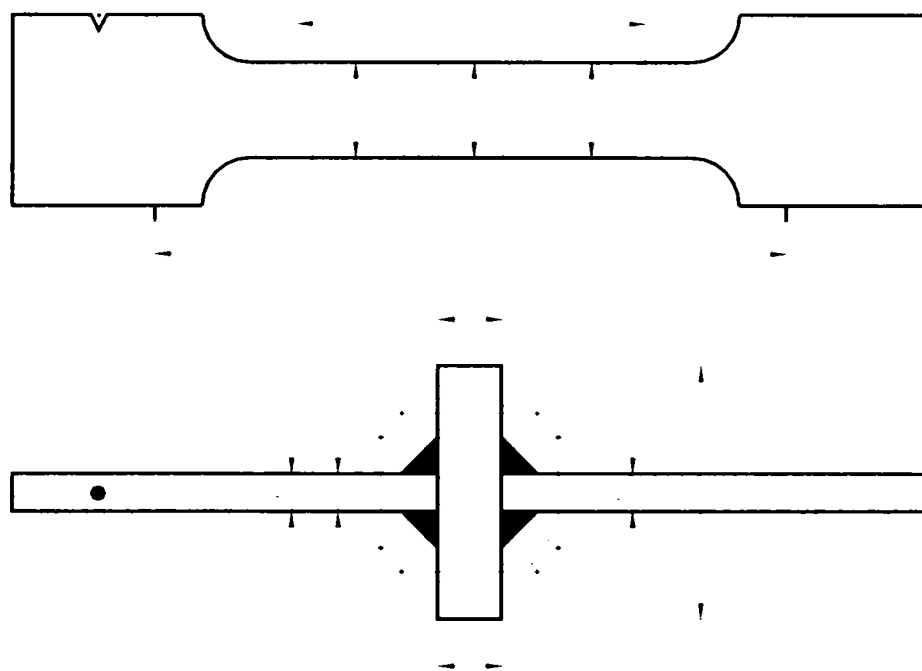


Figura A2.6 Măsurătorile efectuate și bazele de măsurare (L_0 și L_t)

Măsurătorile captorilor de deplasare s-au notat în felul următor:

- extensometrul UTS (baza de măsurare L_0) - D_e
- captorul exterior TRS50 (baza de măsurare L_0) - D_0
- captorul exterior TRS50 (baza de măsurare L_t) - D_t

Notății

Notățiile folosite sunt cele utilizate în mod implicit de către programul folosit pentru realizarea încercărilor - UTS:

S_0 - Aria secțiunii inițiale a secțiunii calibrate

R_{eh} - Limita de curgere superioară

R_{el} - limita de curgere inferioară

SGV - FR_m/R_{eh} [inversul raportului folosit de UTS]

FR_m - Sarcina maximă

FR_r - Forța de rupere

FR_{pi} - Limita de curgere convențională

$L_{api}=0.2\%$; $L_{api}=0.5\%$; $L_{api}=1.0\%$

L_{am} - Alungire totală sub sarcină maximă

L_{ar} - Alungire totală la rupere

W_m - lucru mecanic până la forța maximă

W_r - lucru mecanic până la forța de rupere

A2.3 Introducerea vitezei de încărcare

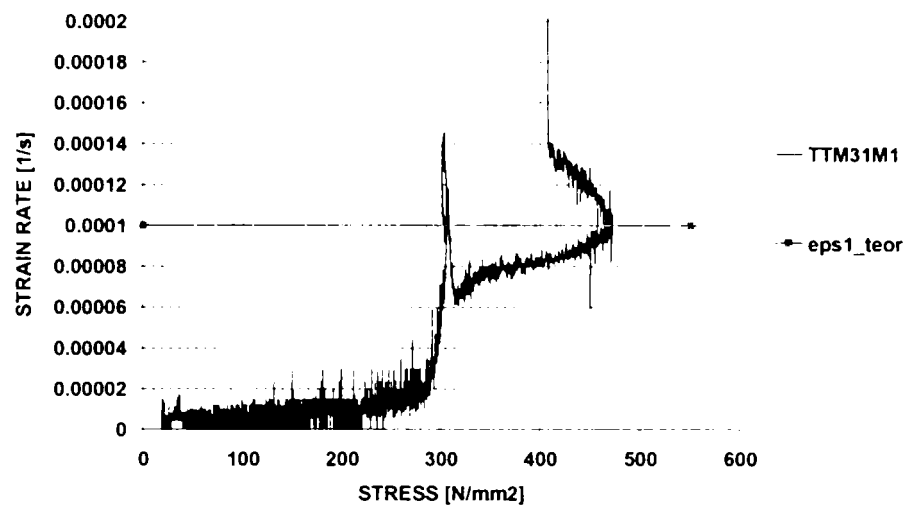


Figura A2.7 Viteza de incarcare pentru specimen TTM31M1

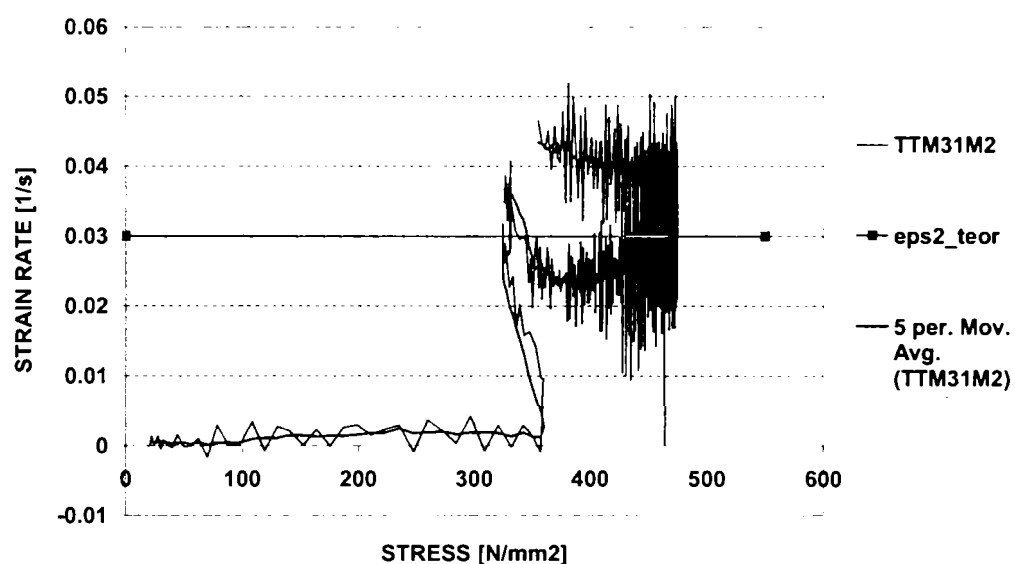


Figura A2.8 Viteza de incarcare pentru specimen TTM31M2

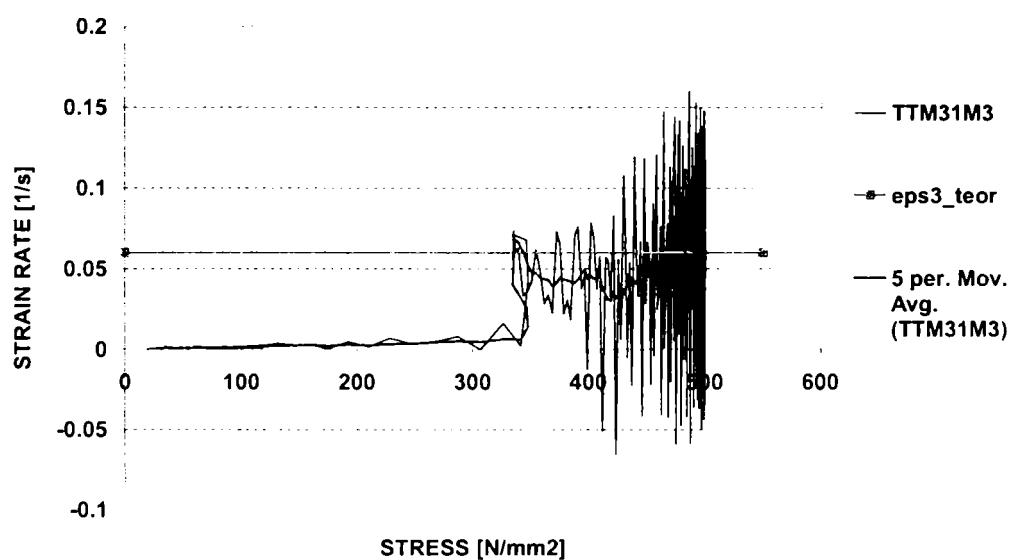


Figura A2.9 Viteza de incarcare pentru specimen TTM31M3

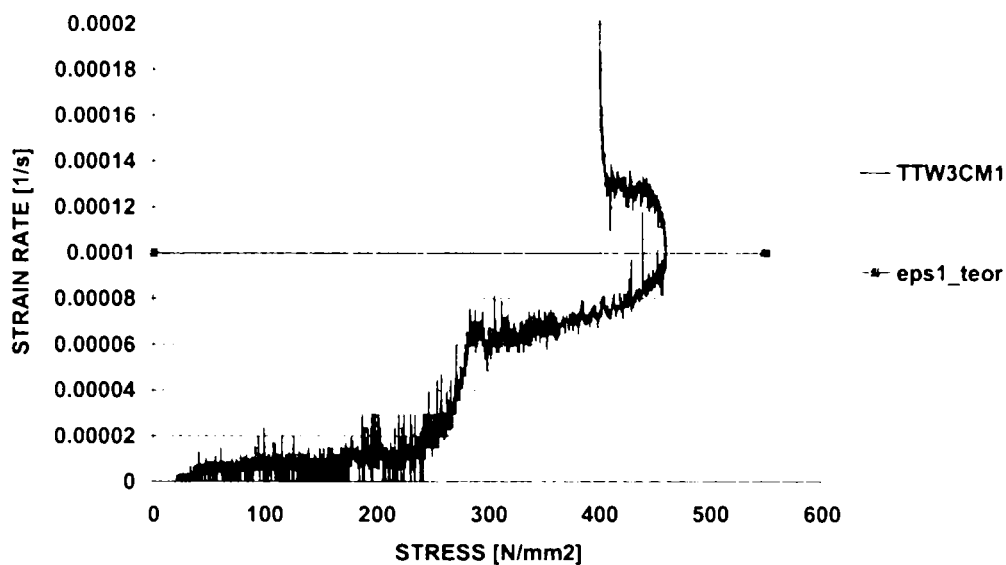


Figura A2.10 Viteza de incarcare pentru specimen TTM3CM1

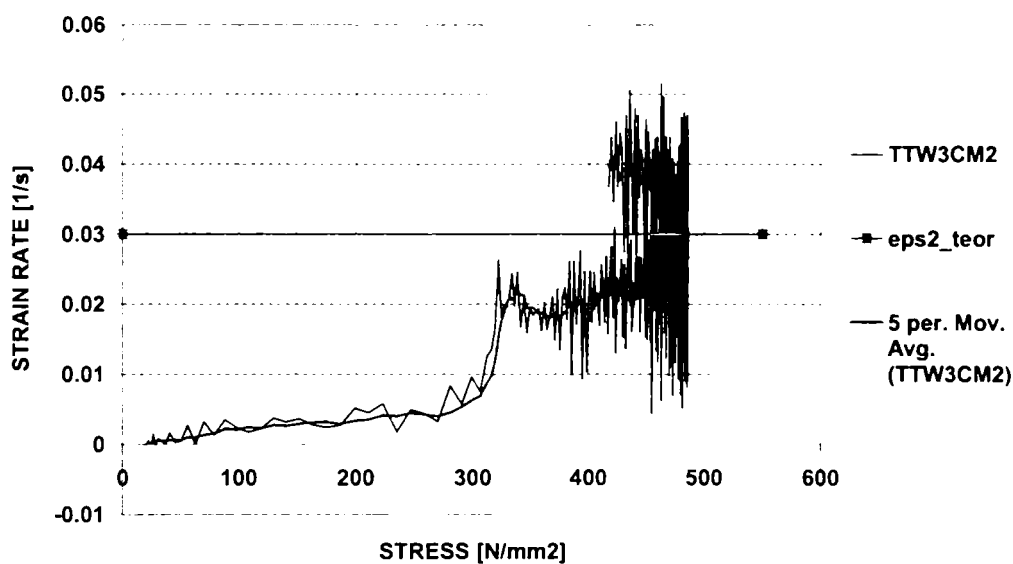


Figura A2.11 Viteza de incarcare pentru specimen TTM3CM2

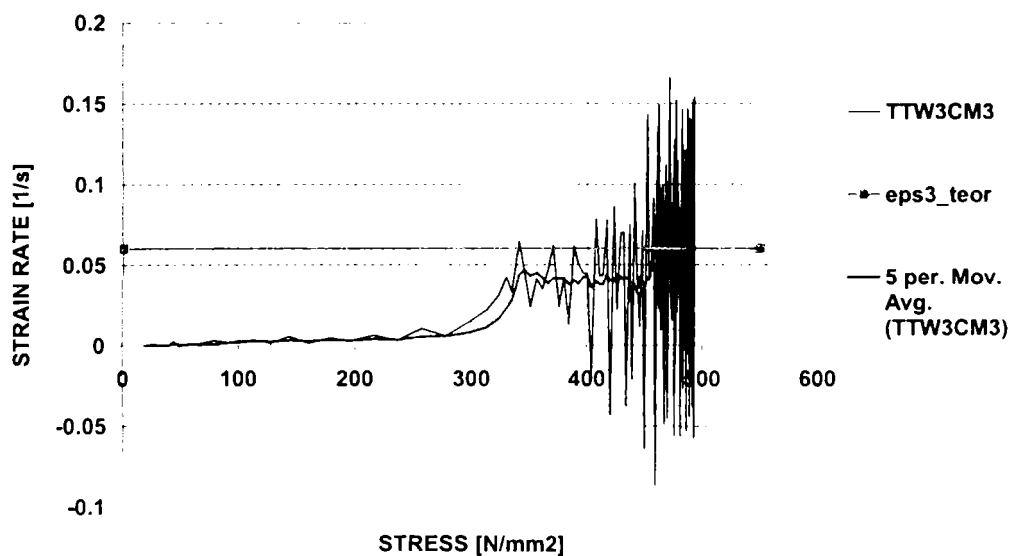


Figura A2.12 Viteza de incarcare pentru specimen TTM3CM3

A2.4 Curbe caracteristice pentru materialul de baza si de depozit

A. Încercare la tracțiune pe materialul de bază TTM

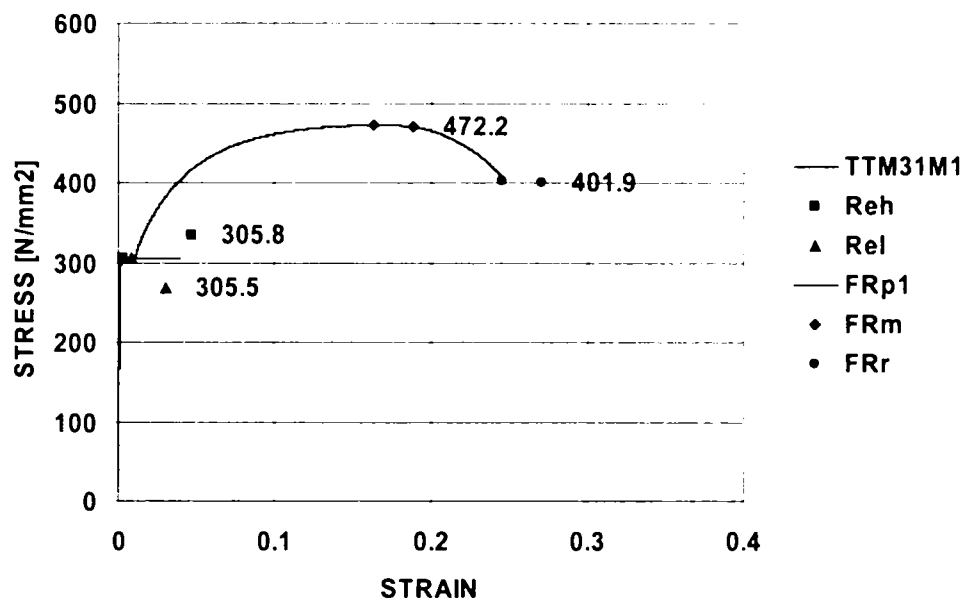


Figura A2.13 Relatia σ - ϵ , specimen TTM31M1

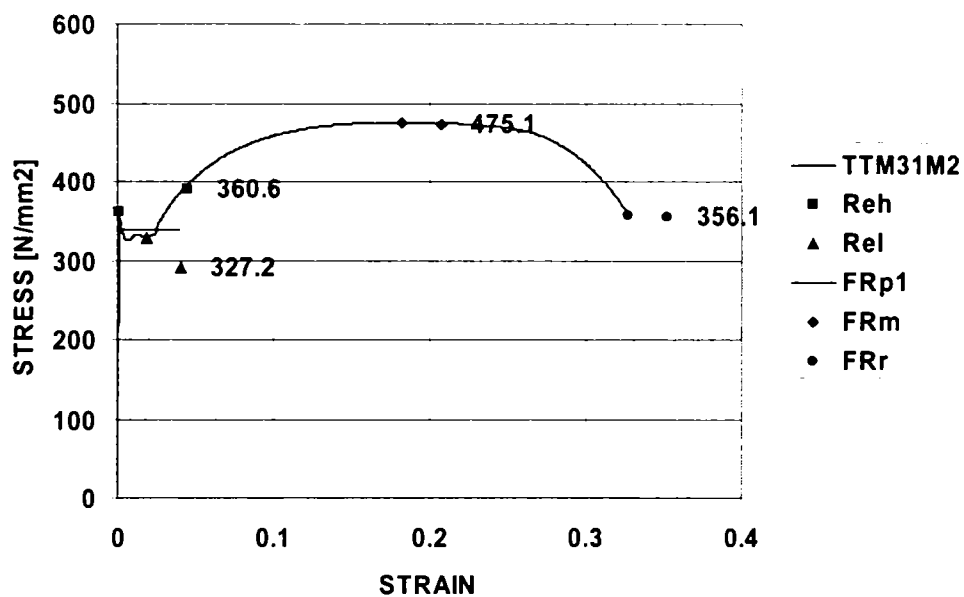


Figura A2.14 Relatia σ - ϵ , specimen TTM31M2

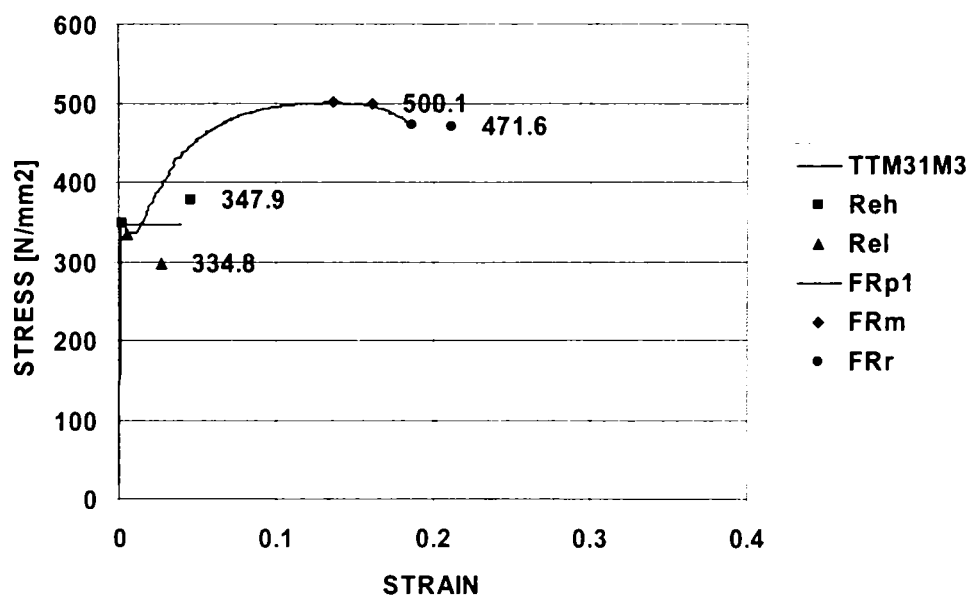


Figura A2.15 Relatia σ - ϵ , specimen TTM31M3

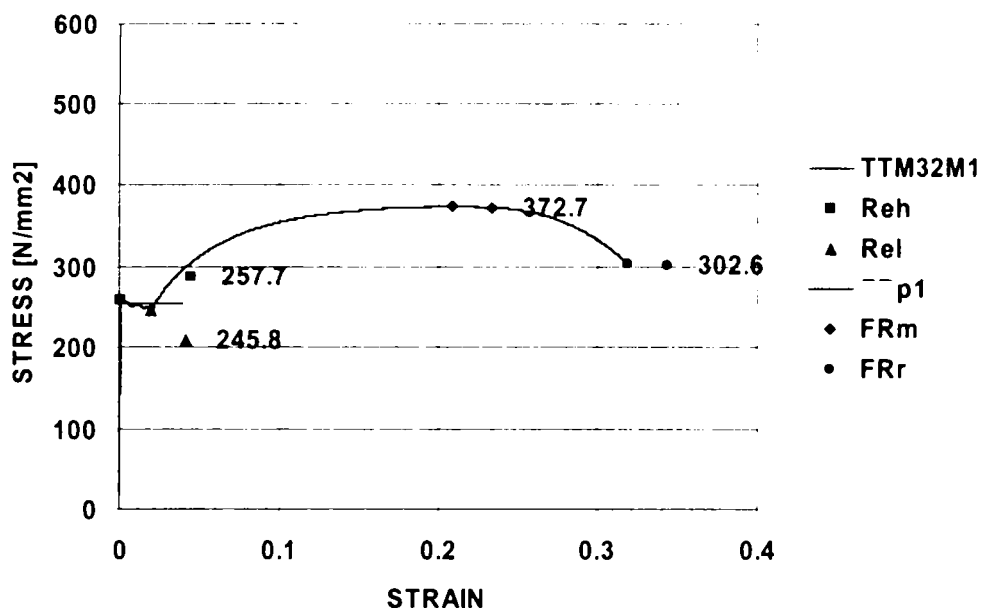


Figura A2.16 Relatia σ - ϵ , specimen TTM32M1

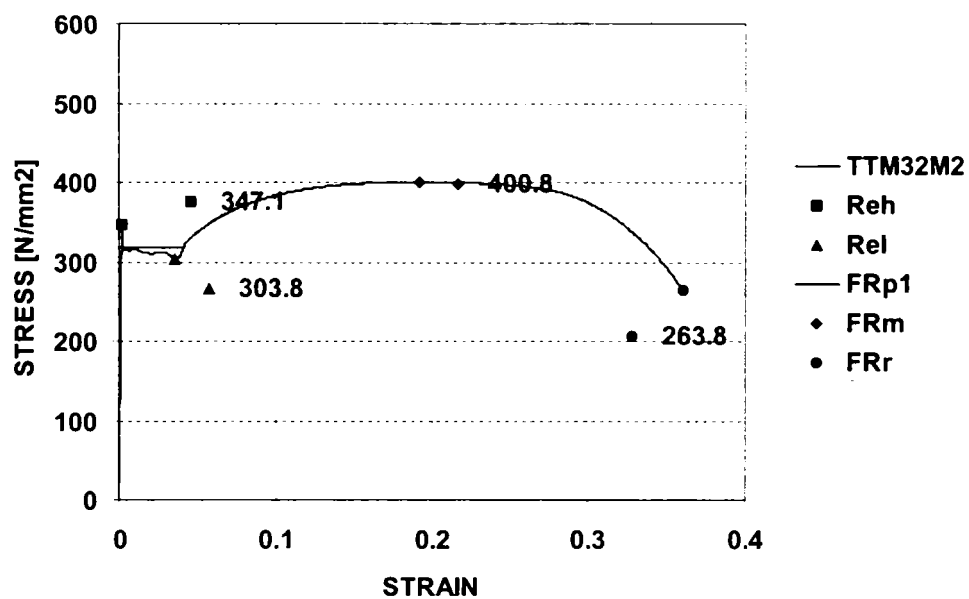


Figura A2.17 Relatia σ - ϵ , specimen TTM32M2

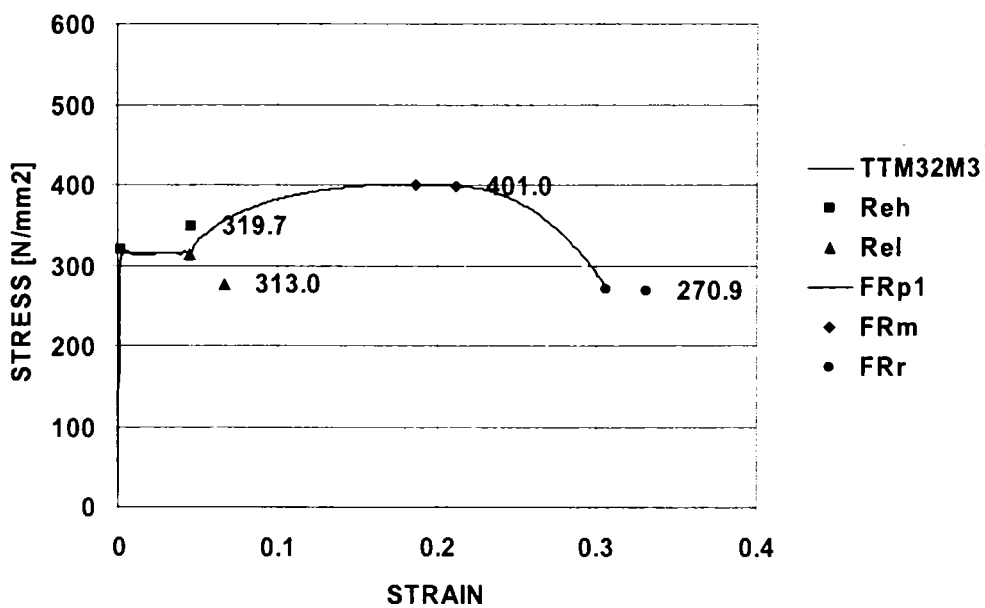


Figura A2.18 Relatia σ - ϵ , specimen TTM32M3

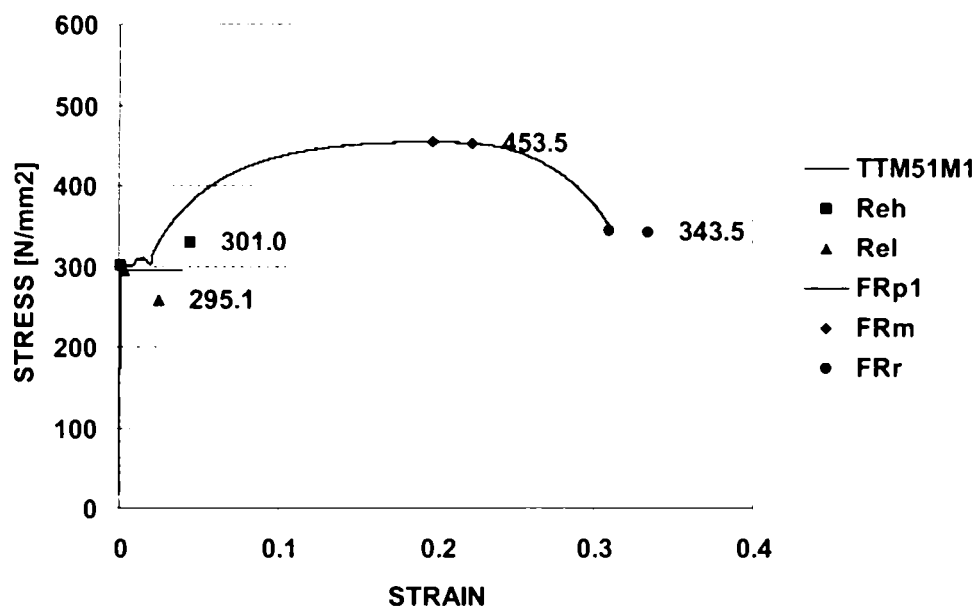


Figura A2.19 Relatia σ - ϵ , specimen TTM51M1

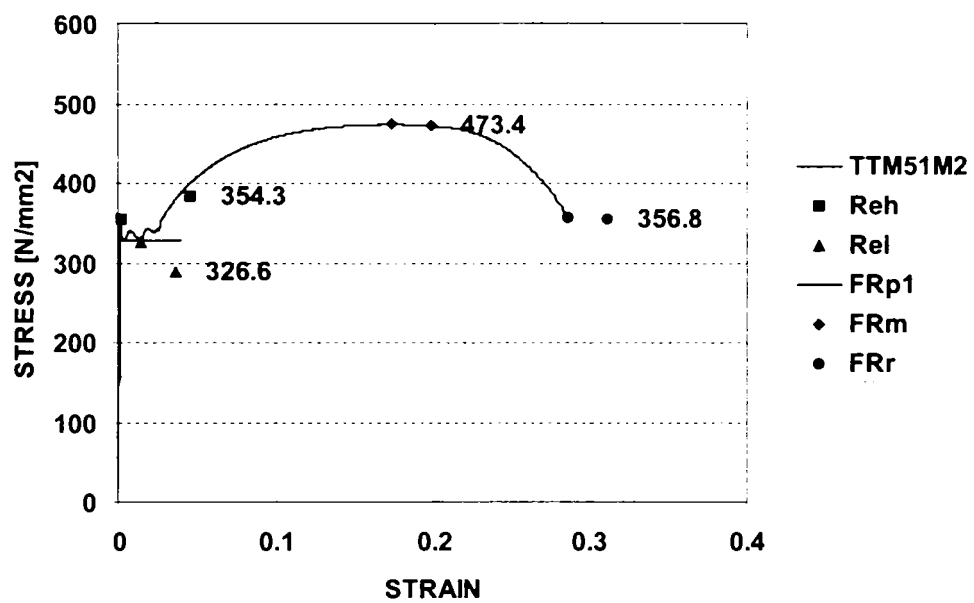


Figura A2.20 Relatia σ - ϵ , specimen TTM51M2

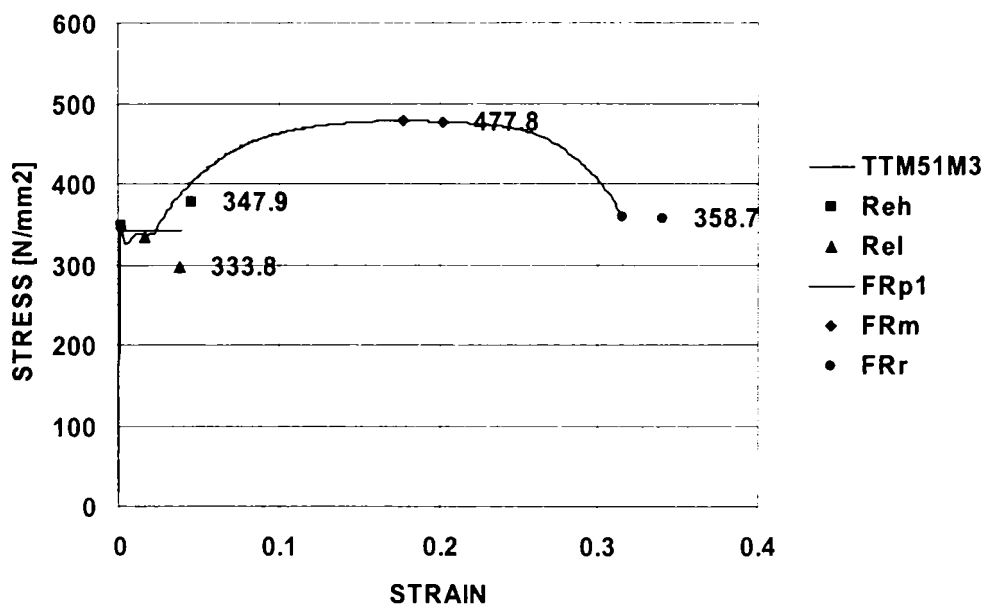


Figura A2.21 Relatia σ - ϵ , specimen TTM51M3

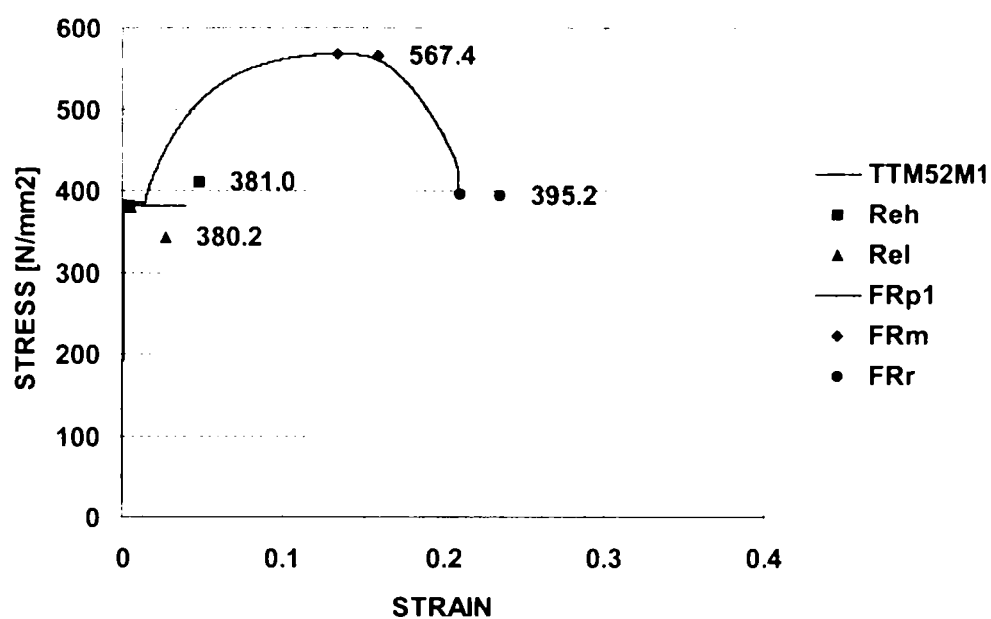


Figura A2.22 Relatia σ - ϵ , specimen TTM52M1

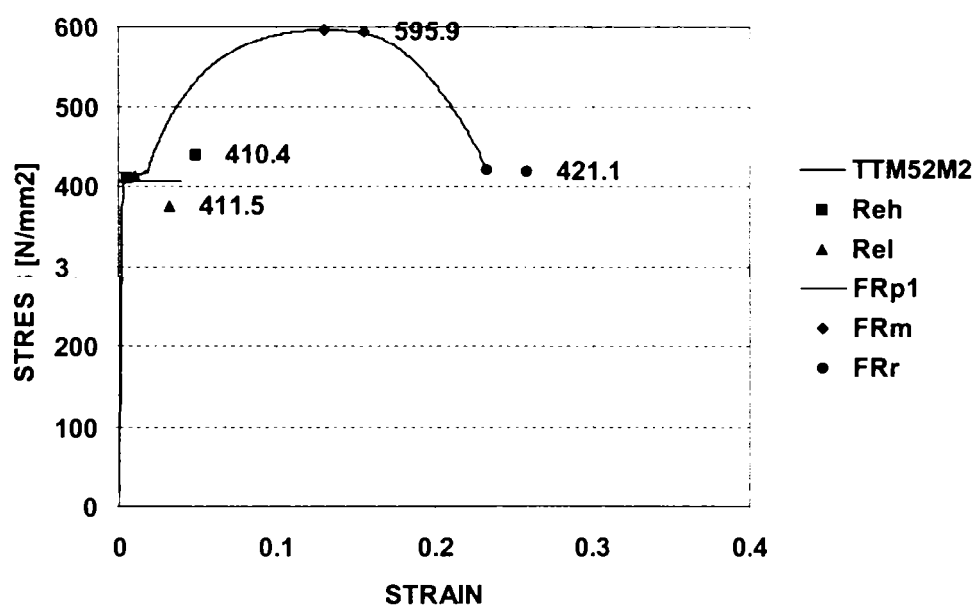


Figura A2.23 Relatia σ - ϵ , specimen TTM52M2

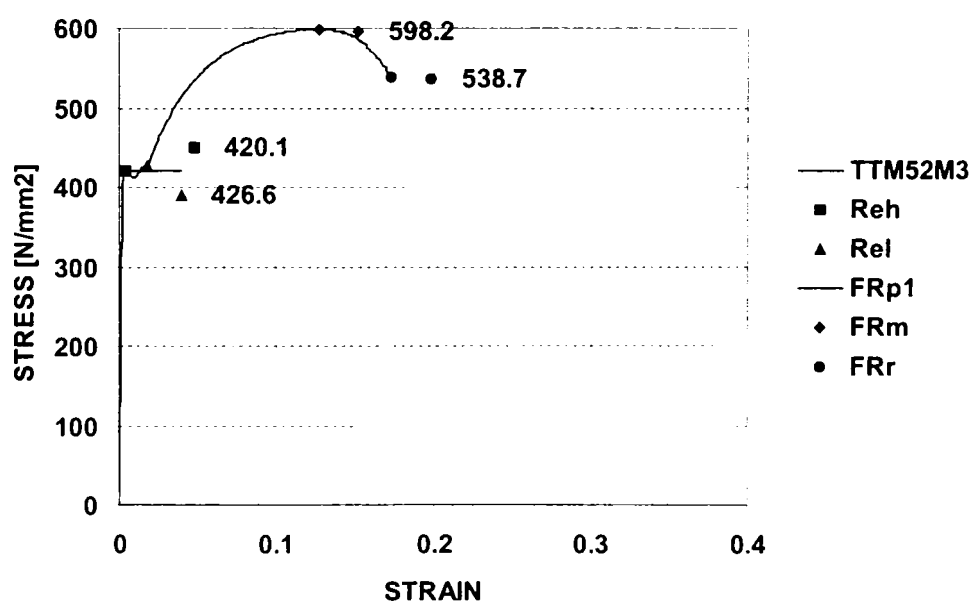


Figura A2.24 Relatia σ - ϵ , specimen TTM52M3

B. Încercare la tracțiune pe materialul depus W

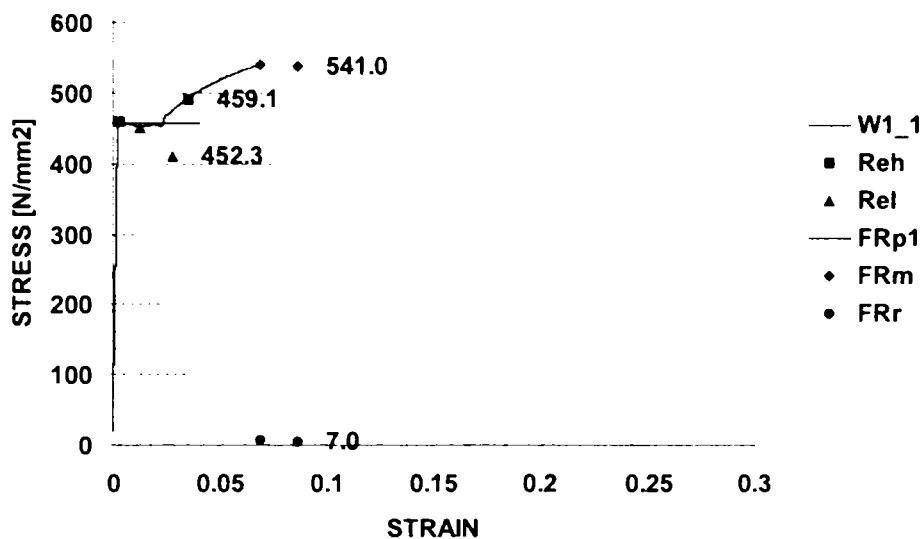


Figura A2.25 Relatia σ - ϵ pentru materialul de depozit W1_1

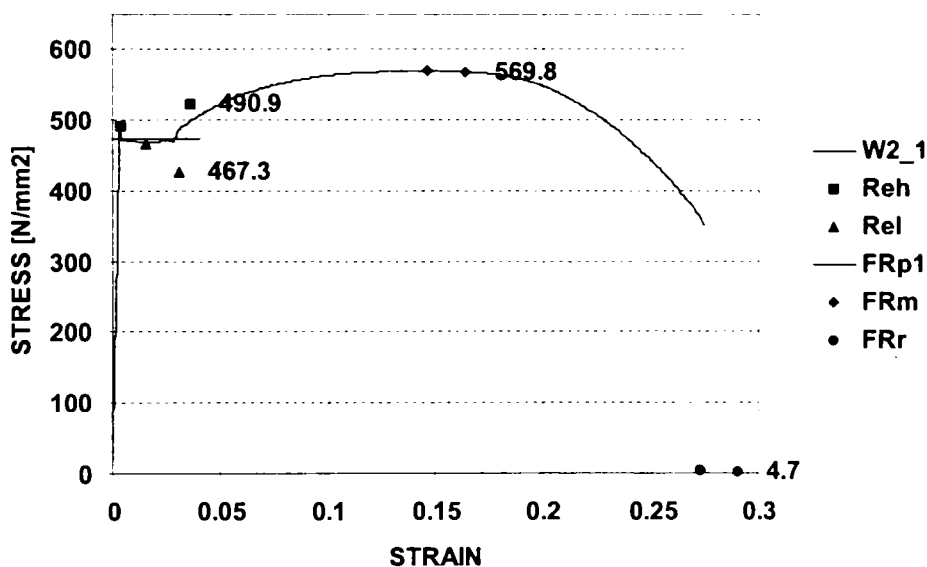


Figura A2.26 Relatia σ - ϵ pentru materialul de depozit W2_1

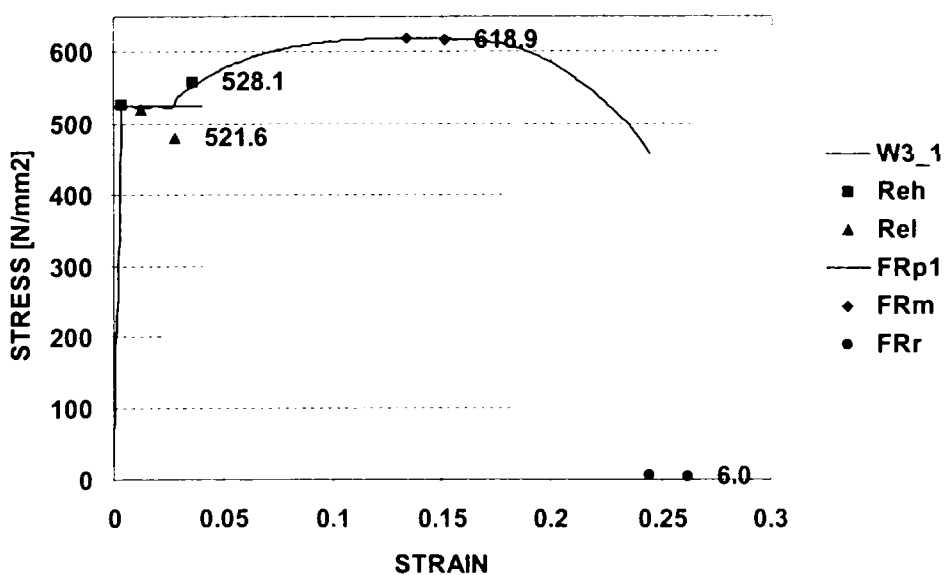


Figura A2.27 Relatia σ - ϵ pentru materialul de depozit W3_1

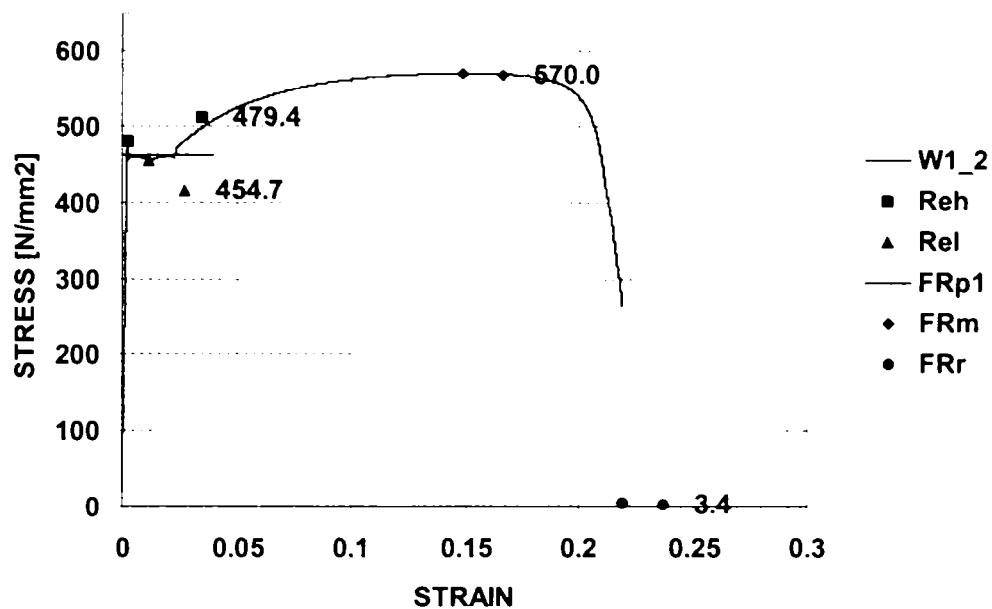


Figura A2.28 Relatia σ - ϵ pentru materialul de depozit W1_2

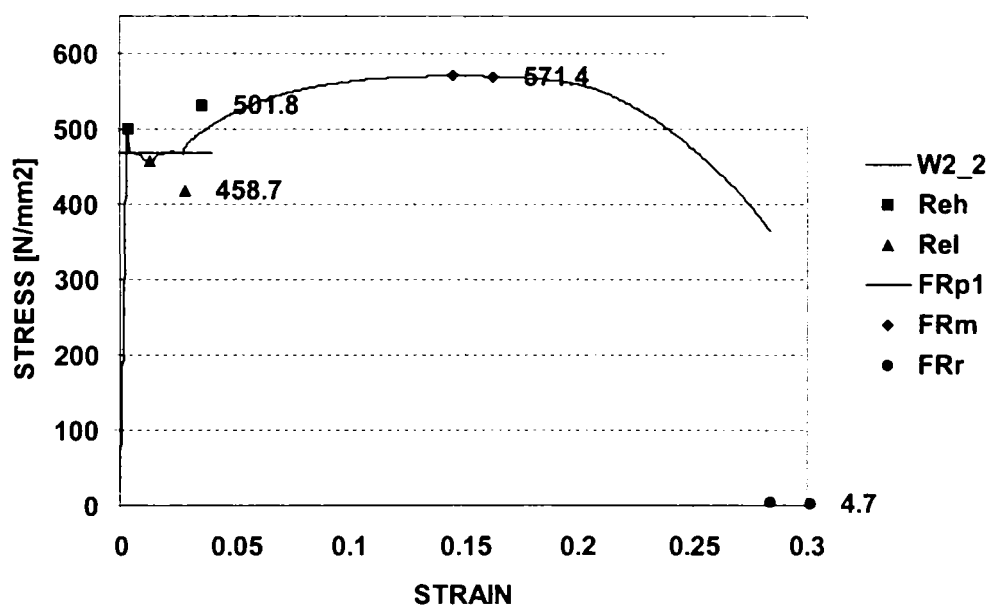


Figura A2.29 Relatia σ - ϵ pentru materialul de depozit W2_2

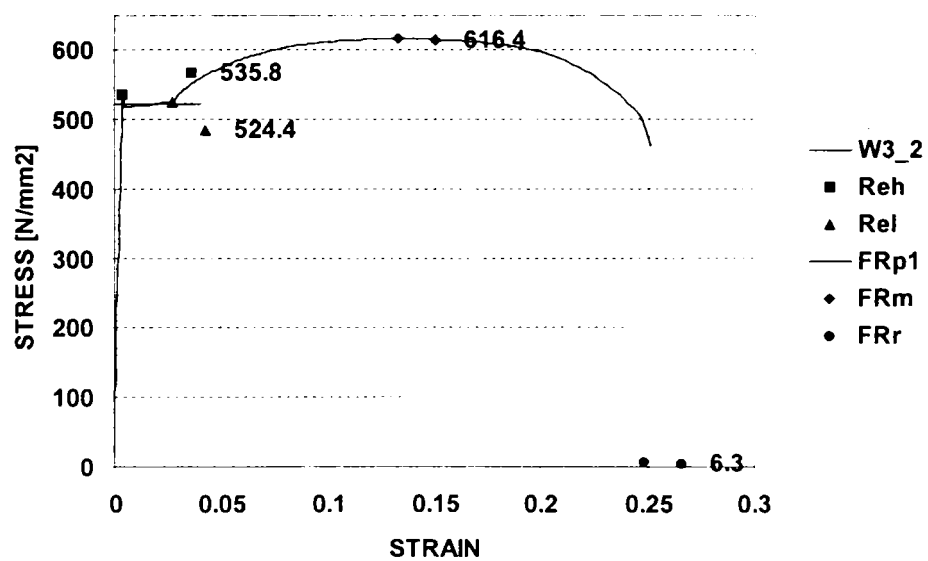


Figura A2.30 Relatia σ - ϵ pentru materialul de depozit W3_2

C. Influența materialului de bază pentru TTM și W

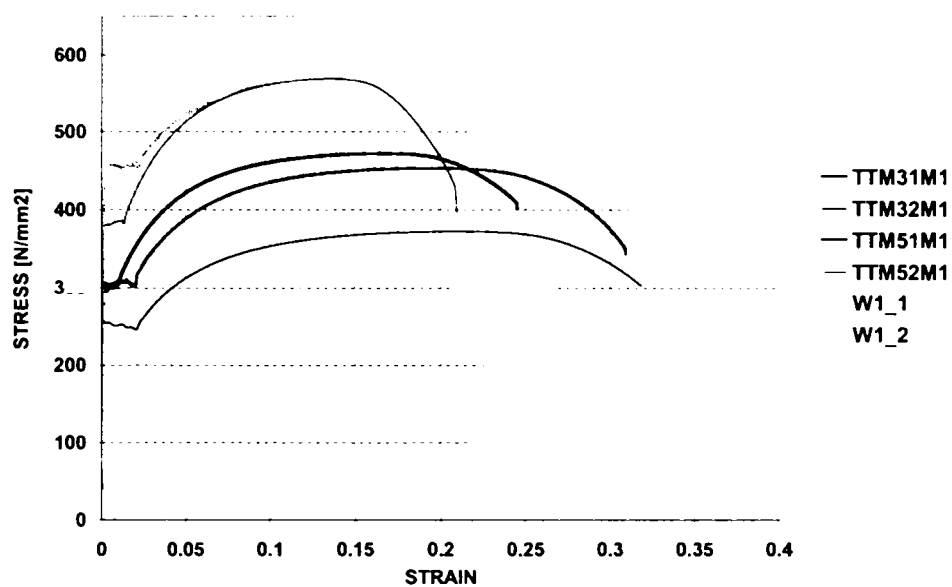


Figura A2.31 Influența materialului, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

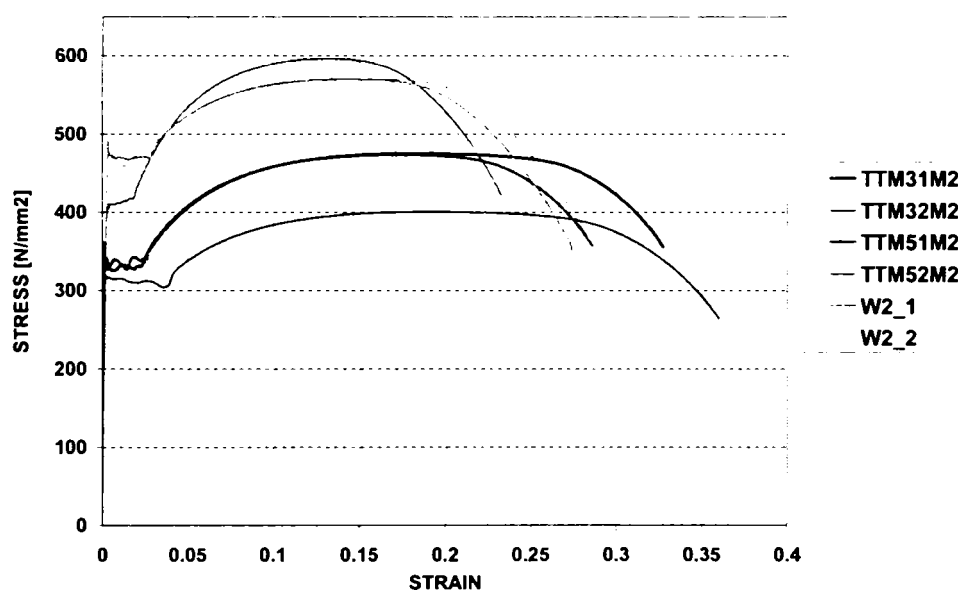


Figura A2.32 Influența materialului, $\dot{\epsilon}_2 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

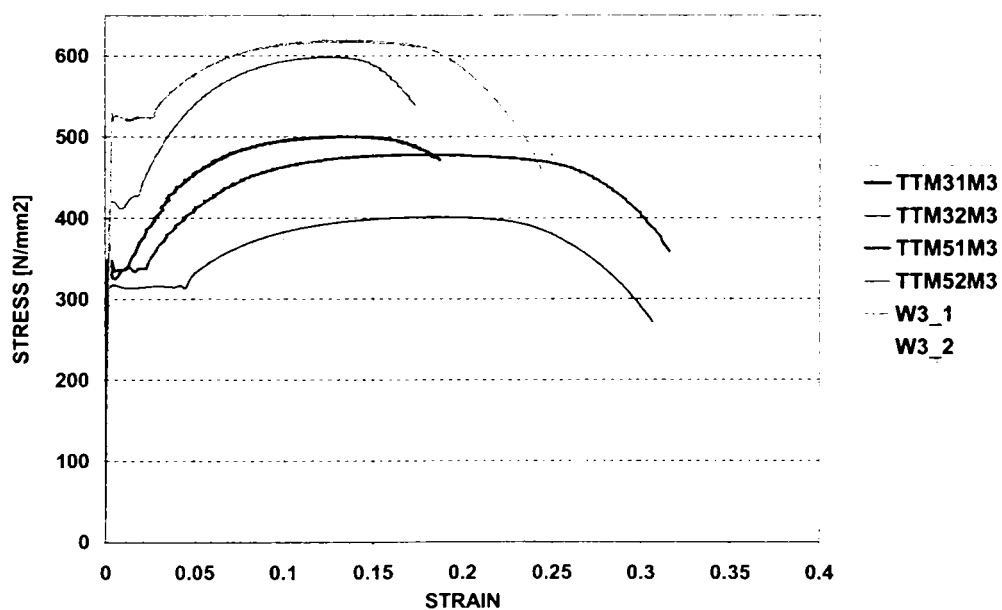


Figura A2.33 Influența materialului, $\dot{\epsilon}_3 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

D. Influenta vitezei de încărcare pentru TTM și W

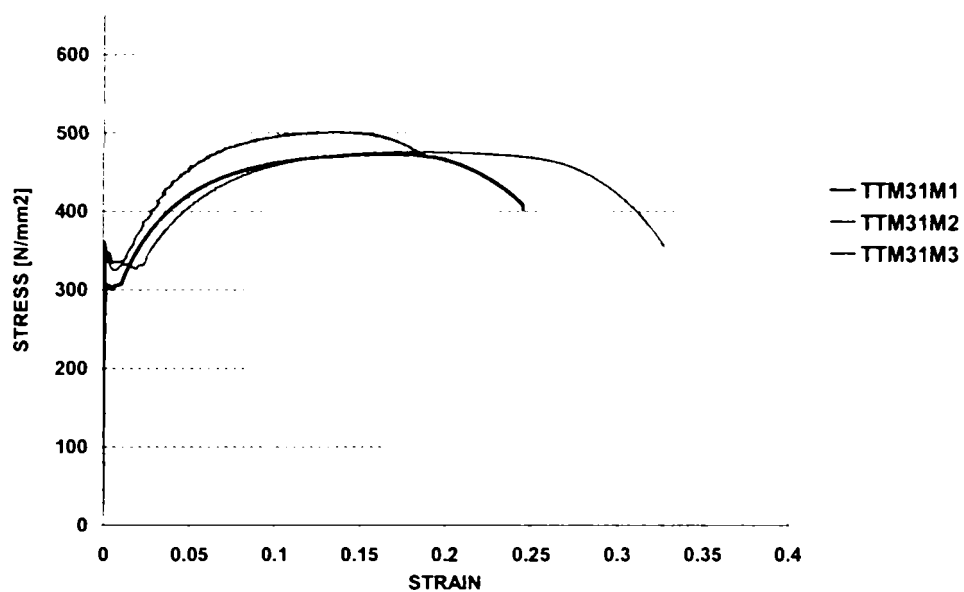


Figura A2.34 Influenta vitezei de incarcare, TTM31M

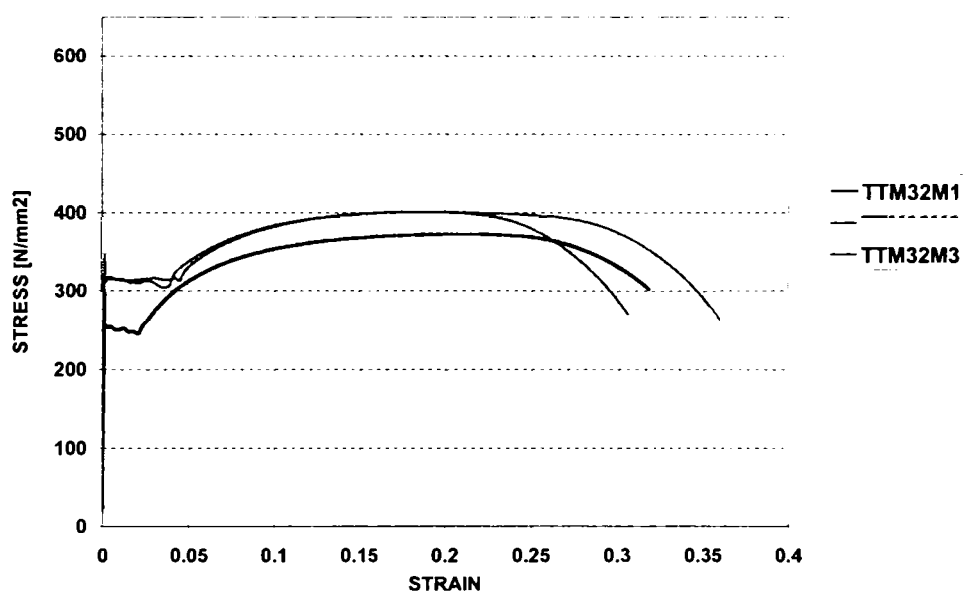


Figura A2.35 Influenta vitezei de incarcare, TTM32M

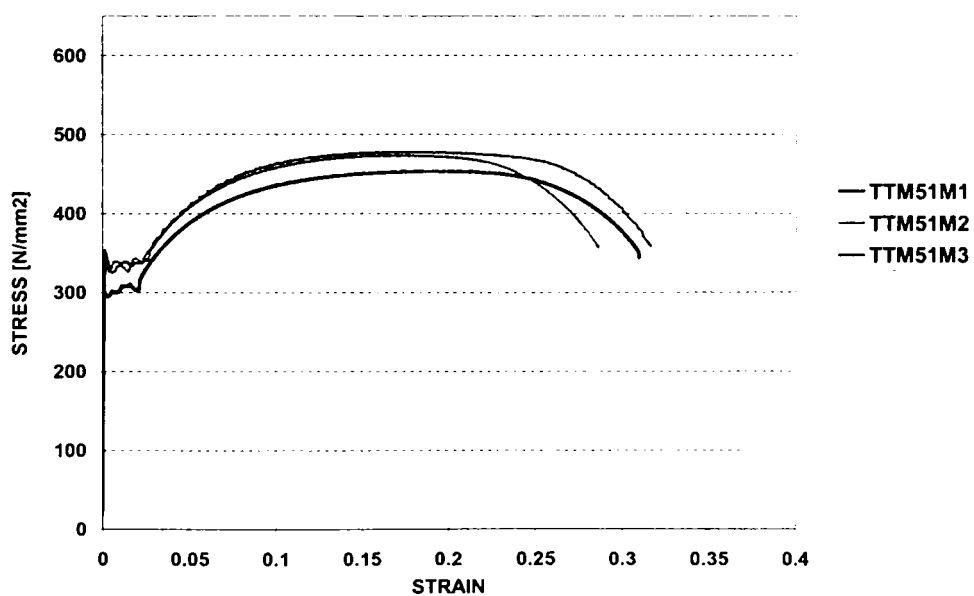


Figura A2.36 Influenta vitezei de incarcare, TTM51M

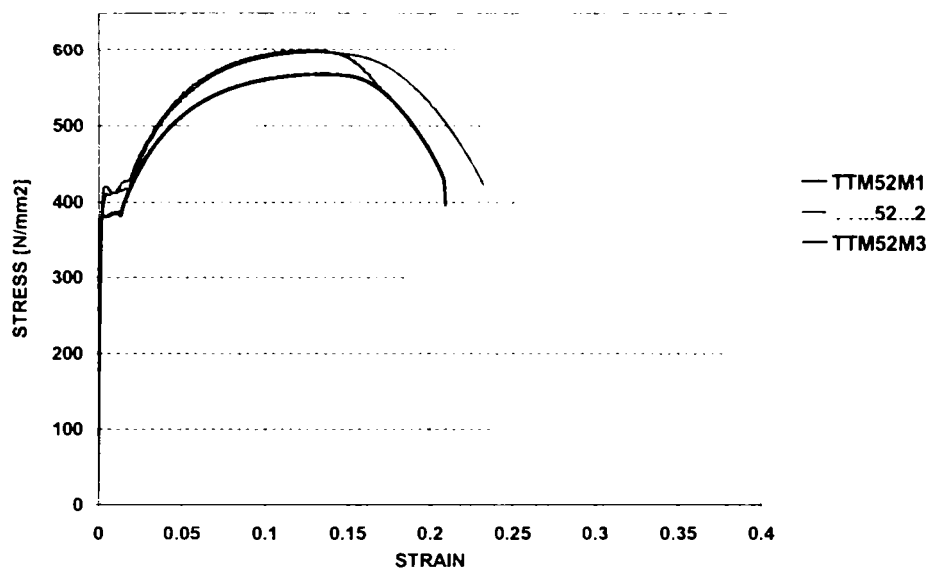


Figura A2.37 Influenta vitezei de incarcare, TTM52M

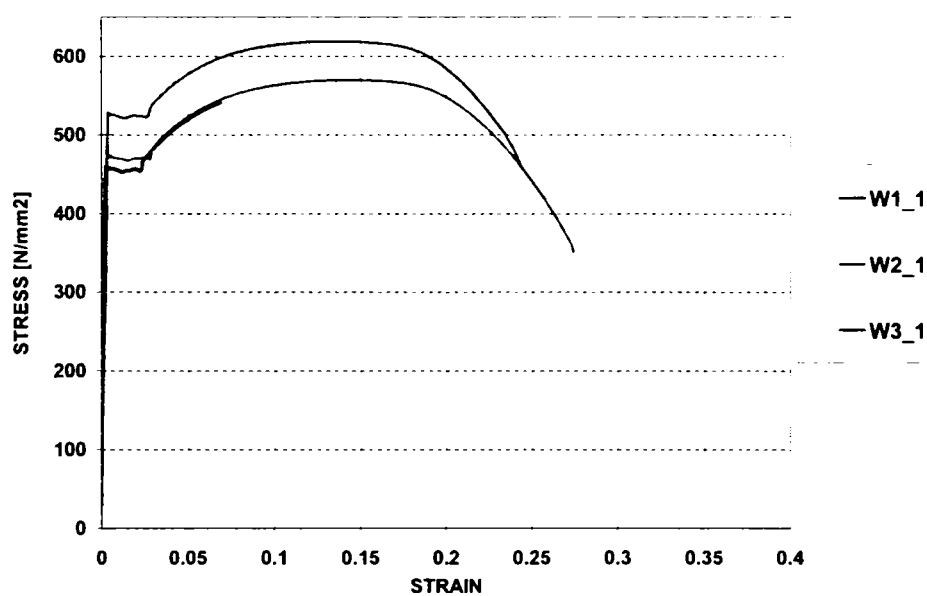


Figura A2.38 Influenta vitezei de incarcare, W_1

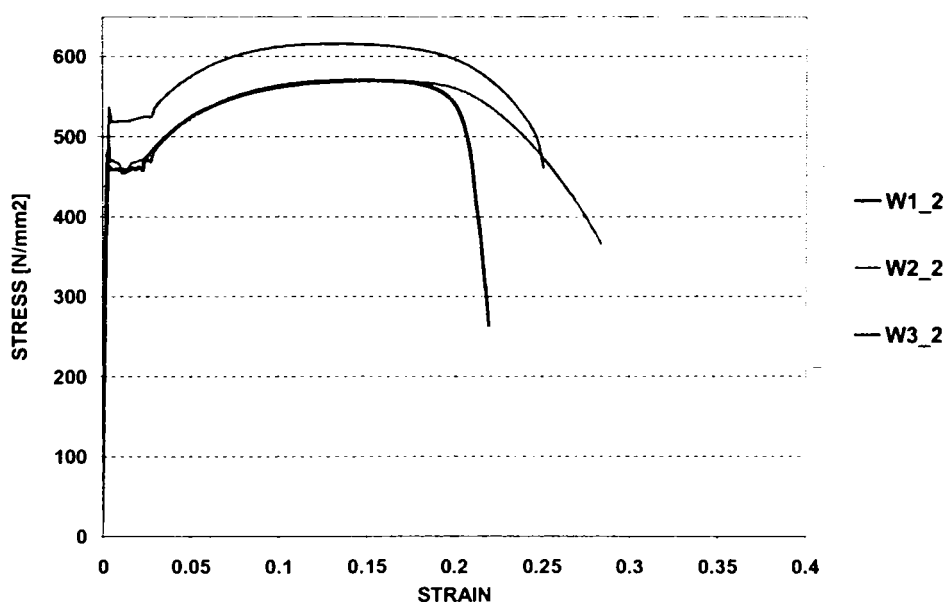


Figura A2.39 Influenta vitezei de incarcare, W_2

A2.5 Influenta materialului de bază la incercările pe epruvete sudate TTW

A. Încercări monotone pe epruvete sudate

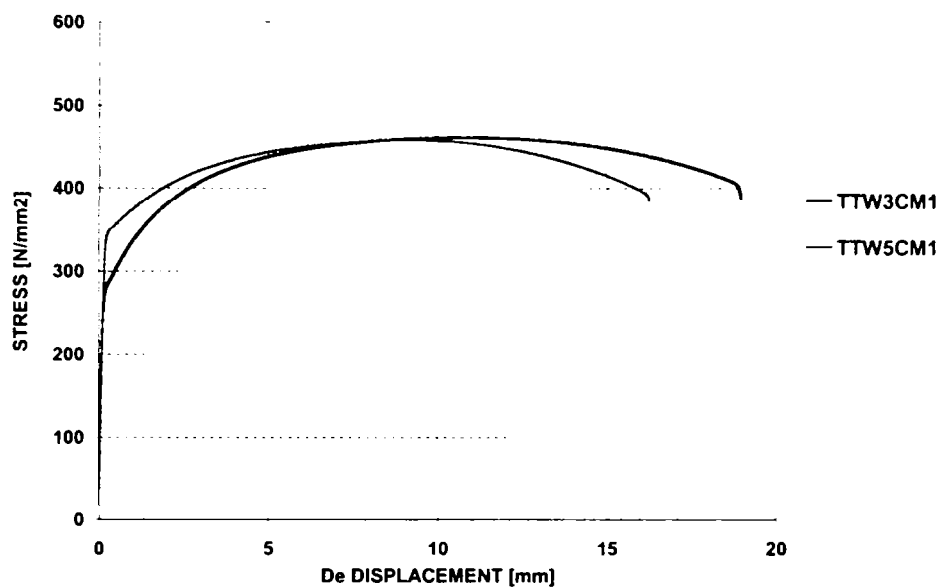


Figura A2.40 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

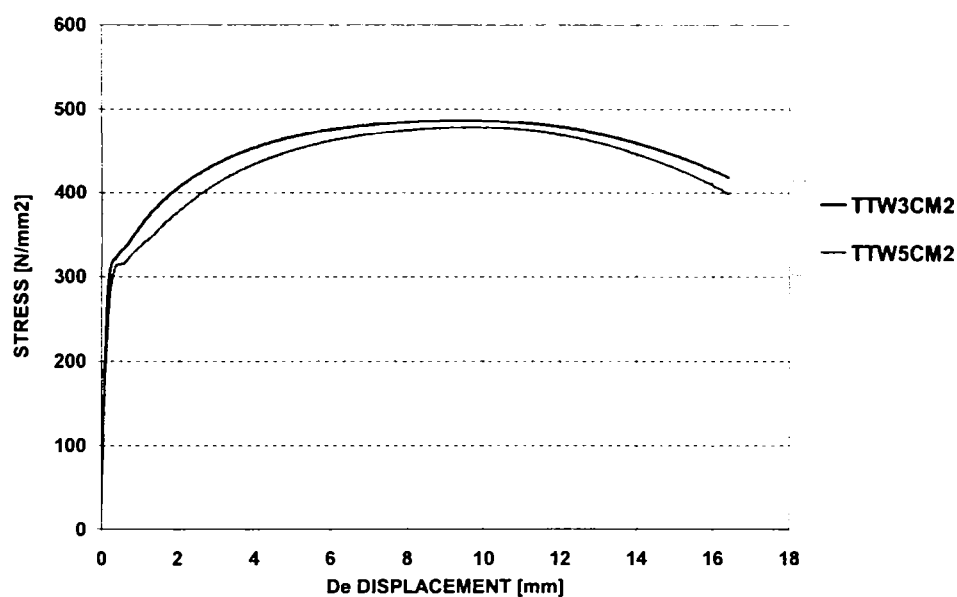


Figura A2.41 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

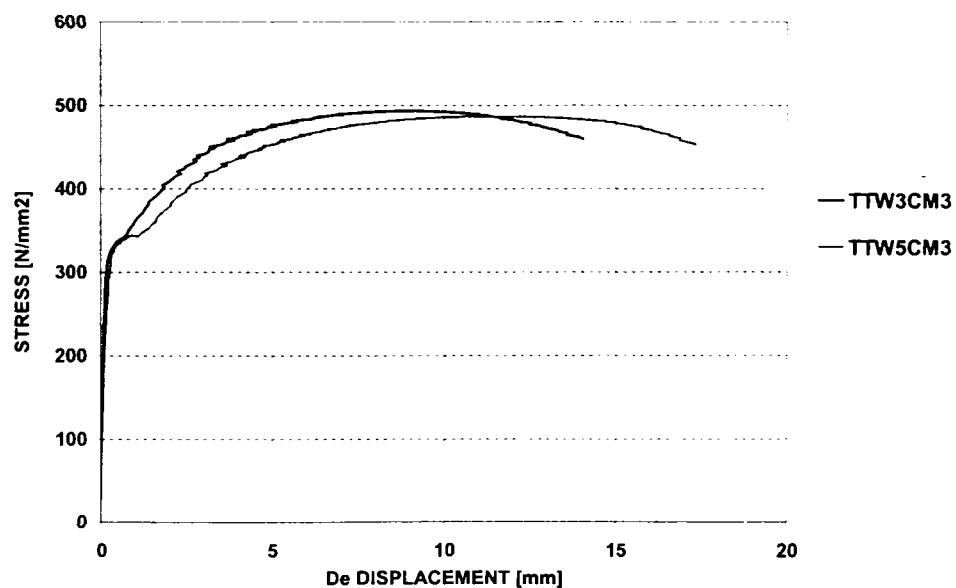


Figura A2.42 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

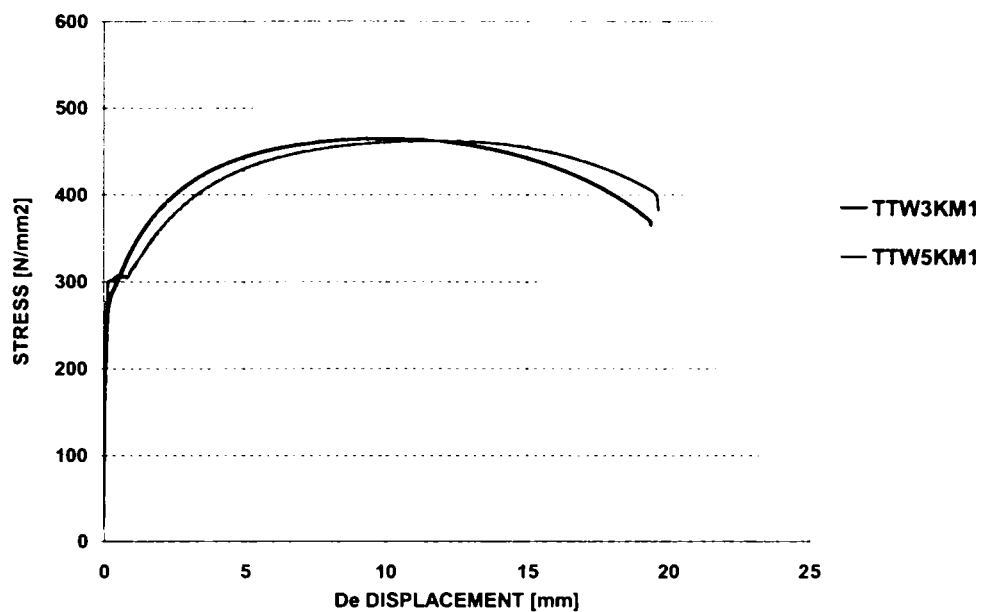


Figura A2.43 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

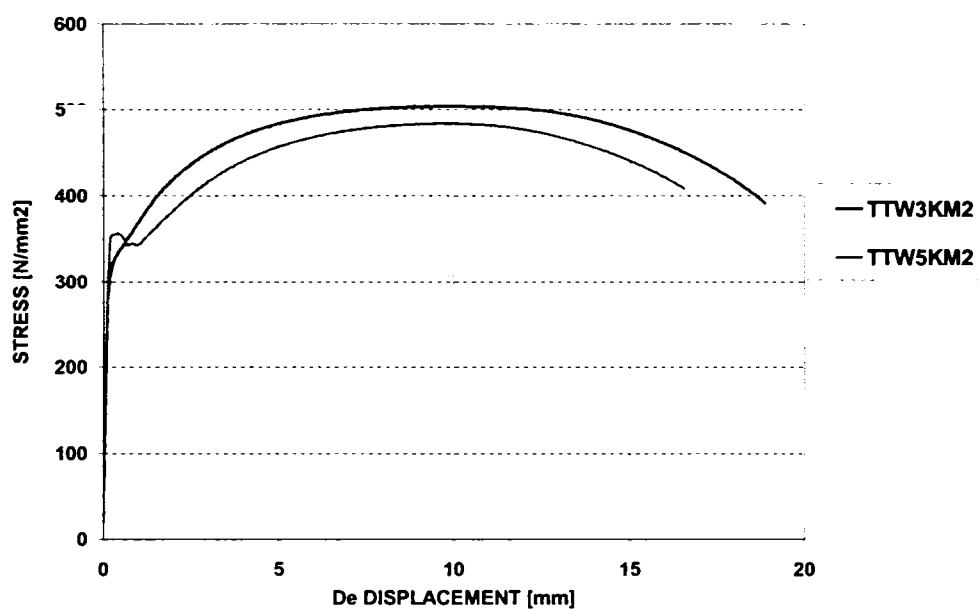


Figura A2.44 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

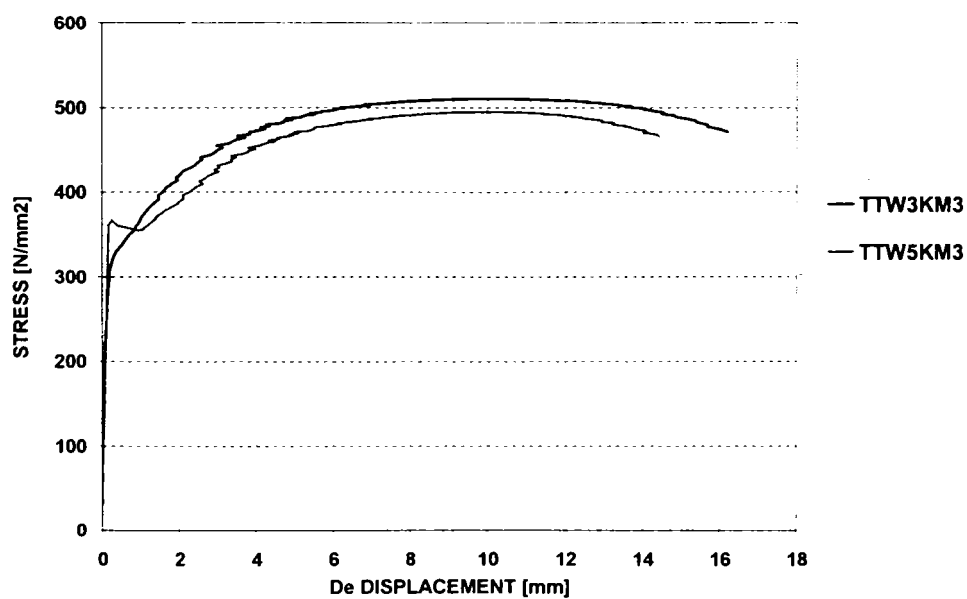


Figura A2.45 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

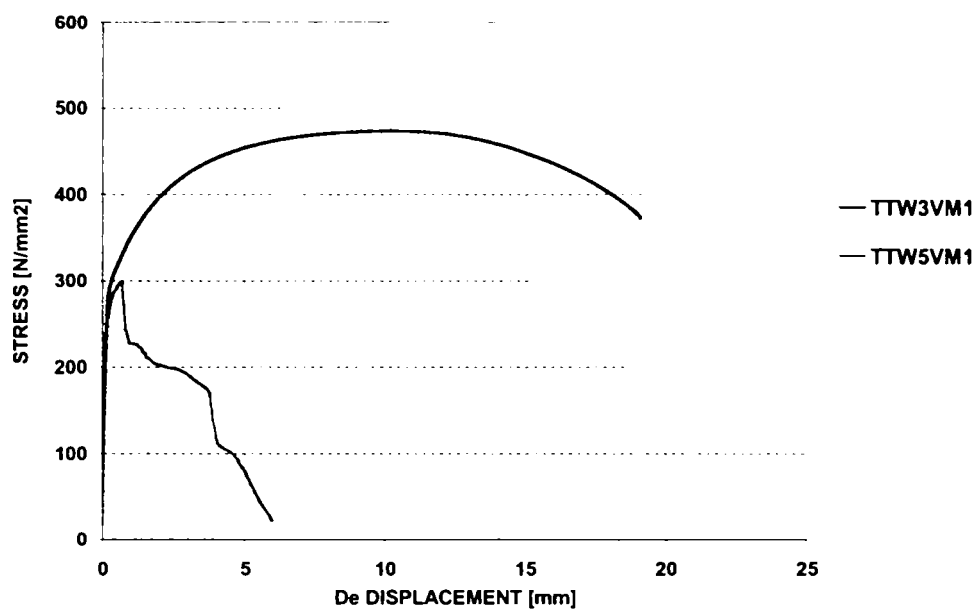


Figura A2.46 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

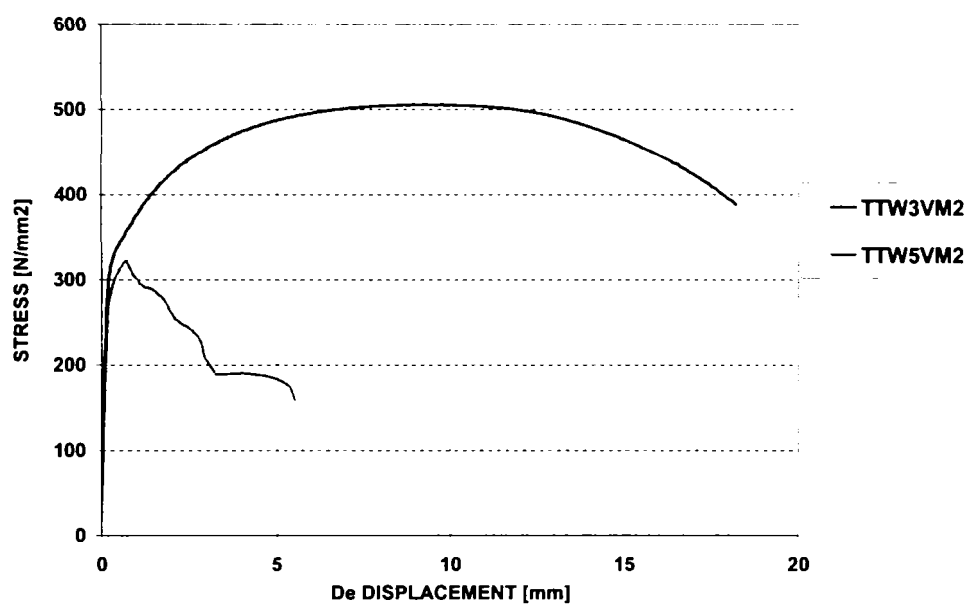


Figura A2.47 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

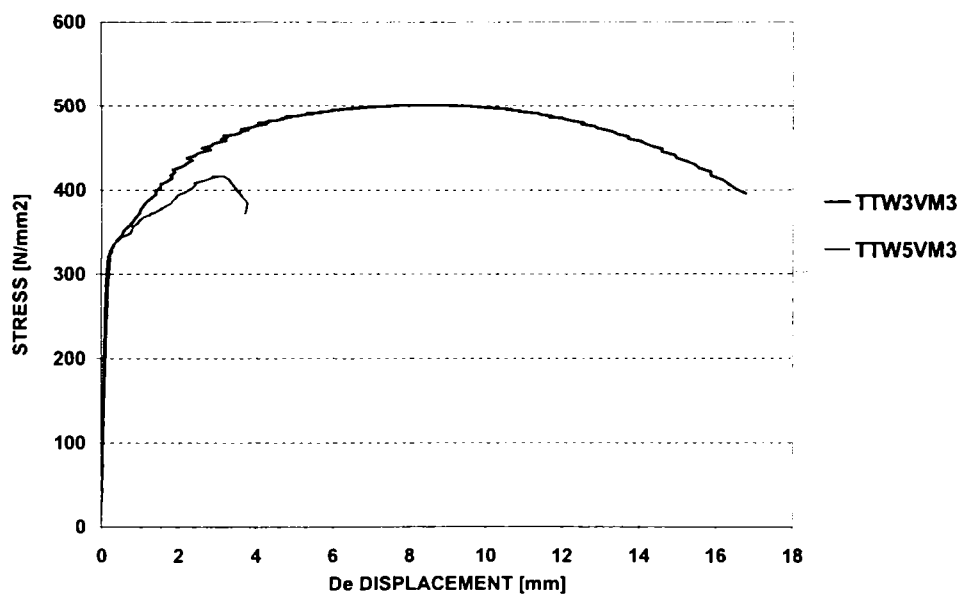


Figura A2.48 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

B. Încercări ciclice pe epruvete sudate

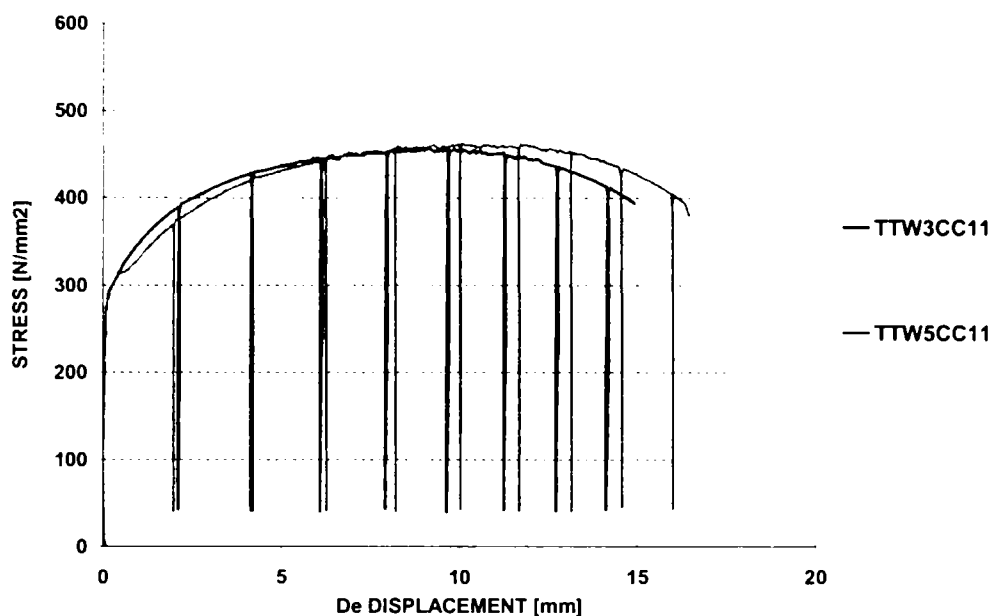


Figura A2.49 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

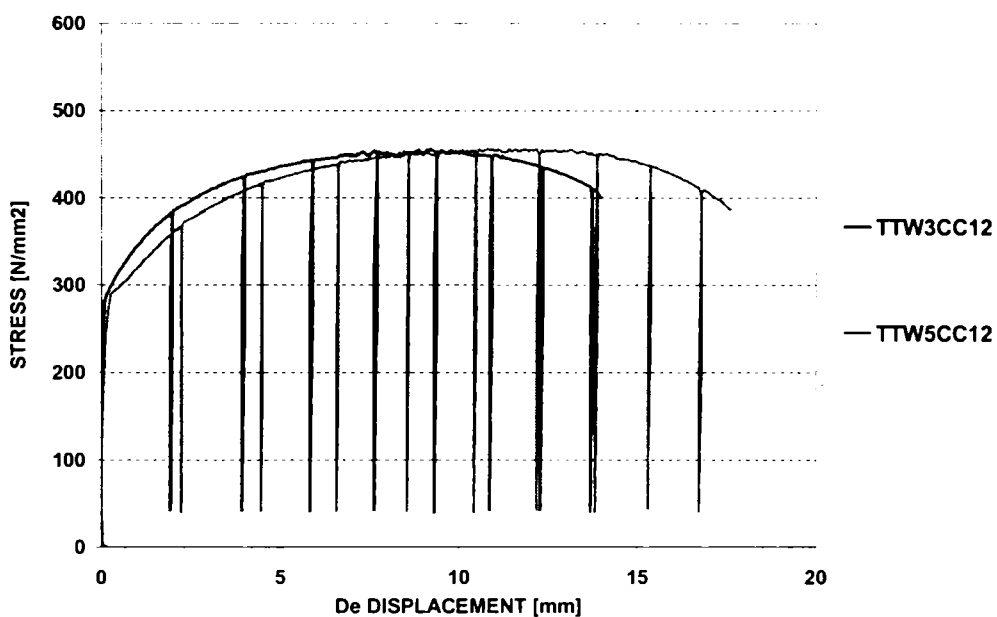


Figura A2.50 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

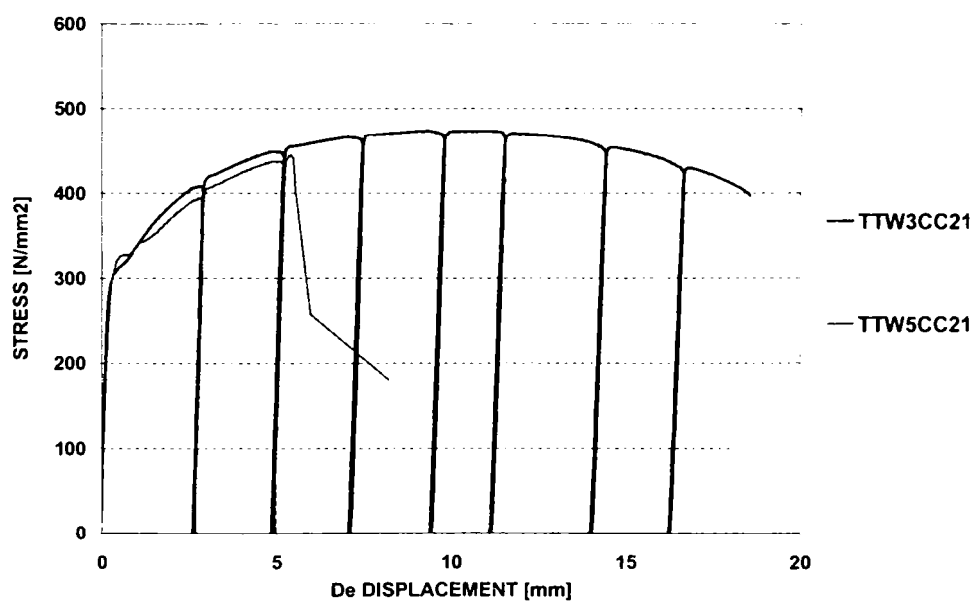


Figura A2.51 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

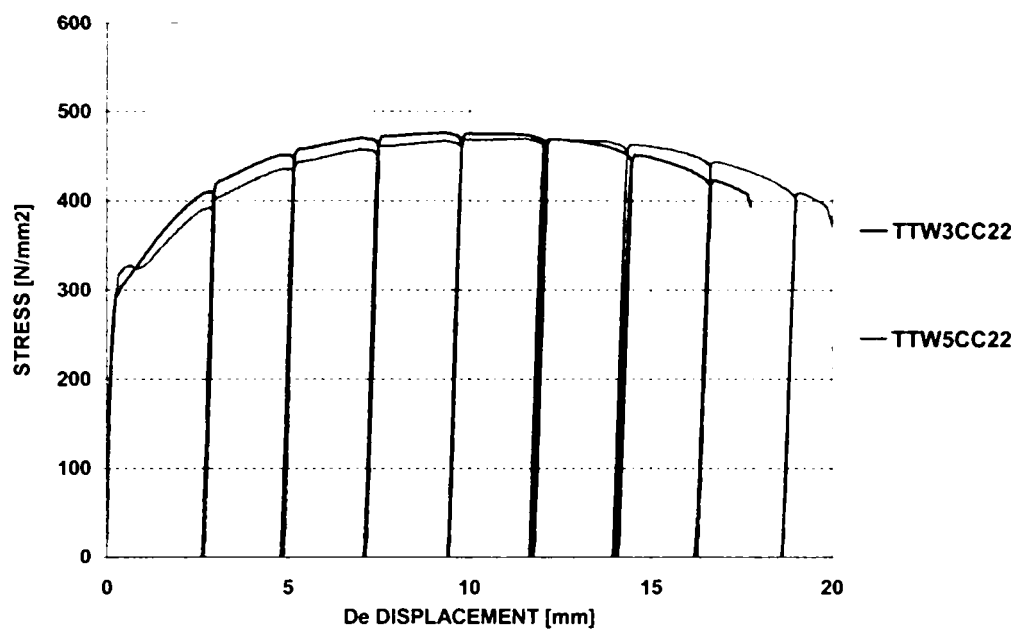


Figura A2.52 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

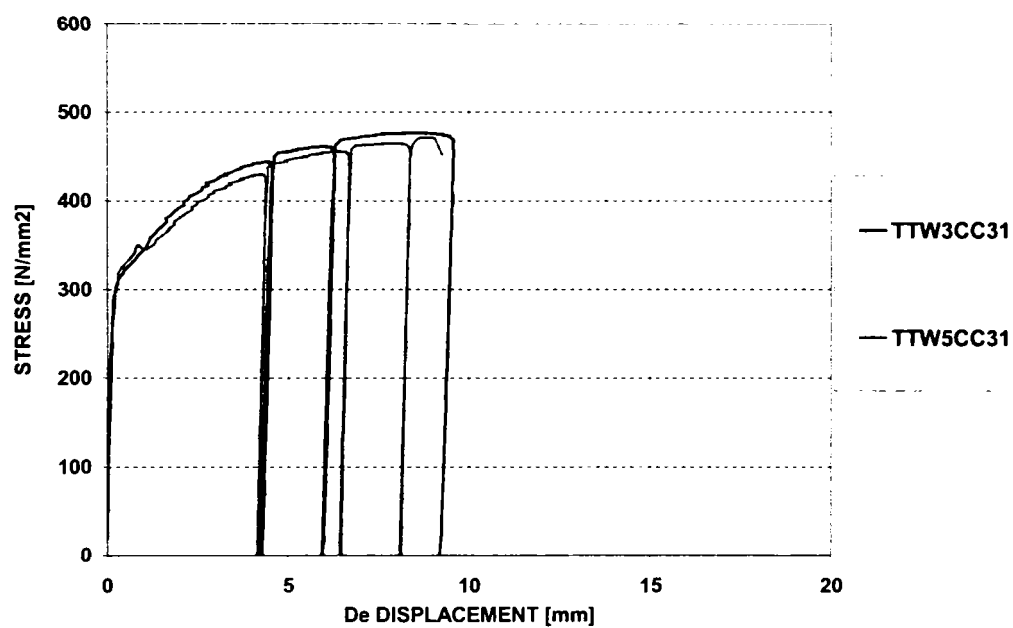


Figura A2.53 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

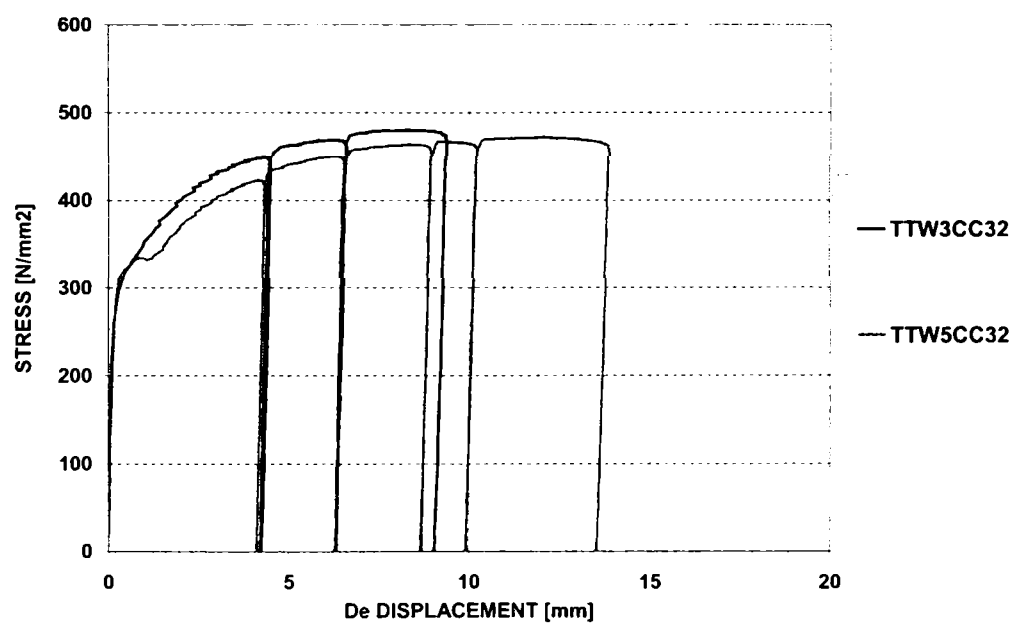


Figura A2.54 Influenta materialului de baza, sudura de colt, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

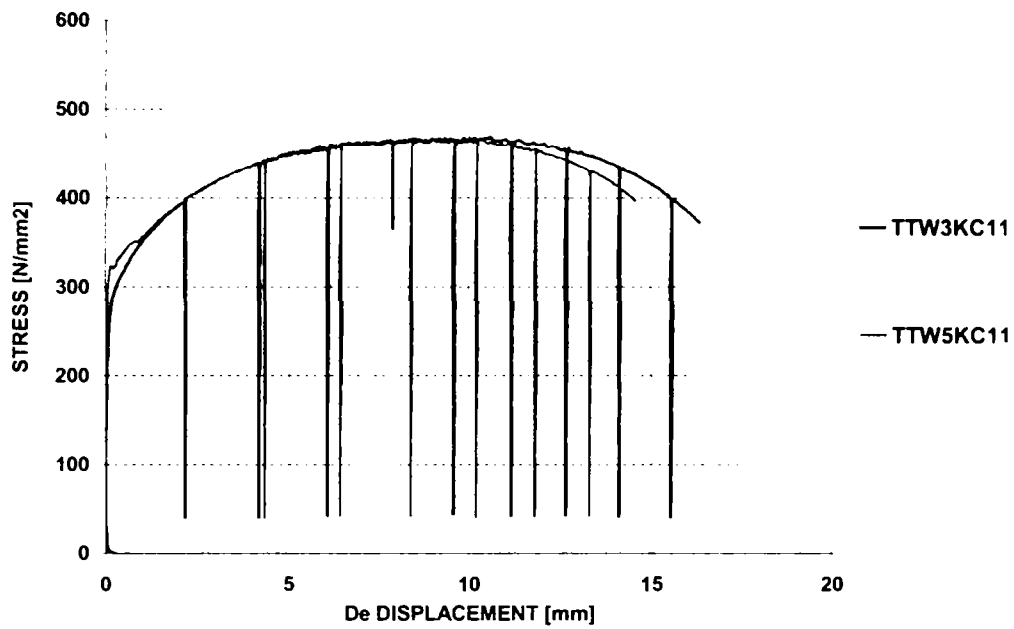


Figura A2.55 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

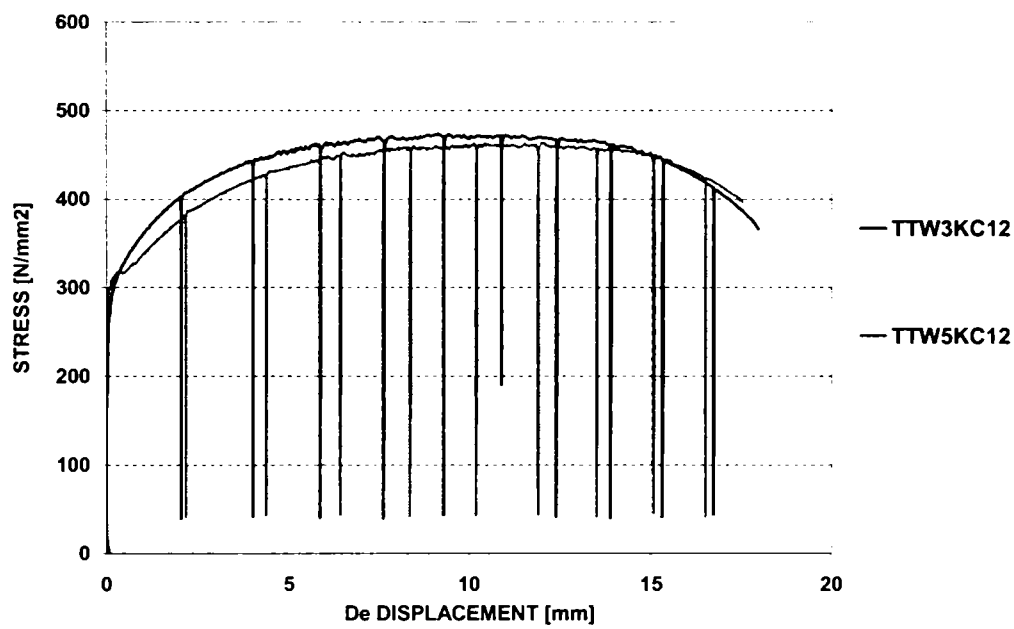


Figura A2.56 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

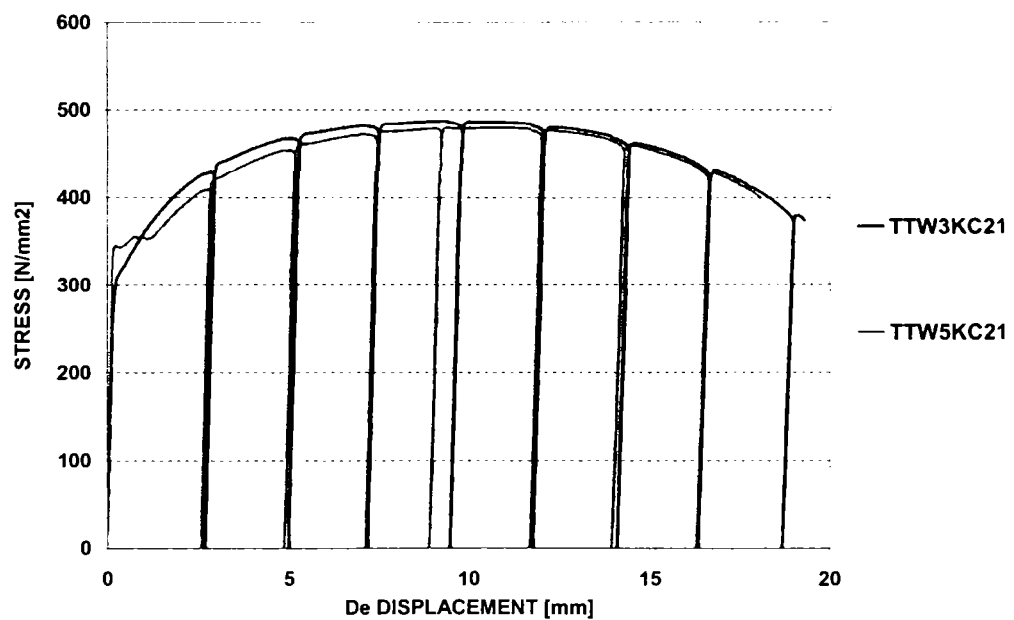


Figura A2.57 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

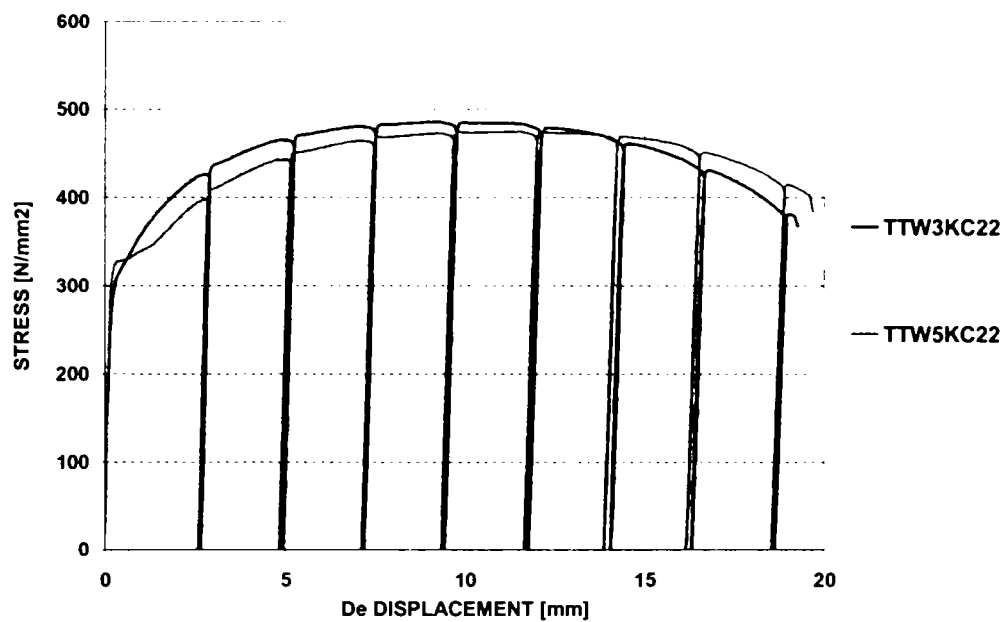


Figura A2.58 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

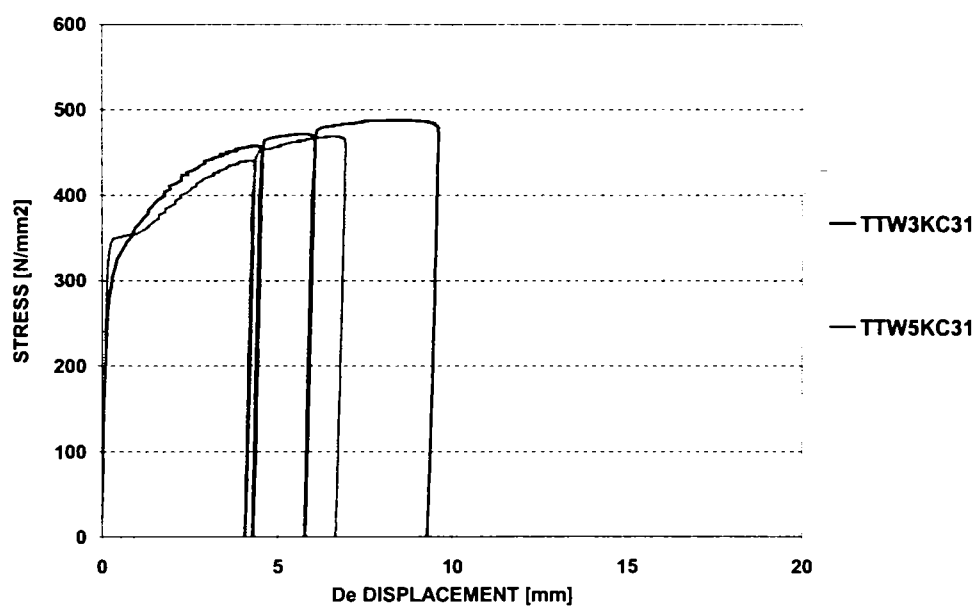


Figura A2.59 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

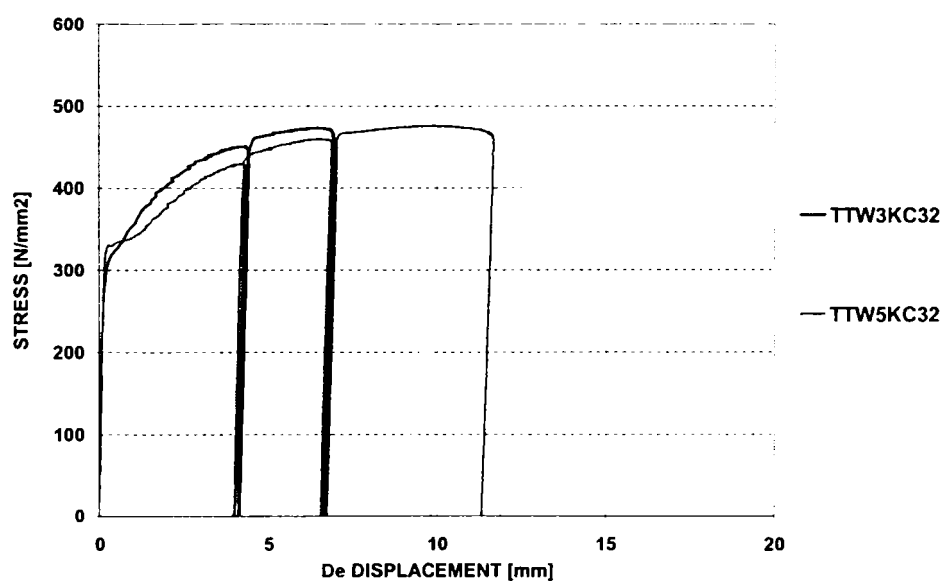


Figura A2.60 Influenta materialului de baza, sudura in K, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

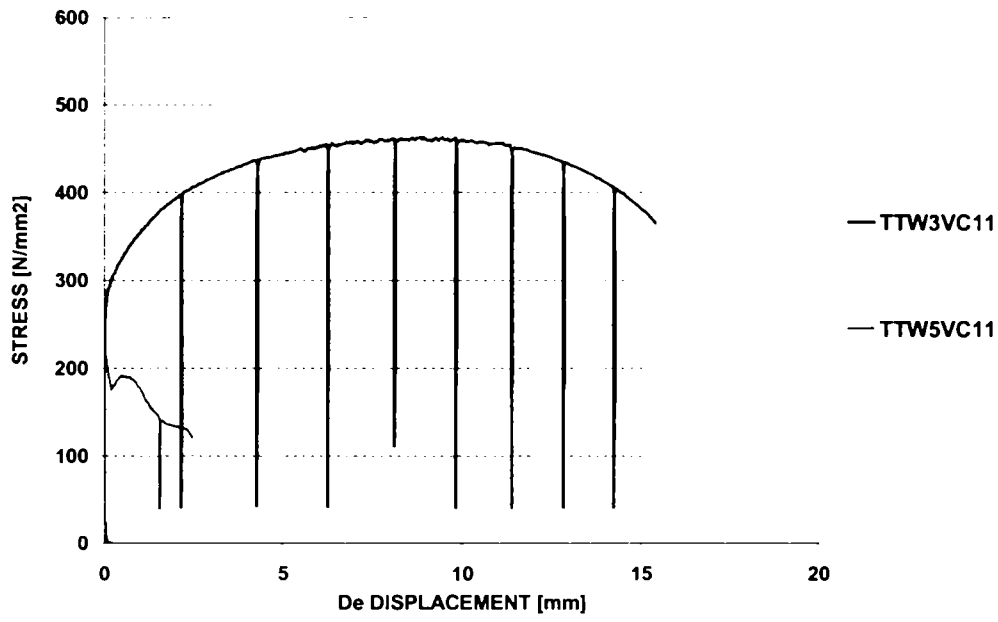


Figura A2.61 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

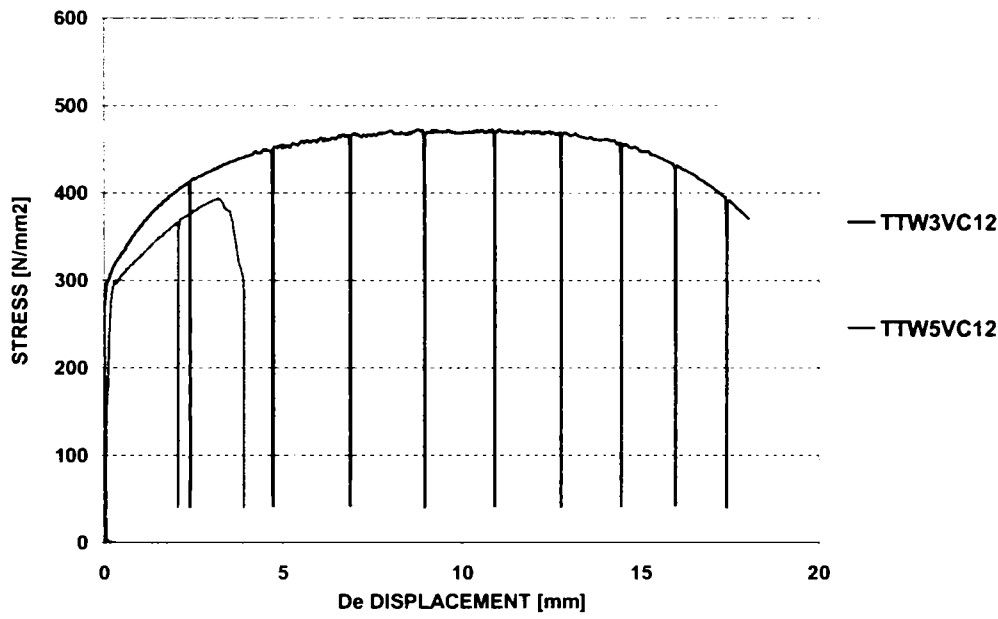


Figura A2.62 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

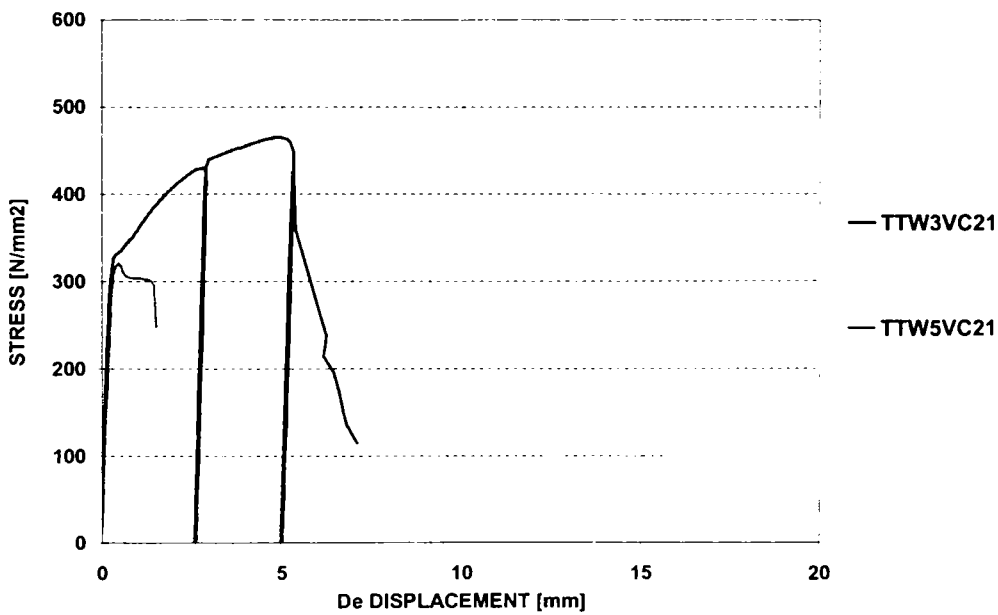


Figura A2.63 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

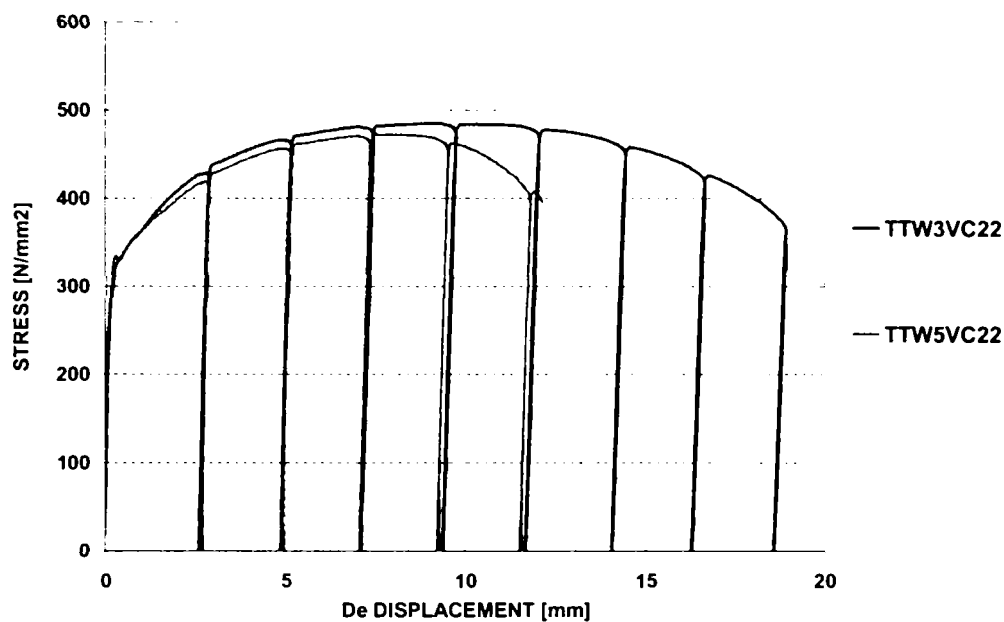


Figura A2.64 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

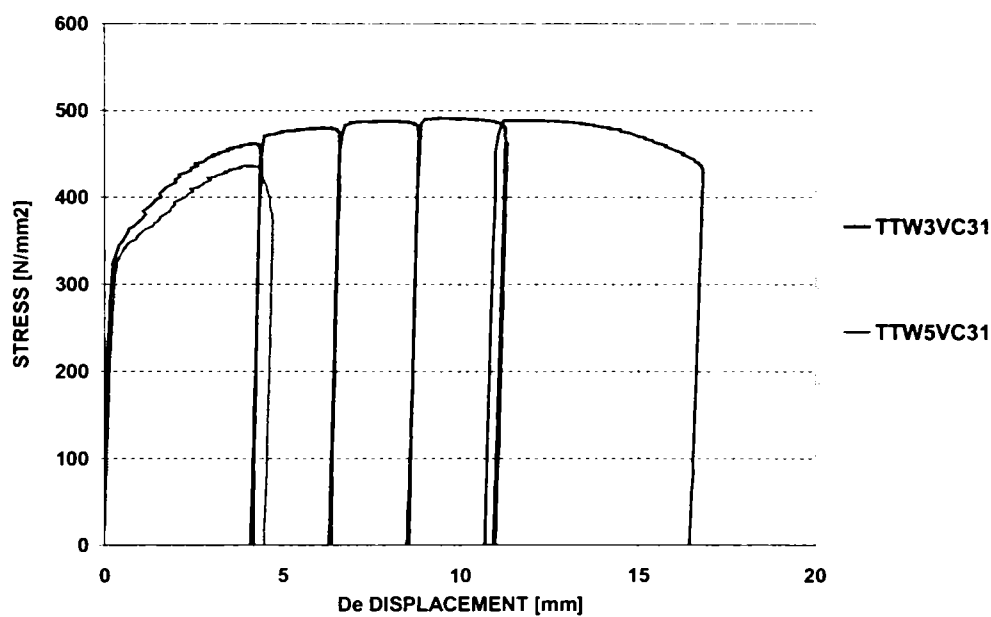


Figura A2.65 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

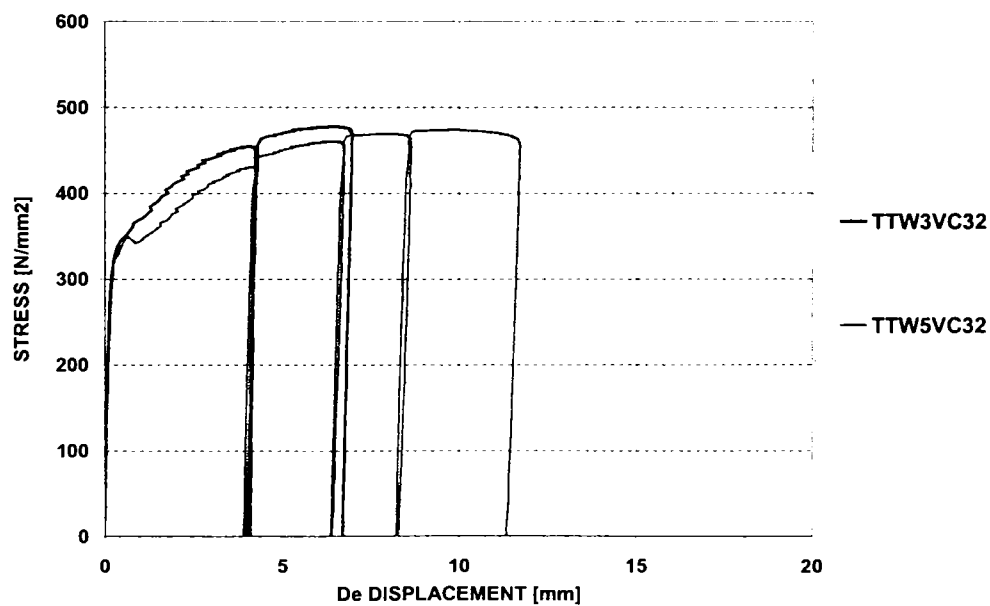


Figura A2.66 Influenta materialului de baza, sudura in 1/2V, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

A2.6 Influența vitezei de încărcare la încercările pe epruvete sudate TTW

A. Încercări monotone pe epruvete sudate

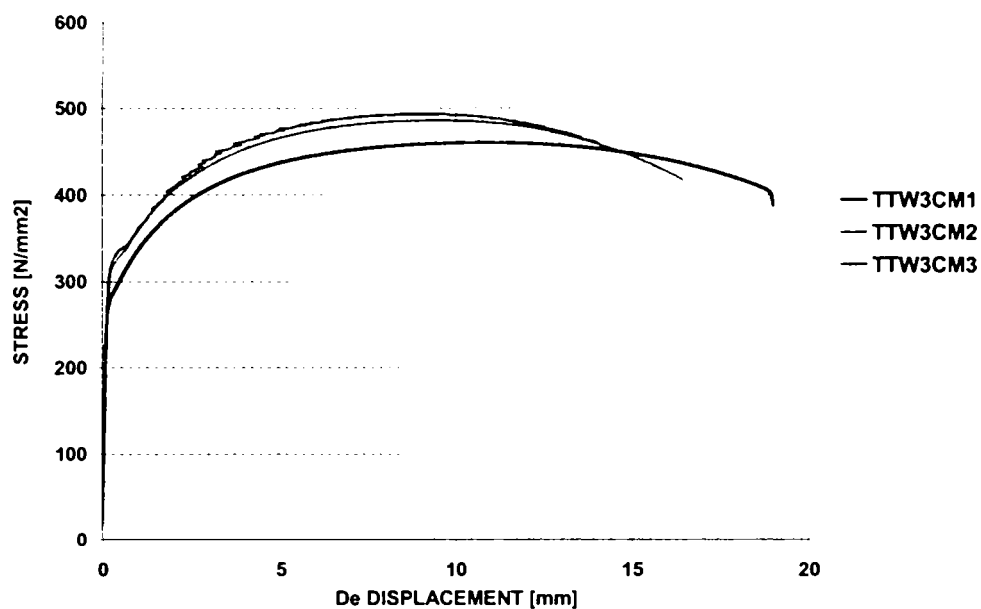


Figura A2.67 Influența vitezei de încărcare, sudura de colt, OL37

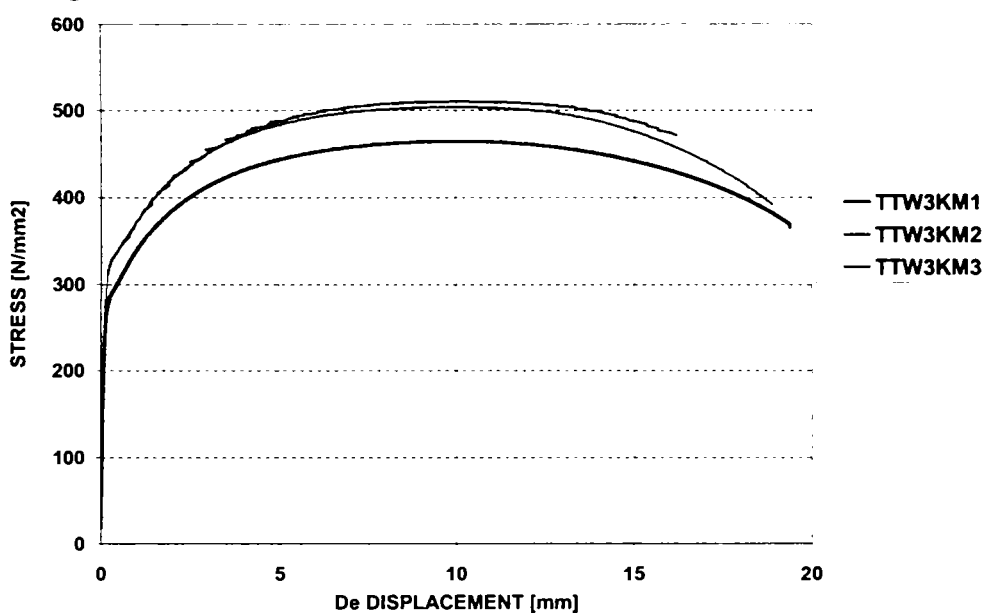


Figura A2.68 Influența vitezei de încărcare, sudura in K, OL37

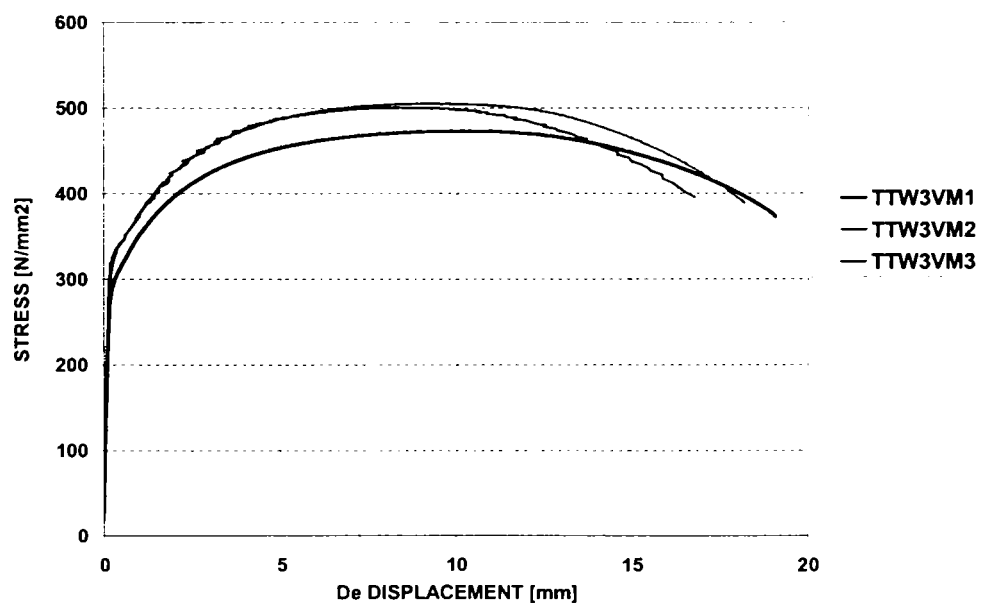


Figura A2.69 Influența vitezei de încărcare, sudura in 1/2V, OL37

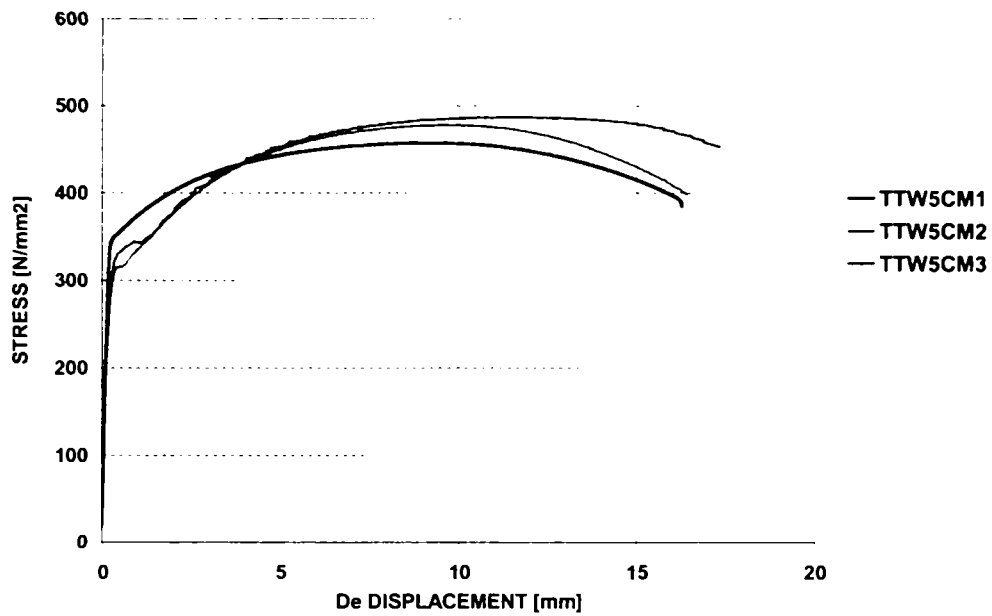


Figura A2.70 Influența vitezei de încărcare, sudura de colt, OL52

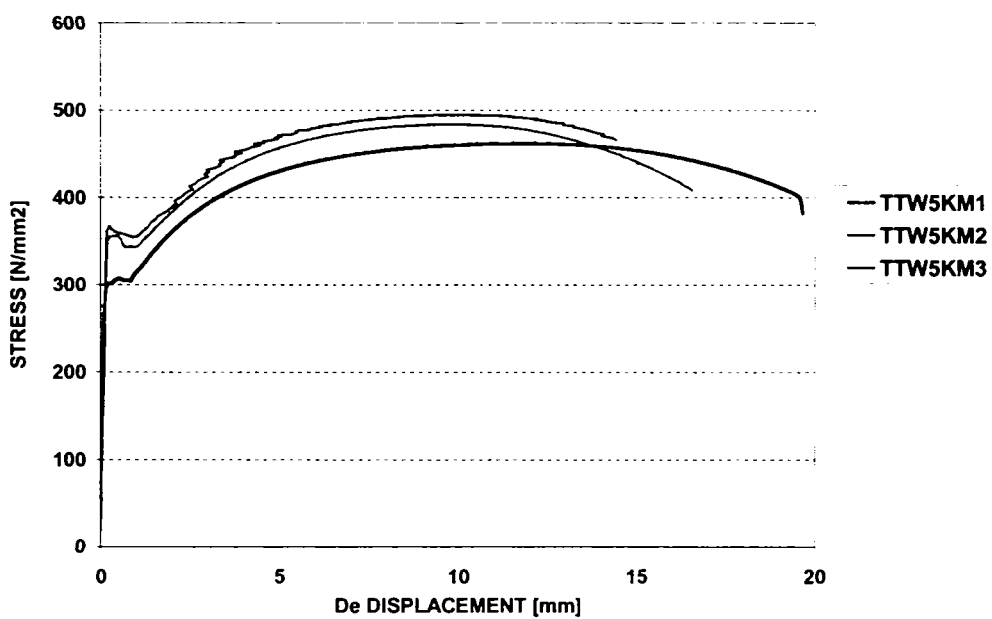


Figura A2.71 Influența vitezei de încărcare, sudura in K, OL52

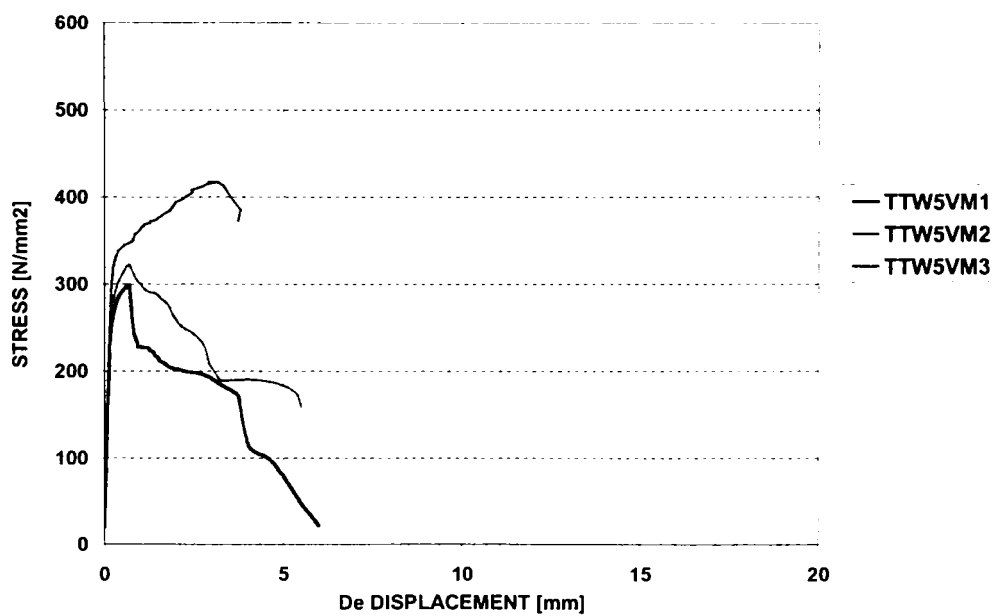


Figura A2.72 Influența vitezei de încărcare, sudura in 1/2V, OL52

B. Încercări ciclice pe epruvete sudate

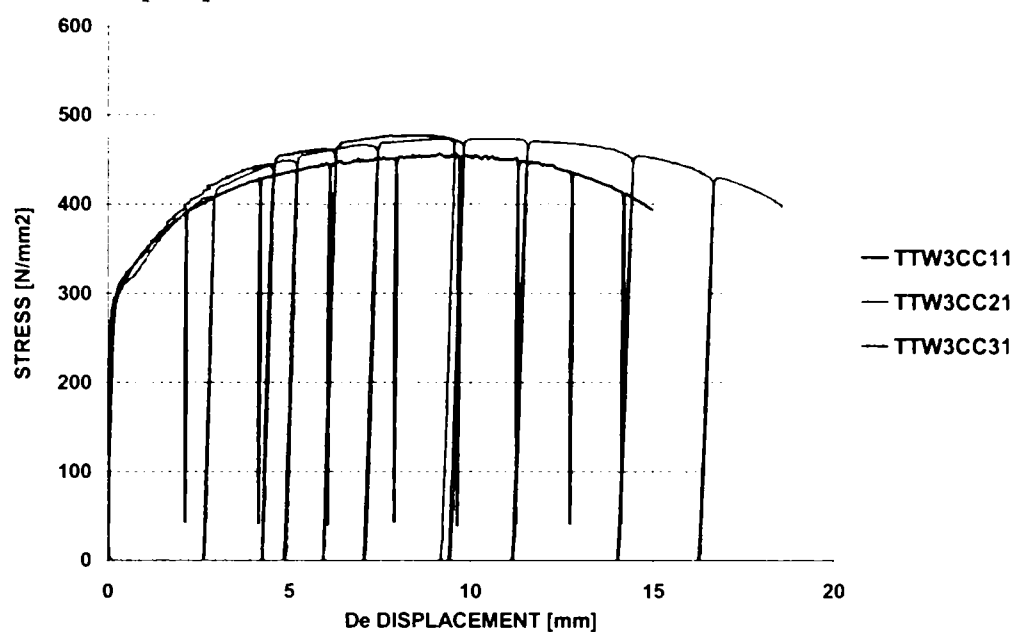


Figura A2.73 Influența vitezei de încărcare, sudura de colt, OL37

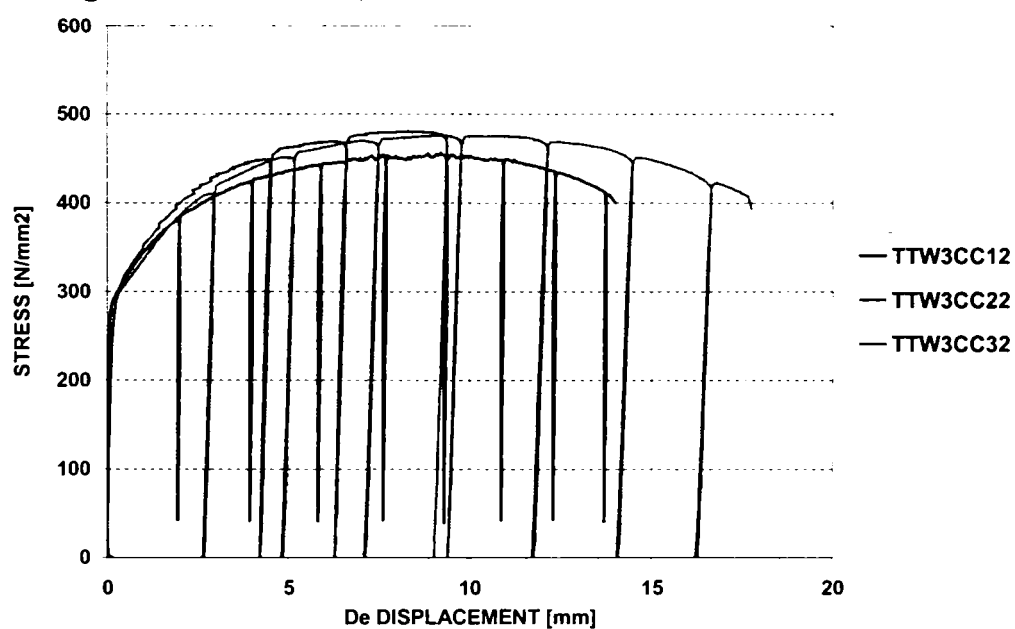


Figura A2.74 Influența vitezei de încărcare, sudura de colt, OL37

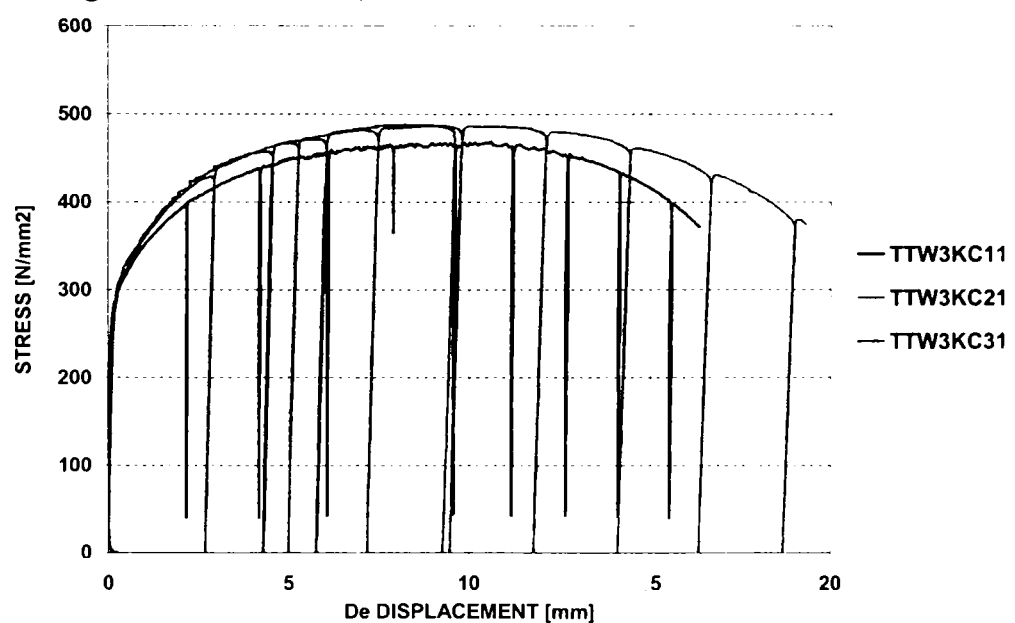


Figura A2.75 Influența vitezei de încărcare, sudura in K, OL37

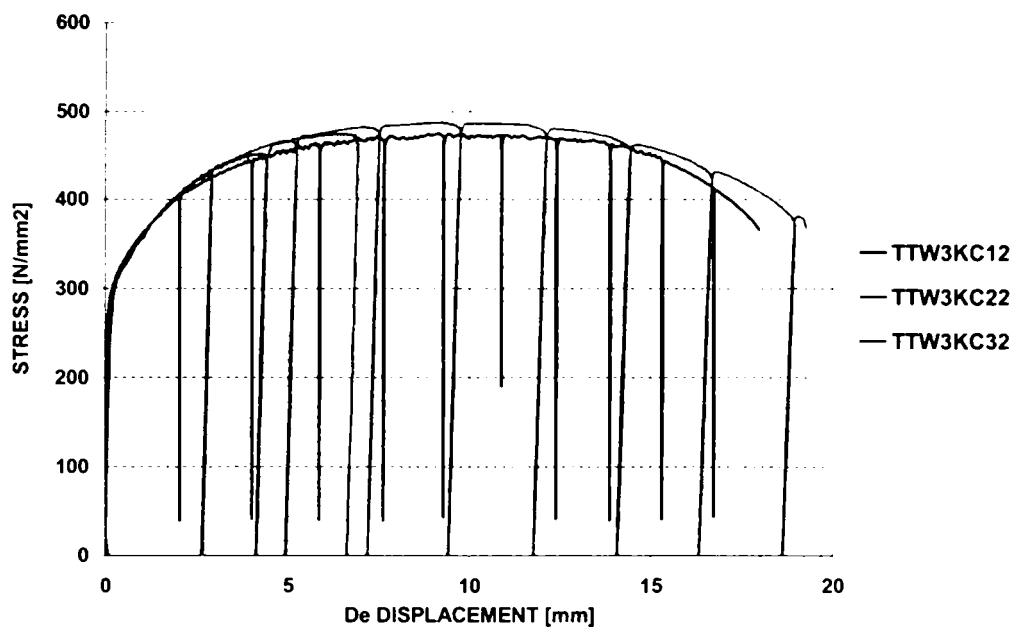


Figura A2.76 Influența vitezei de încărcare, sudura in K, OL37

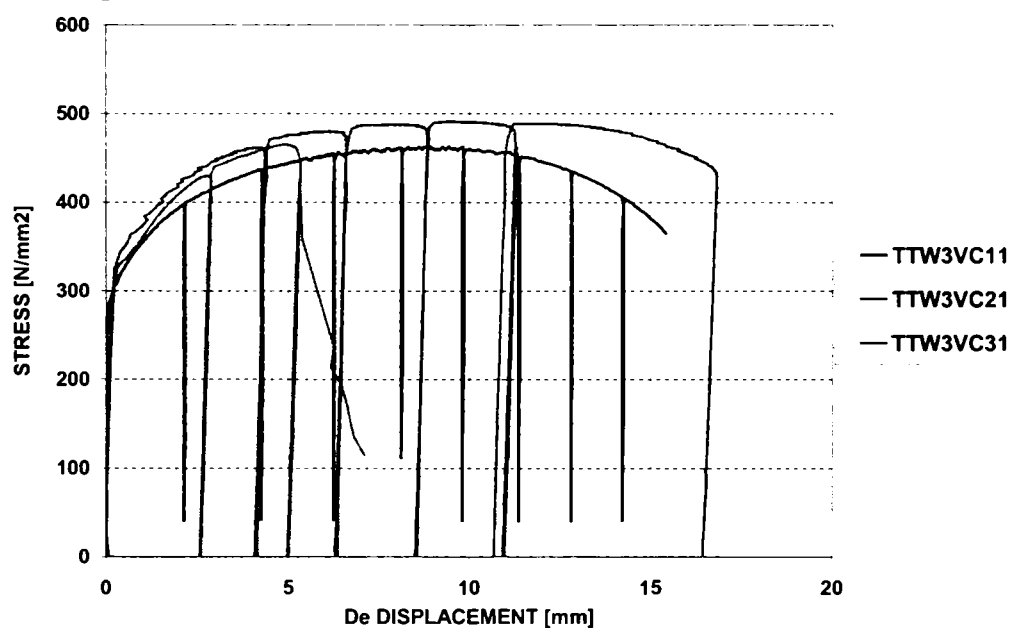


Figura A2.77 Influența vitezei de încărcare, sudura in 1/2V, OL37

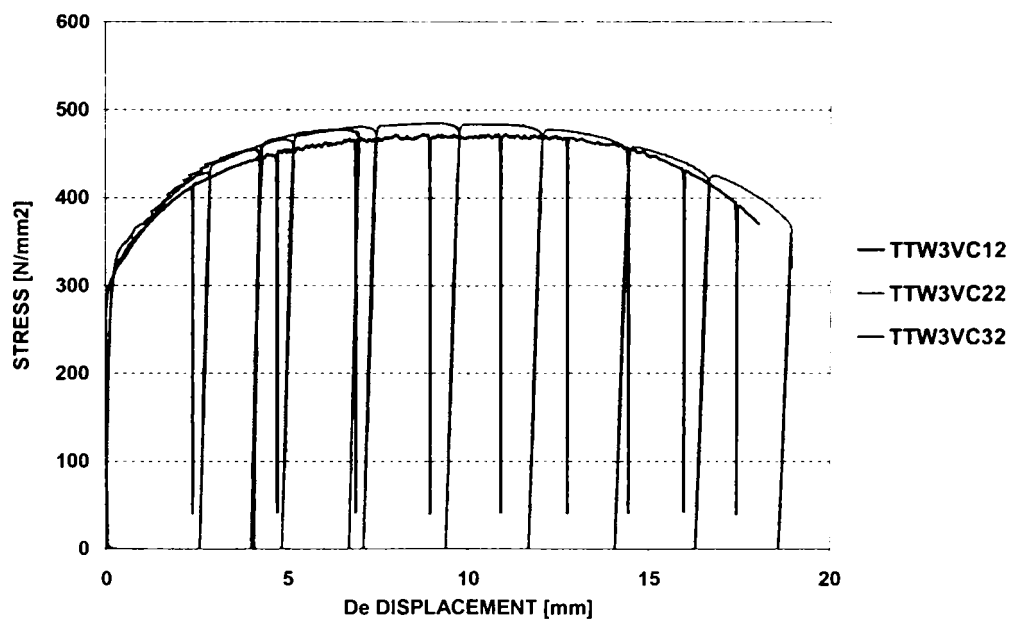


Figura A2.78 Influența vitezei de încărcare, sudura in 1/2V, OL37

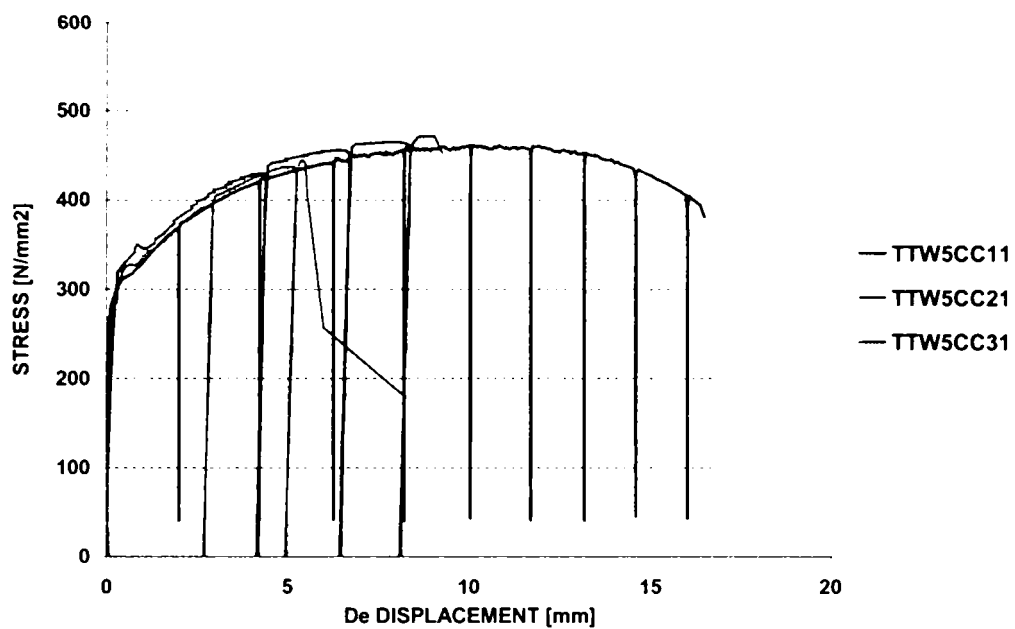


Figura A2.79 Influența vitezei de încărcare, sudura de colt, OL52

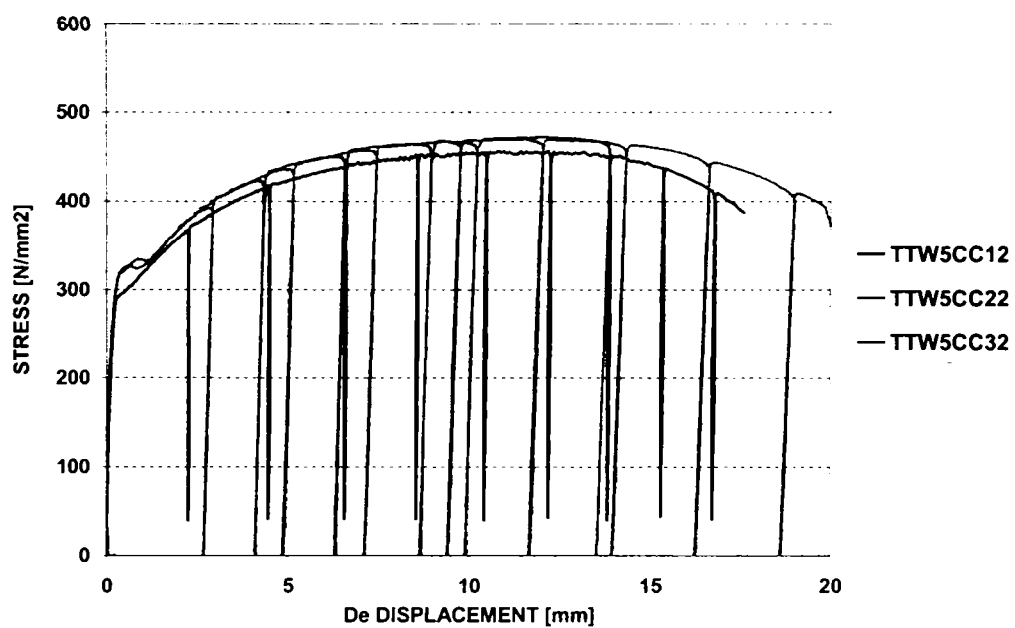


Figura A2.80 Influența vitezei de încărcare, sudura de colt, OL52

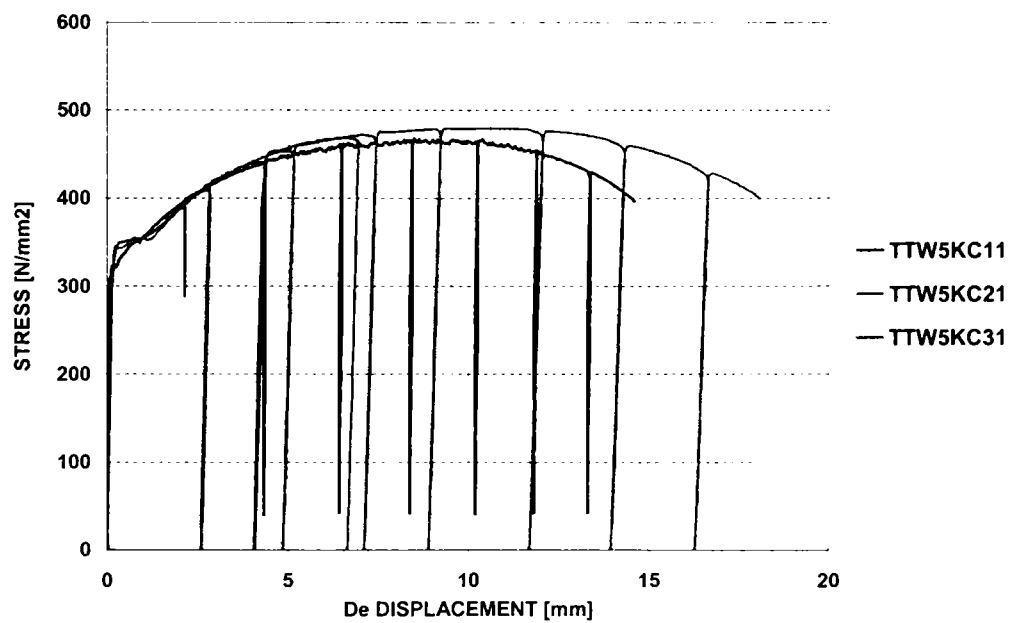


Figura A2.81 Influența vitezei de încărcare, sudura in K, OL52

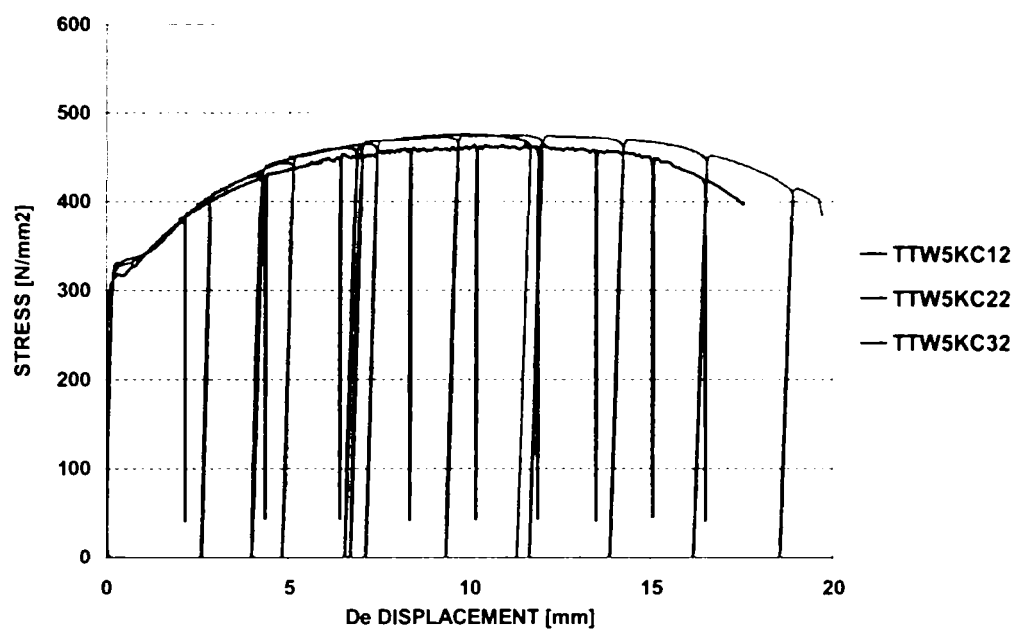


Figura A2.82 Influența vitezei de încărcare, sudura in K, OL52

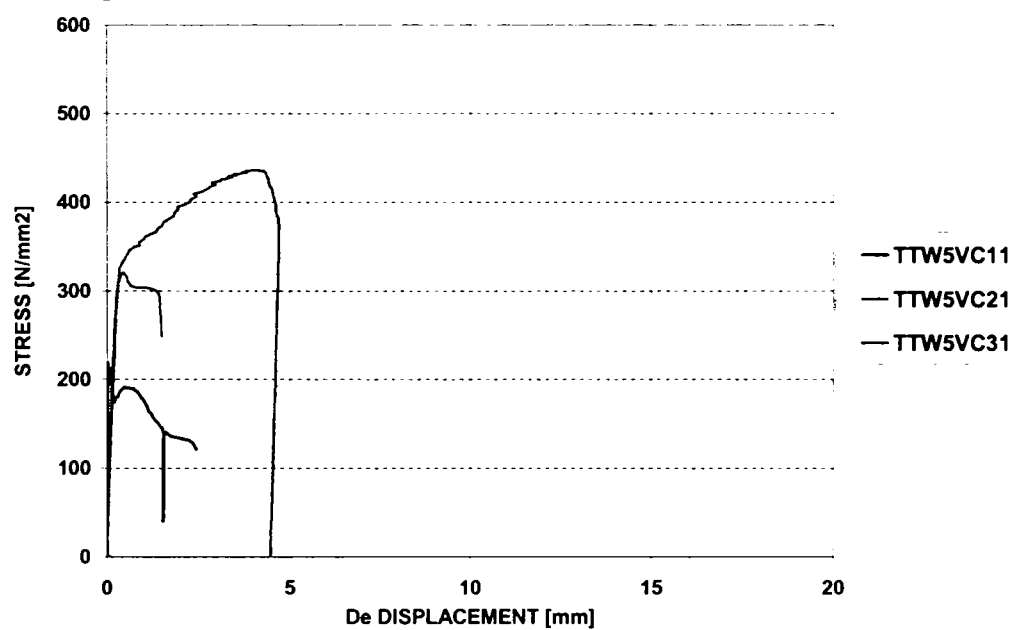


Figura A2.83 Influența vitezei de încărcare, sudura in 1/2V, OL52

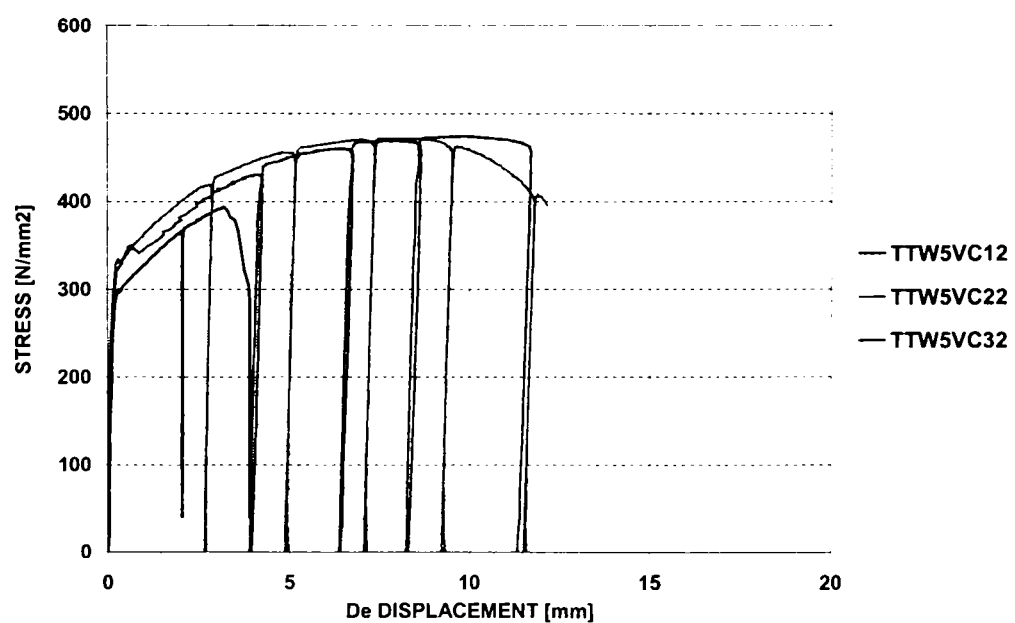


Figura A2.84 Influența vitezei de încărcare, sudura in 1/2V, OL52

A2.7 Influenta tipului de incarcare la incercarile pe epruvete sudate TTW

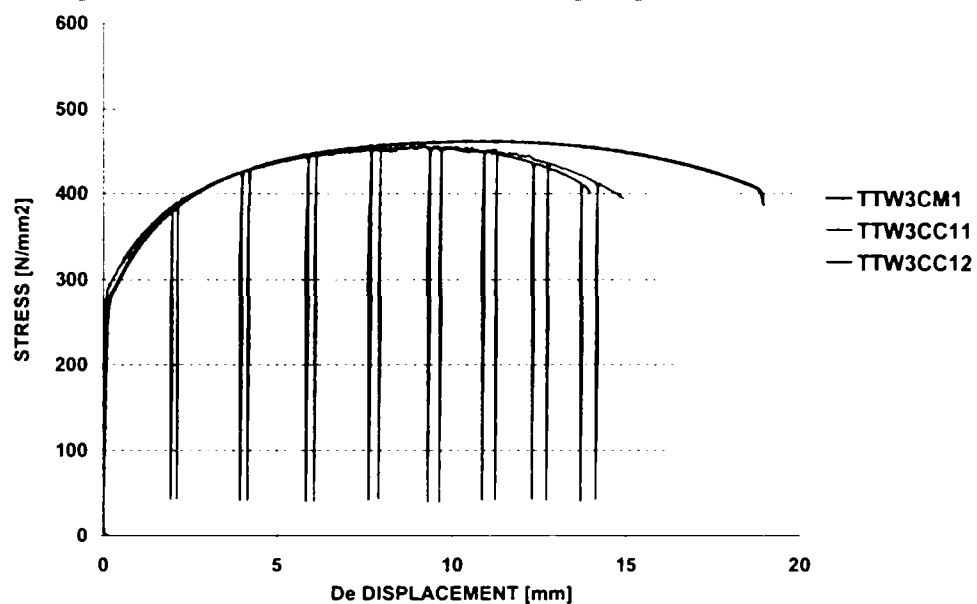


Figura A2.85 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

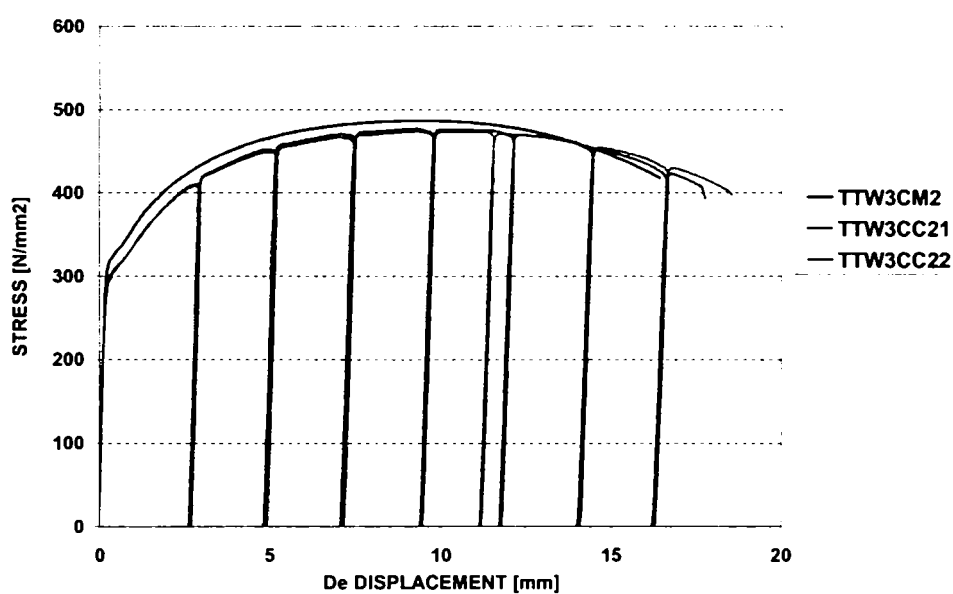


Figura A2.86 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

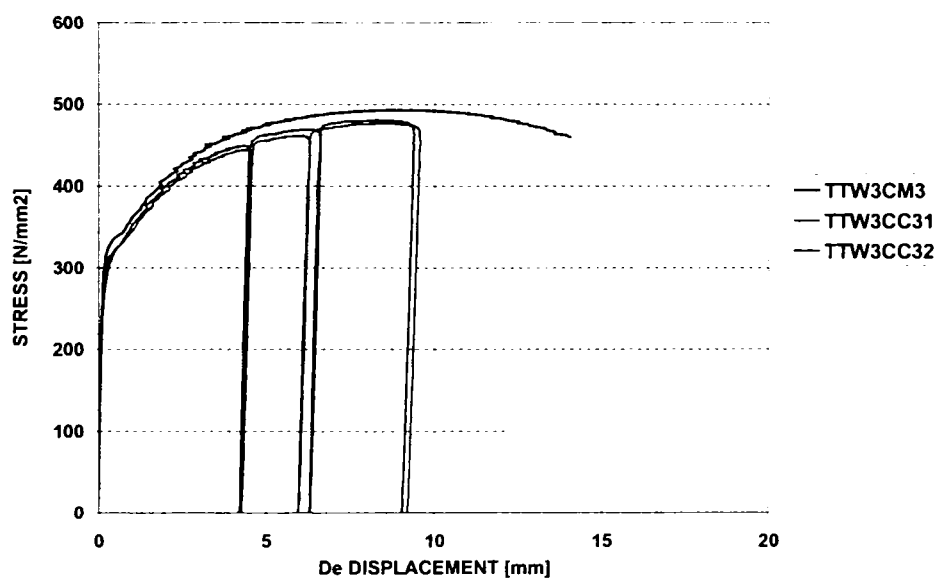


Figura A2.87 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

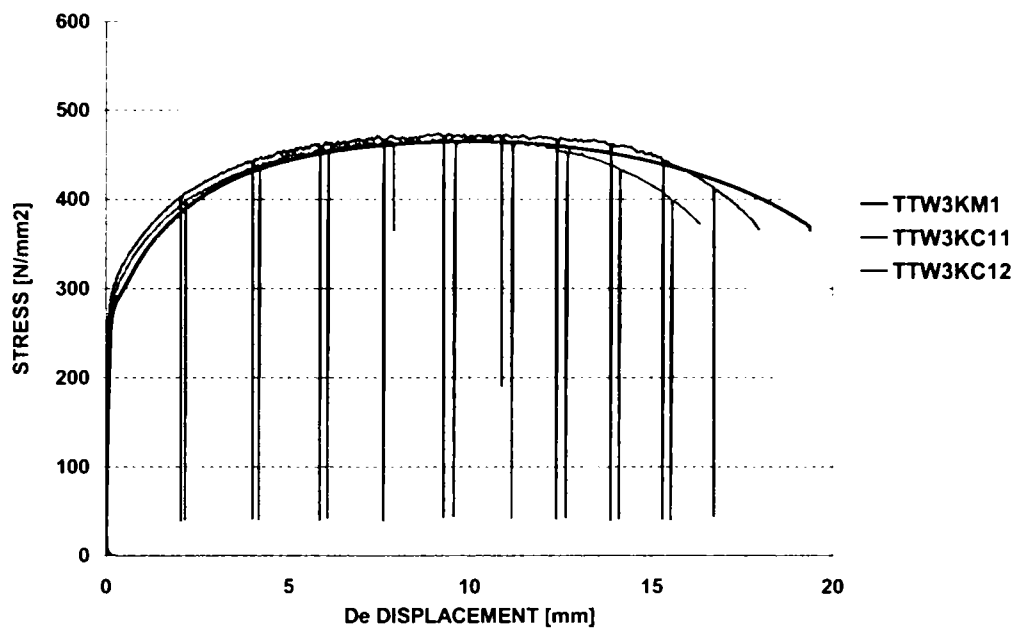


Figura A2.88 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

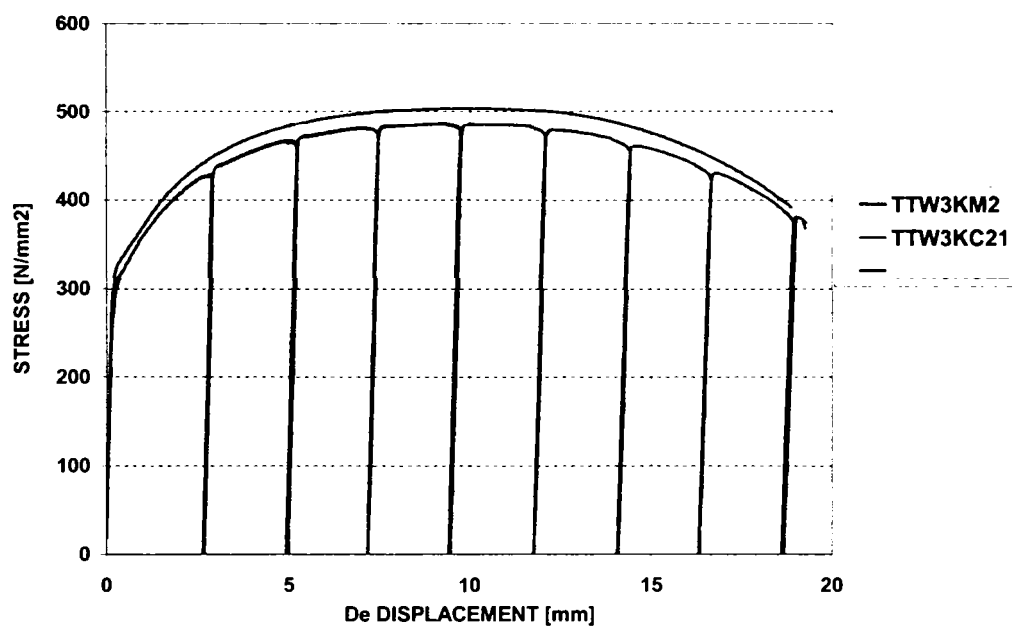


Figura A2.89 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

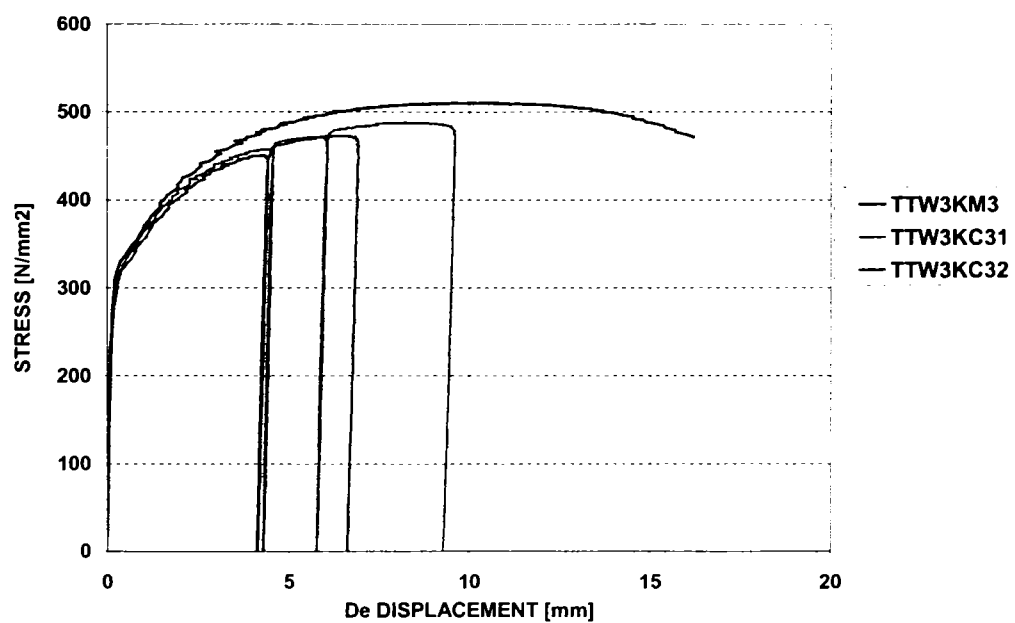


Figura A2.90 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

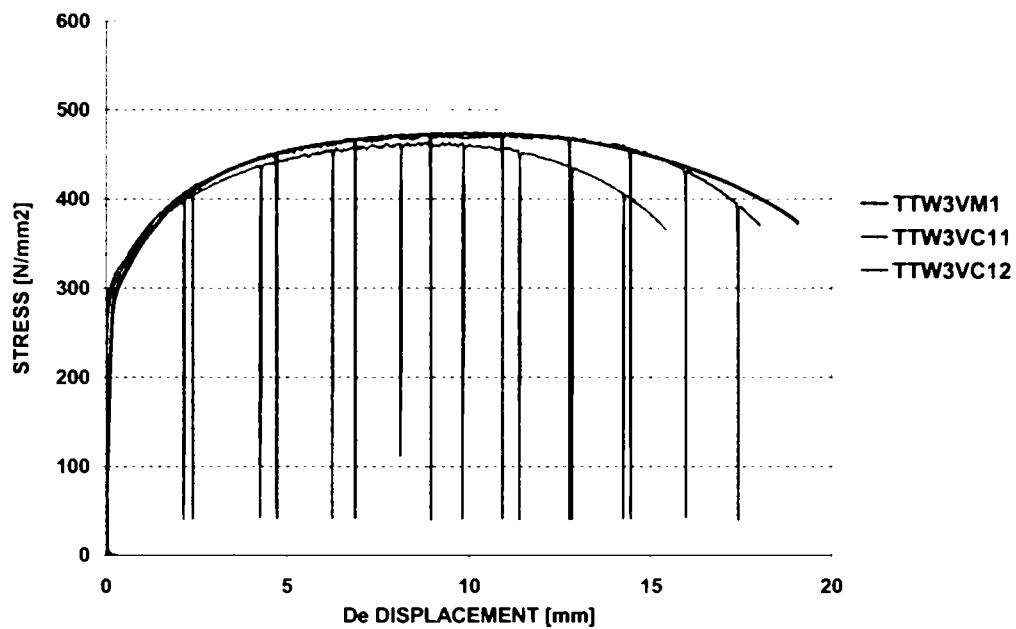


Figura A2.91 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

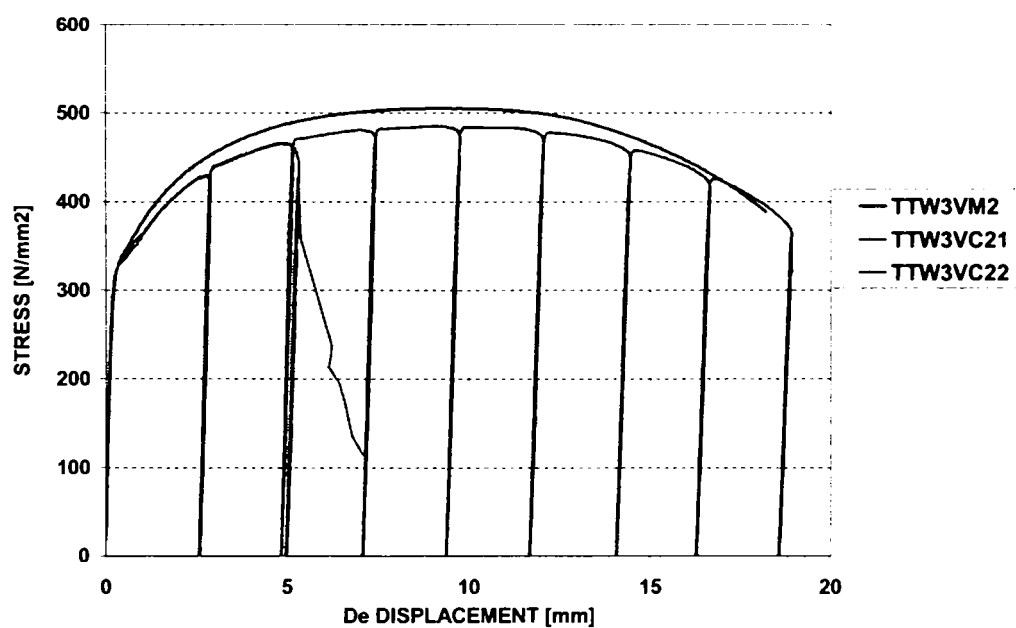


Figura A2.92 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

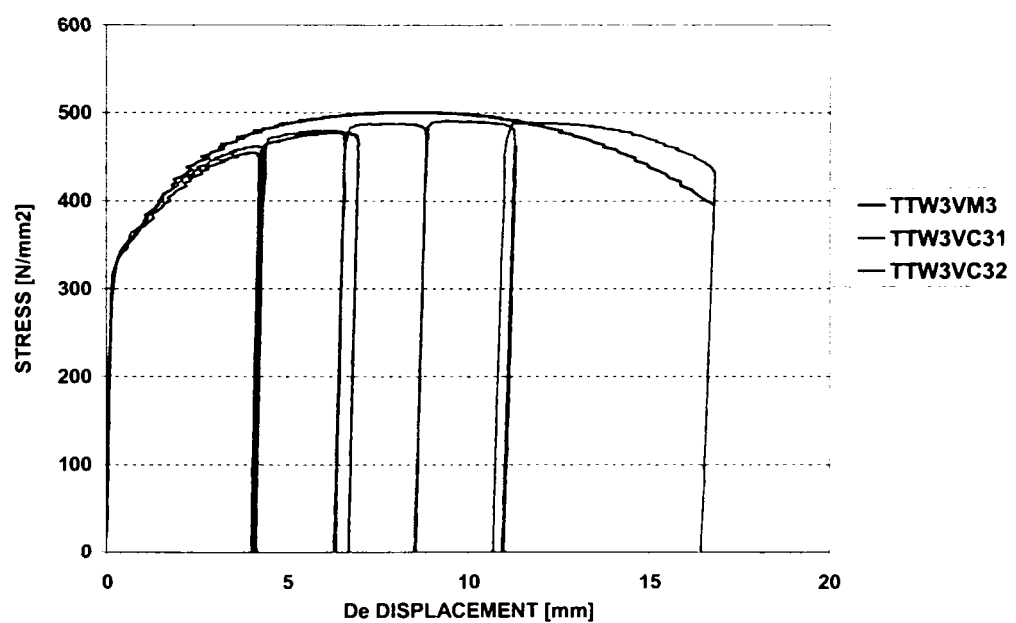


Figura A2.93 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL37, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

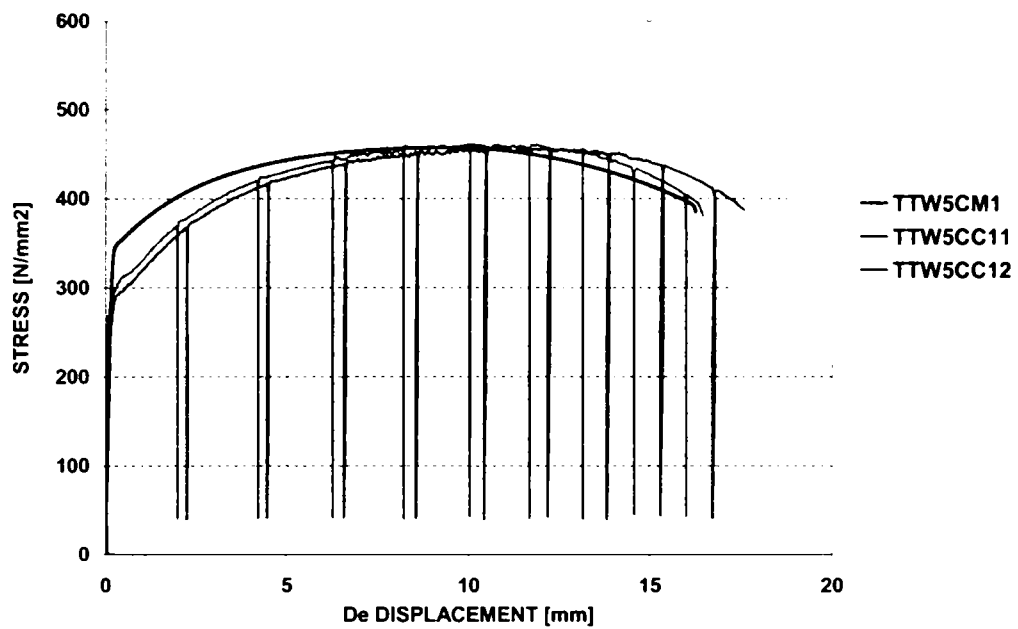


Figura A2.94 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

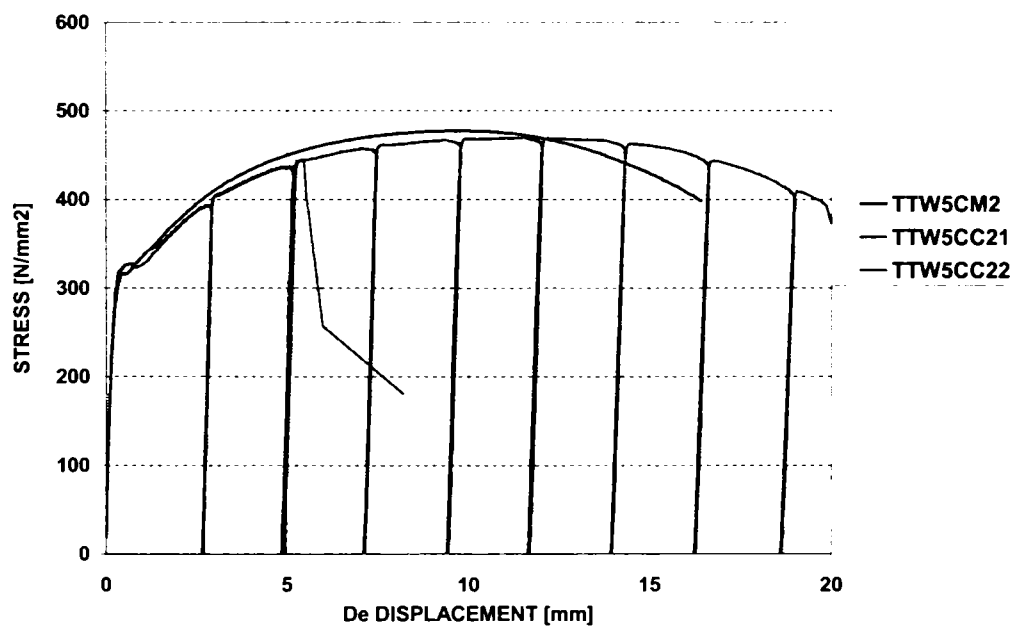


Figura A2.95 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

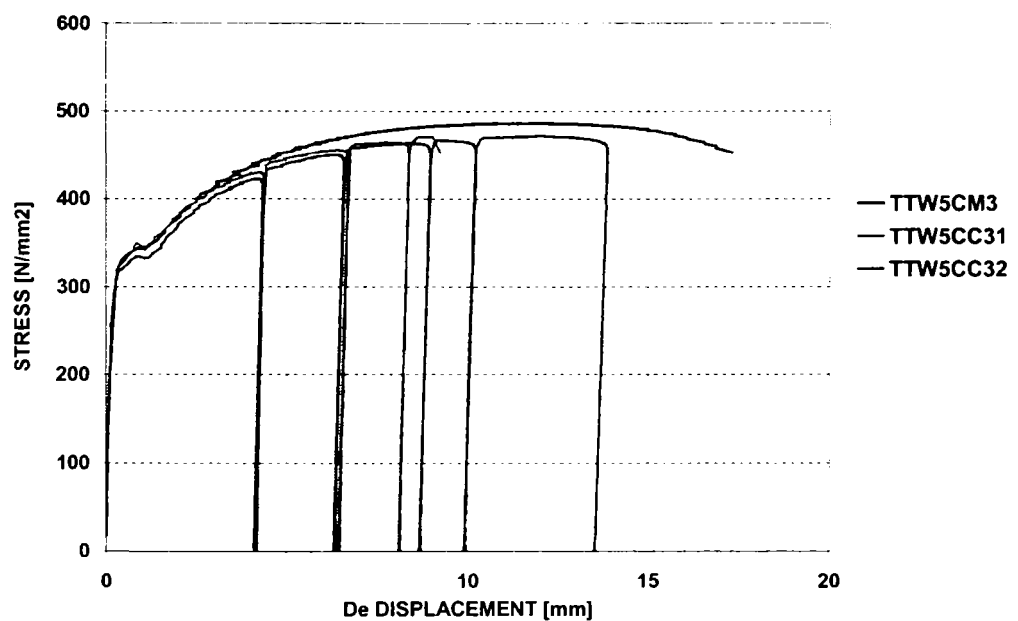


Figura A2.96 Influenta tipului de incarcare, sudura de colt, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

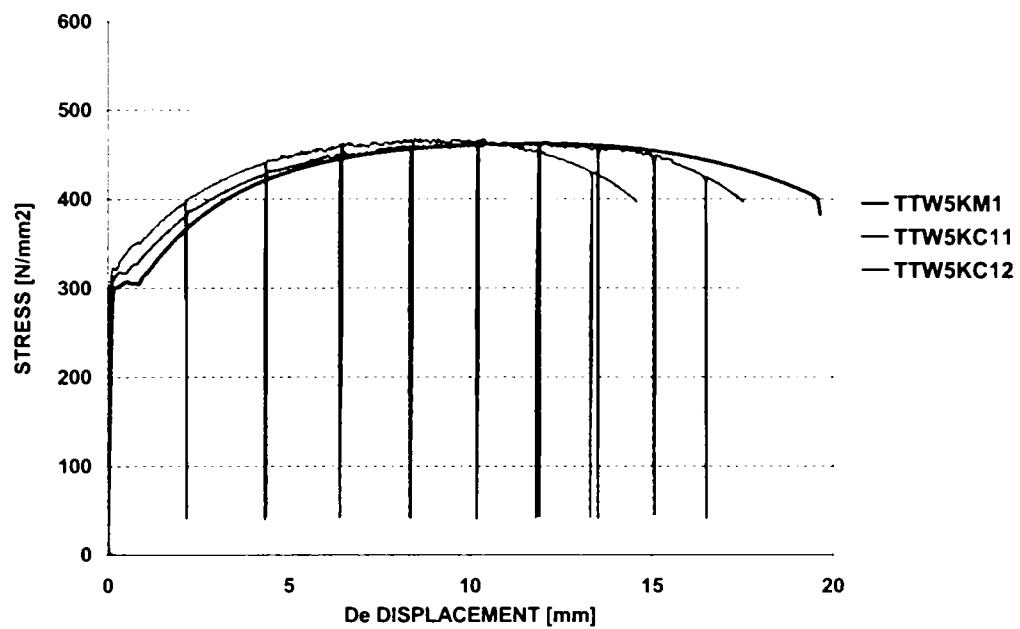


Figura A2.97 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

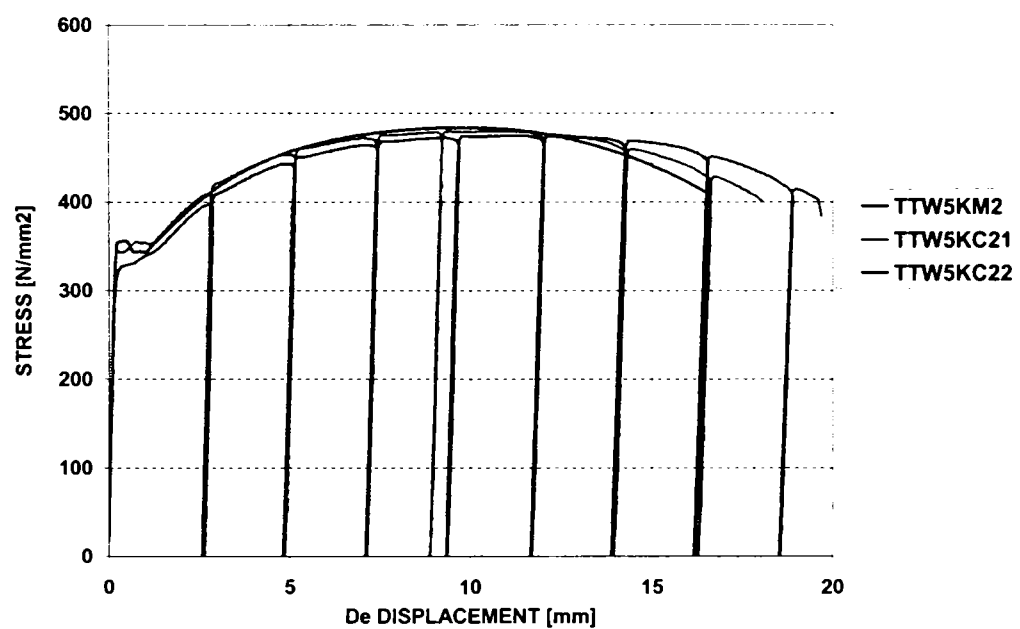


Figura A2.98 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

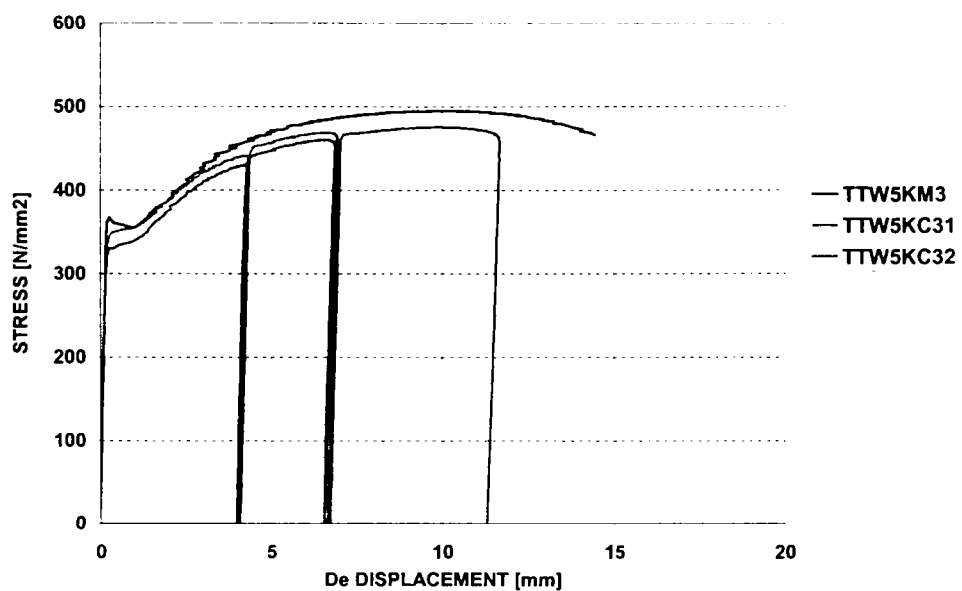


Figura A2.99 Influenta tipului de incarcare, sudura in K, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

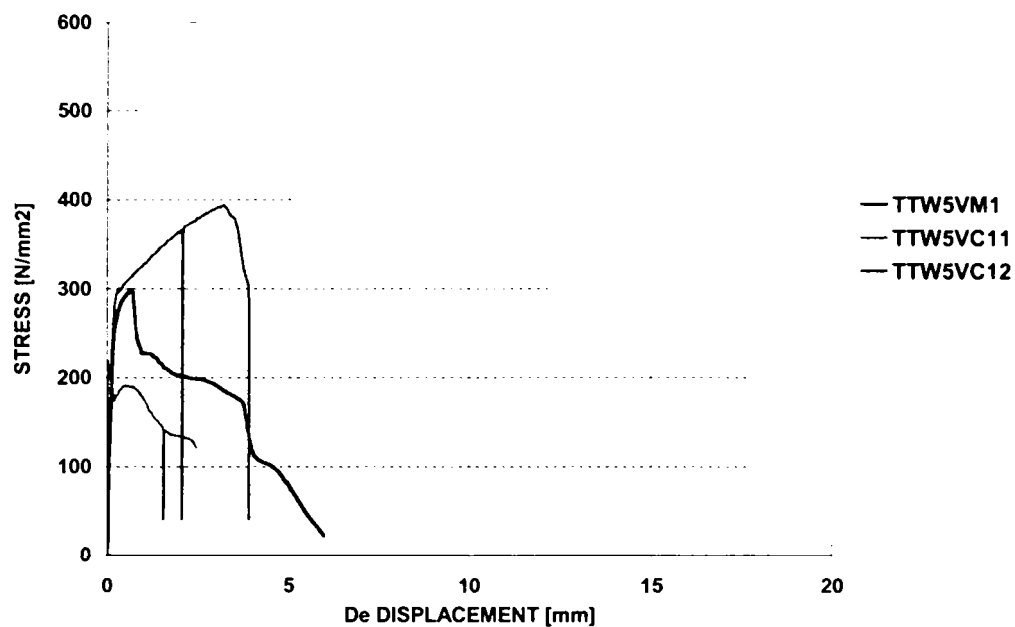


Figura A2.100 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.0001 \text{ s}^{-1}$

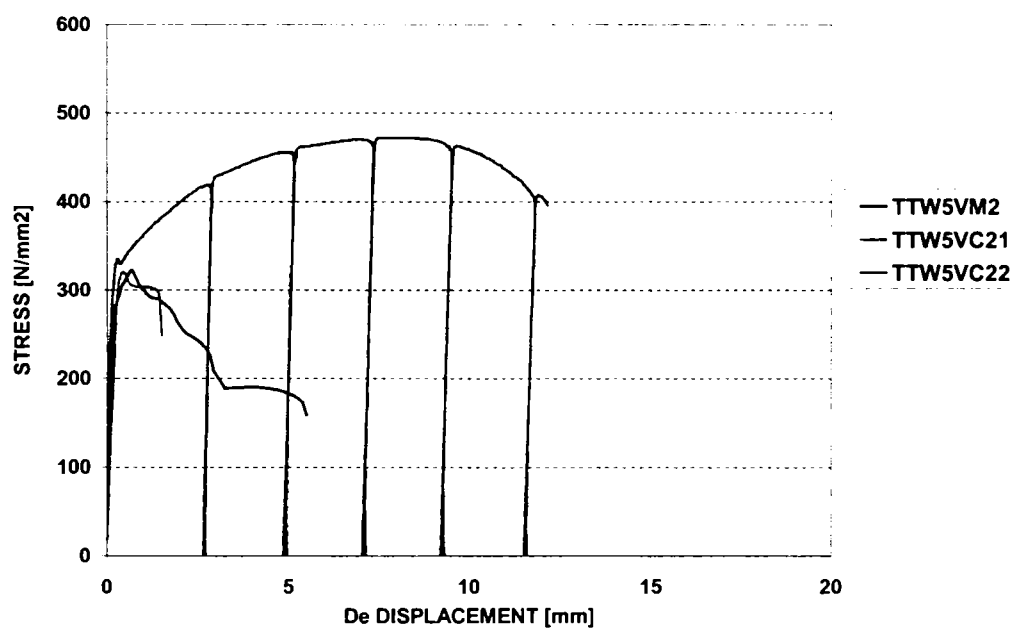


Figura A2.101 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.03 \text{ s}^{-1}$

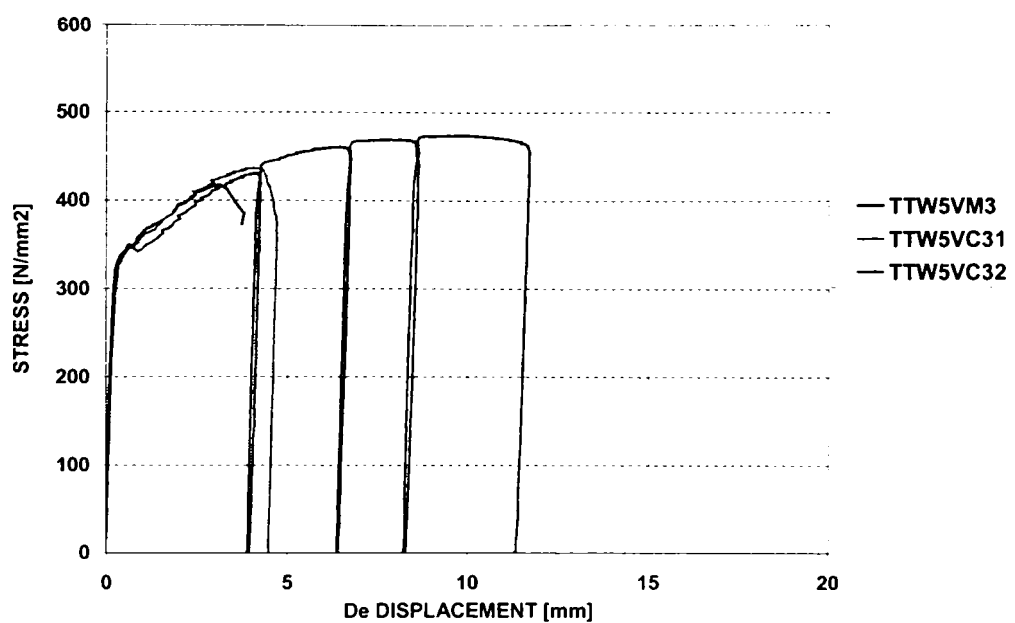


Figura A2.102 Influenta tipului de incarcare, sudura in 1/2V, OL52, $\dot{\epsilon}_1 = 0.06 \text{ s}^{-1}$

Tabel A2.6 Modul de rupere al epruvetelor TTW încercate monoton

specimen	tip rupere	specimen	tip rupere
TTW3CM1	MB	TTW5CM1	MB
TTW3CM2	MB	TTW5CM2	MB
TTW3CM3	MB	TTW5CM3	MB
TTW3KM1	MB	TTW5KM1	MB
TTW3KM2	MB	TTW5KM2	MB
TTW3KM3	MB	TTW5KM3	MB
TTW3VM1	MB	TTW5VM1	S
TTW3VM2	MB	TTW5VM2	S
TTW3VM3	MB	TTW5VM3	S

Tabel A2.7 Modul de rupere al epruvetelor TTW încercate ciclic

specimen	tip rupere	specimen	tip rupere
TTW3CC11	MB	TTW3CC12	MB
TTW3CC21	MB	TTW3CC22	MB
TTW3CC31	S	TTW3CC32	nu s-a rupt
TTW3KC11	MB	TTW3KC12	MB
TTW3KC21	MB	TTW3KC22	MB
TTW3KC31	nu s-a rupt	TTW3KC32	nu s-a rupt
TTW3VC11	MB (fisurare sudură)	TTW3VC12	MB
TTW3VC21	S	TTW3VC22	MB
TTW3VC31	nu s-a rupt	TTW3VC32	nu s-a rupt
TTW5CC11	MB	TTW5CC12	MB
TTW5CC21	S	TTW5CC22	MB
TTW5CC31	S	TTW5CC32	nu s-a rupt
TTW5KC11	MB	TTW5KC12	MB
TTW5KC21	MB	TTW5KC22	MB
TTW5KC31	nu s-a rupt	TTW5KC32	nu s-a rupt
TTW5VC11	S	TTW5VC12	S
TTW5VC21	S	TTW5VC22	MB
TTW5VC31	nu s-a rupt	TTW5VC32	nu s-a rupt
MB – rupere în materialul de bază			
S – rupere în zona îmbinării (sudură sau ZAT)			